

# شبیه سازی عددی شوری آب در مخزن سد شهید مدنی

حبیب حکیم زاده<sup>۱</sup>

## چکیده:

جزئیات نتایج عددی مدل دو بعدی تهیه شده برای شبیه سازی جریان و اجزای کیفی آب در مخزن سد شهید مدنی ارائه می شود. غلظت نمک در آب رودخانه اصلی مخزن بسیار زیاد است از اینرو بررسی کیفیت آب در درون مخزن ضروری است. برای مدل سازی جریان آب و شوری در مخزن از معادلات انتگرال گیری شده در عمق هیدرودینامیک و پراکنش استفاده شده است. پیش بینی نحوه توزیع غلظت نمک در مخزن برای دو حالت مستمر و منقطع و روند رفع آلودگی آب در مخزن پس از ورود آب شیرین به مخزن از بررسیهای مهم این پژوهش هستند.

## کلمات اصلی و مهم:

آلودگی آب، شوری، مخزن سد، روش تفاضل محدود، Ultimate Quickest Scheme، مدل عددی، منحنی جریان.

<sup>۱</sup> استادیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی سهند

## مقدمه

سد مخزنی و نیار یکی از پنج پروژه سد سازی طرح حوزه آبریز آجی چای می باشد. این سد از نوع سنگ ریزه ای با هسته نفوذ ناپذیر می باشد. محل سد در ۹/۵ کیلومتری شمال شرقی شهر تبریز، طول جغرافیایی "۳۶° و ۲۲' و ۴۶" و عرض جغرافیایی "۵۶° و ۶' و ۳۸" بر روی رودخانه تلخه رود واقع شده است. مساحت حوزه آبریز رودخانه آجی چای، در محل سد و نیار، برابر ۷۵۷۲ کیلومتر مربع می باشد. دبی متوسط سالانه رودخانه در محل سد حدود ۱۴ مترمکعب در ثانیه است (آشناب، ۱۳۷۳).

مدل تهیه شده در این پژوهش از نوع دو بعدی است و نتایج عددی جریان و اجزای کیفی آب مدل برای حالت‌های مختلف مخزن به تفصیل بیان شده است. مدل مزبور برای مقادیر دبی و غلظت جز کیفی مورد نظر آب (شوری) رودخانه اصلی منتهی به مخزن (آجی چای) از روی جداول آماری ماهانه مورد استفاده قرار گرفته است. میانگین جریان رودخانه در محل سد و نیار حدود ۴۵۰ میلیون مترمکعب در سال می باشد. از این مقدار حدود ۷۸ درصد مربوط به ماههای اسفند، فروردین، اردیبهشت و خرداد می باشد. غلظت املاح جریان در این ماهها با توجه به میزان جریان در سطح پایینی قرار دارد و لذا با ذخیره سازی اهم جریان رودخانه در ماههای پرآبی می توان شوری رودخانه را به طور مؤثری کنترل نمود. بنابراین مقدار دبی متوسط سالانه (۱۴/۱۸ مترمکعب در ثانیه) و نیز حداکثر مقدار دبی ماهانه (۵۳/۱۶ مترمکعب در ثانیه مربوط به اردیبهشت ماه) و غلظت نمک متناظر (۱۶۳۲/۴۱۵ میلی گرم در لیتر) حداکثر دبی (قدس نیرو، ۱۳۷۴) به عنوان مقادیر شاخص انتخاب گردیدند. از آن جا که مقادیر دبی سایر رودخانه های منتهی به مخزن در مقایسه با رودخانه اصلی مخزن (آجی چای) کوچک بودند از اینرو مقادیر متوسط مجاری ورودی مزبور انتخاب شدند. اگرچه مدل عددی تهیه شده قابلیت مدل سازی جریانهای دایمی و غیردایمی را دارد ولی در این پژوهش به منظور دستیابی به منحنی جریان مواد آلوده کننده، تنها حالت دایمی جریان در مخزن مورد مطالعه قرار گرفته است. با این وجود ورود مواد آلوده کننده به مخزن میتواند به یکی از دو صورت دایمی (مستمر) و غیردایمی (منقطع) در نظر گرفته شود. برای حالت جریان غیردایمی نیز بدون در نظر گرفتن مقادیر دبی های ورودی مخزن، می توان مقداری دبی (به صورت ثابت یا متغیر) برای مجرای خروجی سد در نظر گرفت.

## معادلات هیدرودینامیک

معادلات دیفرانسیل حاکم مورد استفاده در مدل عددی برای تعیین میدان تغییرات سطح آب و سرعت متوسط در عمق در صفحه افقی بر اساس انتگرال گیری معادلات سه بعدی ناویر-استوکس بر روی عمق ستون آب می باشند. در استخراج معادلات مزبور فرض بر این بوده است که شتابهای قائم در مقایسه با شتاب ثقل ناچیز هستند (فرض آبهای با عمق کم و یا فرض توزیع فشار هیدرواستاتیک در عمق آب) و نیز اینکه تنشهای رینولدز در صفحه قائم می توانند به وسیله تقریب بوسینسک نشان داده شوند (Falconer, 1993):

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial UH}{\partial x} + \frac{\partial VH}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial UH}{\partial t} + \beta \left[ \frac{\partial U^2 H}{\partial x} + \frac{\partial UVH}{\partial y} \right] = f_c VH - gH \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{C_s \rho_a W_x W_s}{\rho} - \frac{gUV_s}{C^2} + \bar{\epsilon} H \left[ \frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} \right] \quad (2)$$

$$\frac{\partial VH}{\partial t} + \beta \left[ \frac{\partial UVH}{\partial x} + \frac{\partial V^2 H}{\partial y} \right] = -f_c UH - gH \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{C_s \rho_a W_y W_s}{\rho} - \frac{gVV_s}{C^2} + \bar{\epsilon} H \left[ \frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} \right] \quad (3)$$

که در آنها داریم:  $\xi$  = تغییرات سطح آب از تراز مبنا،  $t$  = زمان،  $x, y$  = محورهای مختصات در صفحه افقی،  $U, V$  = مؤلفه های سرعت متوسط در عمق در جهات  $x$  و  $y$ ،  $H$  = عمق کلی جریان،  $\beta$  = ضریب تصحیح مقدار حرکت حاصل از پروفیل غیریکنواخت سرعت،  $f_c$  = ضریب کوریولیس،  $g$  = شتاب ثقل،  $C_s$  = ضریب مقاومت هوا-آب،  $\rho_a$  = جرم مخصوص هوا،  $\rho$  = جرم مخصوص سیال،  $W_x, W_y$  = مؤلفه های سرعت باد در جهات  $x$  و  $y$ ،  $W_s$  = سرعت باد،  $C$  = ضریب شری،  $V_s$  = سرعت عمق متوسط سیال،  $\bar{\epsilon}$  = ضریب ویسکوزیته گردابی متوسط در عمق.

با فرض توزیع لگاریتمی سرعت در عمق جریان، ضریب تصحیح مقدار حرکت به صورت زیر در می آید (Hakimzadeh, 1997):

$$\beta = \left[ 1 + \frac{g}{C^2 \kappa^2} \right] \quad (۴)$$

که در آن  $\kappa$  (۰،۴) = ضریب وون کارمن است. برای محاسبه  $\bar{\epsilon}$  از مدل توربلانس طول اختلاط ساده، با در نظر گرفتن نتایج تجربی، استفاده شده است (Fischer, 1973):

$$\bar{\epsilon} = 0.15 U_* H \quad (۵)$$

که در آن  $U_*$  = سرعت اصطکاکی سیال است. برای محاسبه ضرایب شری از معادله کلبروک-وایت استفاده گردید. در مورد مشخصات زبری بستر، داده عددی وجود نداشت از اینرو یک مقدار شاخصی برابر با ۲۰ میلیمتر برای پارامتر زبری نیکورادزه فرض گردید. همچنین شتاب کوریولیس در مدل عددی با در نظر گرفتن مقدار "۵۶' و ۳۸' برای عرض جغرافیایی ناحیه، وارد محاسبه شده است.

### معادلات اجزای کیفی آب

در مورد معادلات اجزای کیفی آب، نخست شکل کلی معادله انتقال-پخش (معادله پراکنش) بر روی عمق ستون آب انتگرال گیری شده است و سپس معادلات متناظر مربوط به هر جز کیفی آب در مدل شامل شوری، B.O.D، نیتروژن آمونیاک، اکسیژن نامحلول و درجه حرارت تنظیم گردیده اند. معادله عمومی انتگرال گیری شده در عمق به صورت زیر می باشد (Falconer and Cahyono, 1994):

$$\frac{\partial \phi H}{\partial t} + \left[ \frac{\partial \phi U H}{\partial x} + \frac{\partial \phi V H}{\partial y} \right] = \frac{\partial}{\partial x} \left[ H D_{xx} \frac{\partial \phi}{\partial x} + H D_{xy} \frac{\partial \phi}{\partial y} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[ H D_{yx} \frac{\partial \phi}{\partial x} + H D_{yy} \frac{\partial \phi}{\partial y} \right] + H(\phi_o + \phi_d + \phi_k) \quad (۶)$$

که در آن داریم:  $\phi$  = غلظت نمک،  $D_{xx}, D_{xy}, D_{yx}, D_{yy}$  = ضرایب عمق متوسط پخش و پراکنش طولی توربلانس در جهات  $x$  و  $y$ ،  $\phi_o$  = منبع یا چاه مواد آلوده کننده،  $\phi_d$  = نرخ رشد یا زوال اجزای کیفی آب،  $\phi_k$  = نرخ کلی انتقال سینتیک. همانگونه که پیش از این بیان گردید یکی از اهداف اصلی این پژوهش، محاسبه و پیش بینی توزیع مقدار غلظت نمک در مخزن سد است و این کار به وسیله حل معادله متناظر در این قسمت انجام می پذیرد که در آن مقادیر نرخ زوال و انتقال سینتیک صفر می باشند. در مورد عبارات پخش و پراکنش، ضرایب متناظر در حالت دو بعدی می توانند به صورت زیر نشان داده شوند:-

$$D_{xx} = \frac{(k_l U^2 + k_t V^2) H \sqrt{g}}{\sqrt{U^2 + V^2} C} + D_w \quad (۷)$$

$$D_{yy} = \frac{(k_l V^2 + k_t U^2) H \sqrt{g}}{\sqrt{U^2 + V^2} C} + D_w \quad (۸)$$

$$D_{xy} = D_{yx} = \frac{(k_l - k_t)UVH\sqrt{g}}{\sqrt{U^2 + V^2}C} \quad (9)$$

که در آنها داریم:  $k_l$  = ثابت عمق متوسط پراکنش طولی (بدون بعد)،  $k_t$  = ثابت عمق متوسط پخش توربلانس (بدون بعد) و  $D_w$  = ضریب پراکنش ناشی از باد. در صورت نبود داده های صحرایی تجربی، مقادیر شاخص اولیه ای مانند  $k_l = 13.0$  و  $k_t = 1.2$  می توانند در مدل بکار برده شوند (Falconer, 1994).

### معادلات تفاضل محدود

در جداسازی معادلات حاکم بر جریان و اجزای کیفی آب از روش تفاضلات محدود استفاده شده است. معادلات تفاضل محدود متناظر با معادلات هیدرودینامیک و پراکنش به روش ADI (Alternating Direction Implicit) بیان و حل گردیدند. معادلات تفاضل محدود به طور کامل در زمان و مکان به فرم تفاضل مرکزی تنظیم شدند، به صورتی که عبارات مربوط به شتابهای انتقالی و پراکنش توربلانس به وسیله تکرار به شکل تفاضل مرکزی در آمدند. شبکه مورد استفاده در مدل عددی طوری انتخاب شده است که مقادیر دبی و تراز سطح آب در مورد هر شبکه در نقاط متفاوتی از شبکه قرار داشته باشند. روش مزبور دارای این مزیت است که برای هر کدام از متغیرهای تابع زمان، عبارتی برای مشتق مکانی به صورت مرکزی وجود خواهد داشت. جزییات کامل معادلات تفاضل محدود در مدل در (حکیم زاده، ۱۳۷۹) آورده شده است.

### شبکه بندی سطح دریاچه سد

نقشه های توپوگرافی تهیه شده توسط مشاور برای دریاچه سد در مقیاس ۱/۵۰۰۰ می باشد و با توجه به وسعت دریاچه، نقشه های توپوگرافی مخزن در ۱۶ شیت (در اندازه B2) تدوین شده است. از آنجا که شبکه بندی بر روی این تعداد نقشه و برداشت داده های توپوگرافی از روی آنها مشکلاتی را به همراه دارد، از اینرو از نقشه های ۱/۵۰۰۰ موجود که توسط سازمان جغرافیایی کشور تهیه شده است برای این منظور استفاده گردیده است. ابتدا سطح مخزن به صورت دستی شبکه بندی شده و داده های توپوگرافی موجود در دریاچه سد بر روی یک فایل کامپیوتری ذخیره گردید. سپس با استفاده از یک برنامه کامپیوتری شبکه بندی دقیق مخزن انجام گرفت. با توجه به وسعت دریاچه سد (حدود ۶۵ کیلومتر مربع) و نیز با استفاده از تجارب کسب شده در شبکه بندی این نوع مخازن، یک سطح تقریبی به مساحت حدود ۲۳۰ کیلومتر مربع برای این منظور در نظر گرفته شده است. طول تقریبی سطح انتخاب شده حدود ۲۵ کیلومتر است که تقریباً برابر با طول کلی دریاچه سد است و عرض آن حدود ۹ کیلومتر است. بنابراین تعداد شبکه های انتخاب شده برای طول دریاچه ۱۹۸ و برای عرض آن برابر ۷۴ میباشد و نیز ابعاد شبکه های انتخاب شده ۱۲۵×۱۲۵ متر می باشد. انتخاب این ابعاد بر اساس طول تاج سد و عرض تقریبی رودخانه های منتهی به آن انجام گرفته است. همچنین مقادیر عمق آب در وسط اضلاع شبکه ها از روی برنامه کامپیوتری تهیه شده به دست آمده اند.

### شرایط مرزی

محل رودخانه های منتهی به مخزن سد به عنوان شرایط مرزی باز (مرز جریان) در نظر گرفته شده است و مقادیر دبی رودخانه های مورد نظر از شبکه های مجاور مخزن به صورت تدریجی از طریق یک منحنی سینوسی به مخزن وارد می شوند. محل و جهت نسبتاً دقیق رودخانه ها در ورود به مخزن سد از روی نقشه های مربوط مشخص شده است. این کار در به دست آوردن شکل دقیق گردش جریان خیلی مؤثر است. همچنین در مورد محاسبه مقدار دبی خروجی از سرریز تمهیدات ویژه ای در محل خروجی سد پیش بینی شده است. معادله سرریز مورد استفاده جهت محاسبه مقدار دبی خروجی به صورت زیر می باشد (Chadwick and Morfett, 1998):

$$Q_{out} = C_d L_w \zeta_w^{3/2} \quad (10)$$

که در آن داریم:  $Q_{out}$  = مقدار دبی خروجی از سرریز بر حسب مترمکعب در ثانیه،  $L_w$  = محیط یا طول یک شبکه بر حسب متر،  $\zeta_w$  = ارتفاع متوسط آب بر روی سرریز بر حسب متر،  $C_d$  = ضریب تخلیه دبی.



این محاسبه در هر گام زمانی از روی تغییرات تراز سطح آب انجام می‌گیرد و در صورت ثابت ماندن مقادیر دبی رودخانه های ورودی، دبی خروجی از سرریز نیز پس از مدتی به مقدار ثابت می‌رسد و مقدار آن برابر مجموع مقادیر دبی رودخانه های ورودی می‌گردد، به عبارت دیگر شرایط جریان دائمی برقرار می‌گردد. برای حالت غیردائمی می‌توان مقداری دبی (به صورت ثابت یا متغیر) برای مجرای خروجی سد در نظر گرفت.

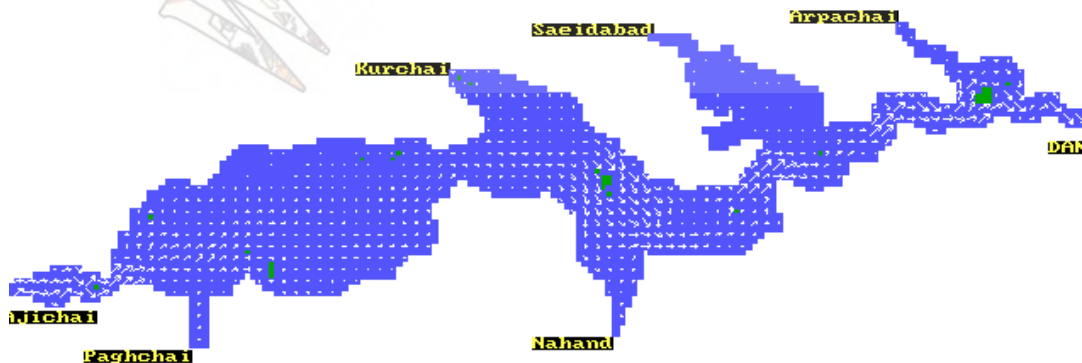
### شکل عمومی جریان در مخزن سد

همان طور که پیش از این بیان گردید مدل عددی تهیه شده در ابتدا برای مقادیر مختلف دبی آجی چای (متوسط و حداکثر) و مقادیر دبی متوسط سایر رودخانه ها و انهار به کار برده شد. اجرای مدل هیدرودینامیک از حالت سکون آغاز گردید و برای زمان کمتر از زمان کالیبراسیون مقادیر دبی مورد نظر به واسطه یک منحنی مثلثاتی به فرم زیر از طریق مرزهای باز (مجاری ورودی) وارد مخزن شدند:

$$Q = Q_0 \left[ 1 - \cos \left( \frac{\pi}{2} \sin \frac{\pi t}{2T} \right) \right] \quad t \leq T \quad (11)$$

که در آن داریم:  $Q$  = مقدار دبی در زمان شبیه سازی  $t$ ،  $Q_0$  = مقدار دبی مورد نظر در زمان کالیبراسیون  $T$ . پس از رسیدن زمان محاسبه کامپیوتری به زمان کالیبراسیون مقادیر دبی مزبور ثابت نگه داشته می‌شوند. همزمان مقدار دبی خروجی در هر گام زمانی از روی تغییرات تراز سطح آب به واسطه معادله سرریز خروجی (۱۰) محاسبه و از محل شبکه خروجی مخزن خارج می‌شود. بعد از رسیدن زمان محاسبه به زمان کالیبراسیون، از آن جا که مقادیر دبی رودخانه های ورودی ثابت باقی می‌مانند بنابراین دبی خروجی از سرریز نیز پس از مدتی به مقدار ثابتی می‌رسد و مقدار آن از نظر عددی برابر مجموع مقادیر دبی رودخانه های ورودی می‌گردد و در این زمان مقدار افزایش تراز آب در همه جای دریاچه سد یکسان باقی می‌ماند، به عبارت دیگر شرایط جریان دائمی برقرار می‌گردد.

نتایج عددی مدل هیدرودینامیک برای دبی حداکثر رودخانه اصلی در شکل ۱ نشان داده شده است. همانطور که از روی شکل مزبور مشاهده می‌شود شکل (الگوی) عمومی جریان از ورودی رودخانه اصلی مخزن به سمت خروجی سد است. همچنین دیده می‌شود که مقادیر سرعت (یا اندازه بردارهای سرعت) در نواحی کم عمق و کم عرض مخزن خیلی بزرگتر از محل های عمیق و عریض تر مخزن هستند. در محل هایی که مقطع عرضی مخزن به طور موضعی بزرگ می‌شود، وجود جریان های گردابی و چرخاب ها در آن نواحی مشهود است. همچنین از آنجا که مقادیر دبی مربوط به سایر مجاری ورودی در مقایسه با مقدار دبی رودخانه اصلی کوچک هستند، بنابراین مشاهده می‌شود که وجود مجاری فرعی مزبور تاثیر چندانی در الگوی کلی جریان ندارند. همچنین بر روی شکل مزبور موقعیت رودخانه اصلی (آجی چای) و سایر رودخانه های منتهی به مخزن و نیز محل سد نشان داده شده اند.



شکل ۱: شکل عمومی جریان در مخزن سد شهید مدنی

### نحوه توزیع مواد آلوده کننده در مخزن (آلودگی مستمر و دائمی)

اگرچه امکان ورود انواع مواد آلوده کننده با غلظت های مختلف از تمامی مجاری ورودی در مدل پیش بینی شده است ولی به دلیل وجود غلظت کم نمک در مجاری ورودی فرعی در مقایسه با مجرای ورودی اصلی و نیز به دلیل شیرین بودن آب برخی از آنها، آب تمامی مجاری فرعی مزبور شیرین در نظر گرفته شده است. برای بررسی نحوه توزیع غلظت نمک (شوری) در مخزن سد به منظور دست یابی سریع به حالت دائمی جریان، حداکثر مقدار دبی رودخانه اصلی (۵۳/۱۶ مترمکعب در ثانیه) انتخاب شده است. بنابراین پس از گذشت حدود ۲۵۰ ساعت زمان محاسبه کامپیوتری، مقدار غلظت نمک متناظر با دبی مذکور (۱۶۳۲/۴۱۵ میلی گرم در لیتر) بر روی یک منحنی سینوسی به فرم زیر به صورت مستمر برای مدت ۵۰ شبانه روز از طریق ورودی اصلی به مخزن وارد شد:

$$C = C_0 \sin\left(\frac{\pi(t-t_s)}{t_e-t_s}\right) \quad t_s \leq t \leq t_e \quad (12)$$

که در آن داریم:  $C$  = مقدار غلظت نمک در زمان شبیه سازی  $t$ ،  $C_0$  = مقدار غلظت نمک متناظر با دبی مورد نظر،  $t_s$  = زمان ورود آب شور از مجرای ورودی اصلی،  $t_e$  = زمان خاتمه آب شور از مجرای ورودی اصلی. همچنین از آن جا که عبارات مربوط به شتابهای انتقالی در معادله پراکنش اجزای کیفی آب نقش بسیار مهمی در مدل سازی عددی این گونه معادلات دارند از اینرو در جداسازی عبارات مزبور از روش مؤثر و قوی Ultimate Quickest Scheme استفاده شده است (Leonard, 1991). با کاربرد این روش، از به وجود آمدن نتایج عددی خیلی بزرگ در نواحی با شدت آلودگی زیاد و نیز مقادیر منفی در نواحی با شدت بسیار کم ممانعت به عمل می آید.

نتایج عددی توزیع غلظت نمک در مخزن سد برای زمانهای مختلف شبیه سازی استخراج شده و نمونه ای از آنها در شکل ۲ نشان داده شده است. از روی شکل مزبور می توان مشاهده نمود که با استمرار یافتن جریان آب شور از مجرای ورودی اصلی به مخزن، مقدار غلظت نمک در مجرای خروجی نیز به تدریج افزایش می یابد و به مقدار متناظر ورودی نزدیک می شود.



شکل ۲: روند آلودگی مخزن سد، ۵۰۰ ساعت پس از ورود آب شور به مخزن

### منحنی جریان مواد آلوده کننده در مخزن (آلودگی منقطع و غیردائمی)

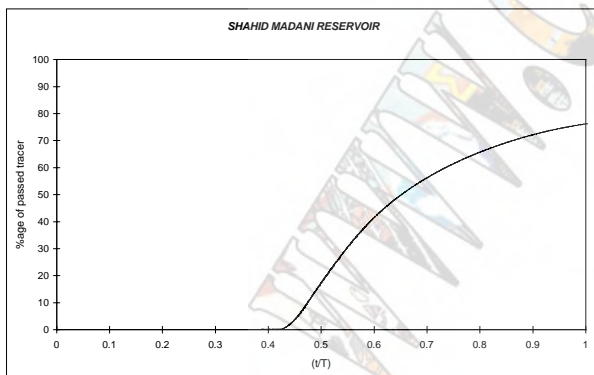
یکی از اهداف اصلی در این پژوهش تعیین منحنی های جریان مربوط به مواد آلوده کننده در خروجی مخزن سد از روی اثر تزریق شده در وردی است. این پدیده در طبیعت مشابه با حالتی است که مقداری آب شور برای مدت کوتاهی از طریق مجرای ورودی وارد مخزن شود و ما زمان رسیدن این اثر به مجرای خروجی و نیز مقدار شوری (غلظت نمک) اثر را در آنجا اندازه گیری بکنیم. روشی که عموماً برای اندازه گیری سرعت متوسط جریان های آب زیر زمینی و سطحی انجام می گیرد. همچنین در روند یابی سیل در مخزن از روش مشابهی استفاده می شود با این تفاوت که با کاربرد روند سیل در مخزن تنها دسترسی به هیدروگراف مجرای خروجی با استفاده از هیدروگراف سیلاب ورودی به مخزن امکان پذیر می شود و هیچگونه اطلاعاتی در مورد وضعیت جریان در مخزن به دست نمی آید. بنابراین مقداری نمک با غلظت معین به جریان دبی رودخانه اصلی و برای زمان محدودی افزوده شد، به

عبارت دیگر مقداری آب شور با غلظت نمک معین وارد مخزن گردید. پس از آن، اثر مزبور در طول مدت زمان نگهداری مخزن دنبال شد. زمان نگهداری مخزن عبارت است از:

$$T = V / Q \quad (۱۳)$$

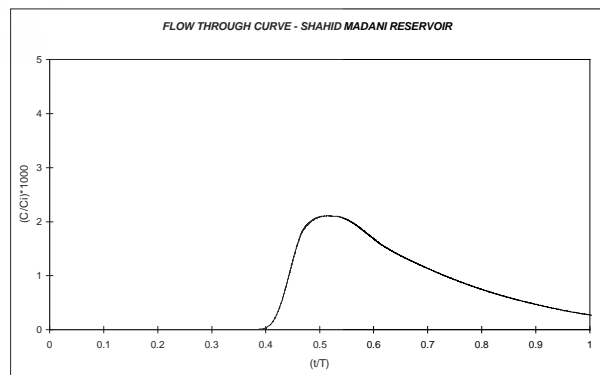
که در آن داریم:  $T$  = زمان نگهداری مخزن،  $V$  = حجم مخزن،  $Q$  = مقدار دبی مجرای ورودی اصلی. در حالت ایده آل و در صورتی که از فرایندهای پخش و پراکنش صرفنظر شود زمان ماند همه عناصر سیال برابر  $T$  خواهد بود. در یک رژیم جریانی که به طور کامل اختلاط یافته است برخی از عناصر آب دارای زمان نگهداری خیلی کوچک هستند، در حالیکه عناصر دیگر دارای زمان نگهداری خیلی طولانی تری از زمان نگهداری نظری هستند (Falconer and Tebbutt, 1986) در این پژوهش همانند حالت قبل به منظور کاستن زمان کامپیوتری مورد نیاز، حداکثر مقدار دبی رودخانه اصلی جهت بررسی انتخاب شد. از آنجا که مقدار غلظت نمک سایر مجاری ورودی فرعی در مقایسه با مجرای اصلی کوچک و یا صفر (آب شیرین) هستند از اینرو مانند حالت قبل نوع آب مجاری مزبور شیرین در نظر گرفته شده است. همچنین ورود ماده آلوده کننده به مخزن به صورت یک منحنی سینوسی بر طبق معادله (۱۲) انجام گرفته است ولی مدت زمان تزریق ماده مورد نظر در جریان آب ورودی اصلی (آب شور) به ۳۰، ۶۰ و ۱۲۰ دقیقه تقلیل یافته است.

پس از ورود آب شور (اثر) به مخزن برای مدت معینی، نحوه توزیع غلظت نمک در مخزن و نیز زمان رسیدن اثر به مجرای خروجی از روی نتایج عددی مدل به دست آمده است. با ردیابی اثر در مجرای خروجی می توان زمان مزبور را محاسبه نمود. پس از رسیدن اثر به محل خروجی مخزن، مقدار غلظت نمک اثر در خروجی تعیین می گردد و از روی نتایج عددی مربوط به این غلظت، منحنی جریان (Flow Through Curve) برای زمان اثر معین (۶۰ دقیقه) رسم گردیده است (شکل ۳). همانطور که از روی این شکل مشاهده می شود حداکثر مقدار غلظت نمک در مجرای خروجی خیلی کمتر از حداکثر مقدار غلظت نمک ورودی است (در حدود ۲ در هزار). همچنین درصد عبور یافته اثر از مجرای خروجی محاسبه و بر روی نمودار دیگری نشان داده شده است (شکل ۴). از روی این نمودار میتوان مشاهده نمود که زمان رسیدن اثر به مجرای خروجی در حدود ۰/۴ زمان نگهداری مخزن است و مقدار عبور یافته اثر در زمان نگهداری مخزن در حدود ۸۰ درصد است.



شکل ۴: رابطه بین درصد عبور یافته اثر از خروجی سد

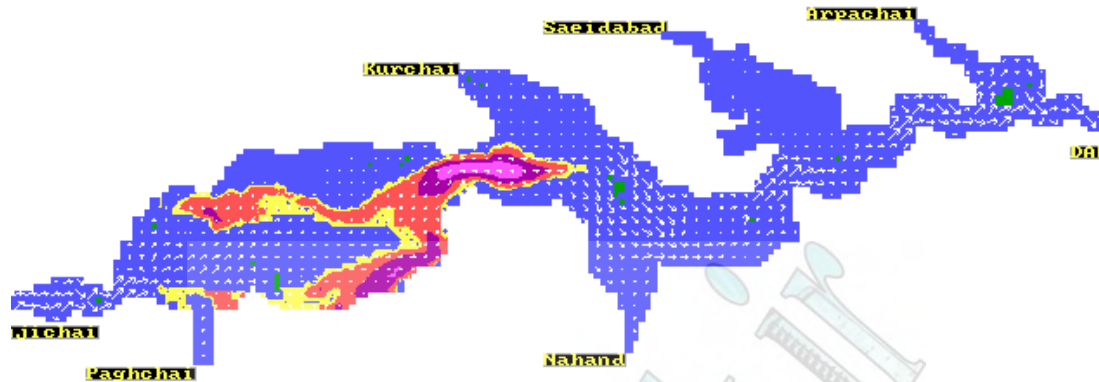
با زمان نگهداری مخزن



شکل ۳: منحنی جریان مربوط به غلظت نمک

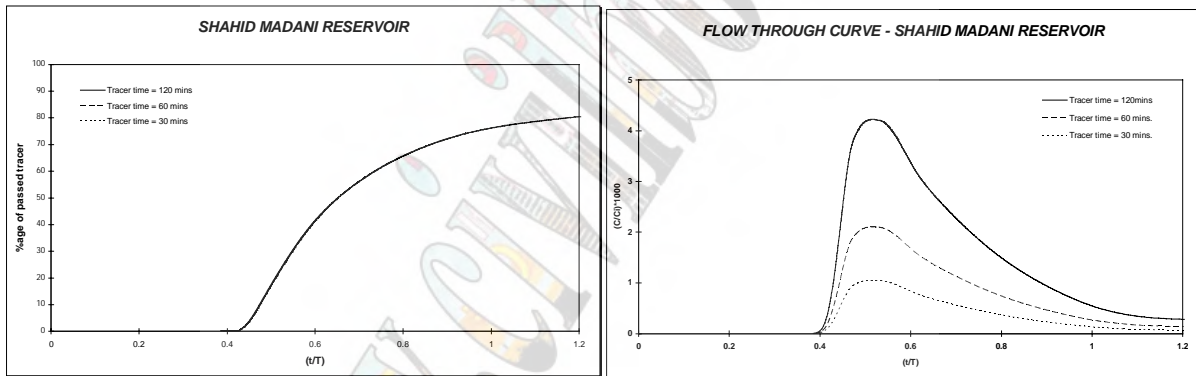
در خروجی سد

نتایج عددی توزیع اثر (غلظت نمک) در مخزن سد برای نسبتهای مختلف زمان نگهداری مخزن به دست آمده است که نمونه ای از آنها در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵: توزیع غلظت نمک (اثر) در مخزن سد در حدود ۱/۴ زمان نگهداری مخزن

در شکل های ۶ و ۷ منحنی های جریان و نمودارهای مربوط به درصد عبور یافته اثر برای زمانهای اثر مختلف با یکدیگر مقایسه شده اند. از روی شکل ۶ می توان دید که با افزایش زمان اثر، مقدار غلظت نمک اثر در خروجی افزایش می یابد. همچنین از روی شکل ۷ به آسانی مشاهده می شود که سه نمودار مربوط به زمان های اثر مختلف بر روی همدیگر منطبق شده اند.



شکل ۷: مقایسه درصد عبور یافته اثر از خروجی سد

با زمان نگهداری مخزن

شکل ۶: مقایسه منحنی جریان مربوط به غلظت نمک

در خروجی سد

### تأثیر شکل منحنی مواد آلوده کننده ورودی بر روی منحنی جریان

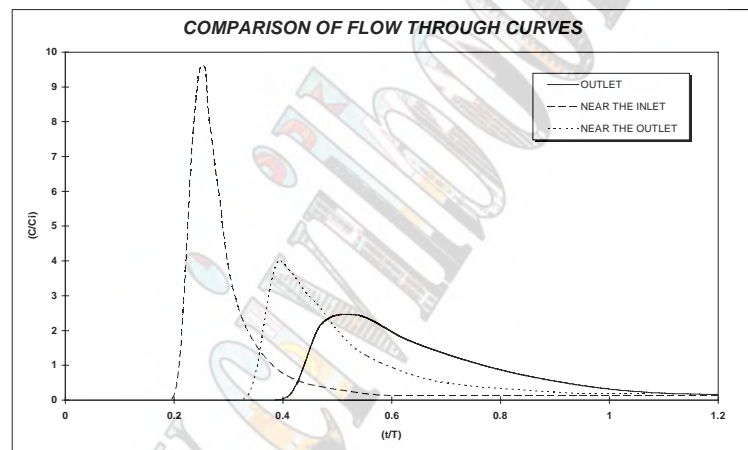
همانگونه که پیش از بیان گردید پس از برقراری جریان دایمی در مخزن سد مقدار غلظت نمک متناظر با دبی حداکثر بر طبق معادله (۱۲) به صورت های مستمر و منقطع از طریق ورودی اصلی به مخزن وارد شد. از روی معادله مزبور دیده می شود که مقدار غلظت نمک وارده به مخزن ( $C$ ) به تدریج افزایش می یابد و پس از رسیدن به مقدار حداکثر ( $C_0$ ) به تدریج از مقدار آن کاسته می شود. این حالت ممکن است در طبیعت کمتر اتفاق بیافتد. حالت عمومی تر این است که بعد از رسیدن غلظت نمک ورودی به مقدار حداکثر، این مقدار برای مدت مشخصی ثابت نگه داشته شود و سپس بر روی منحنی مزبور به مقدار صفر کاهش یابد. به آسانی می توان دریافت که در این حالت برای مدت زمان های یکسان، مقدار نمک ورودی به مخزن اندکی بیشتر از حالت پیش است و بنابراین همانگونه که انتظار می رفت حداکثر مقدار منحنی جریان اندکی بیشتر از حالت پیش گردید.

### ردیابی مواد آلوده کننده در نقاط مختلف مخزن

یکی از موارد مهم دیگر بررسی شکل منحنی جریان در نقاط دیگر مخزن است. روش کار بدین ترتیب است که پس از ورود ماده آلوده کننده به مخزن به واسطه یک منحنی مشخص (اصلاح شده)، ماده آلوده کننده مزبور (و یا منحنی غلظت ماده آلوده کننده) در نقاط مختلف مخزن ردیابی می شود. به کمک این کار می توان به غلظت ماده آلوده کننده در هر نقطه دلخواه پی برد و



بنابراین روند پخش شدن ماده آلوده کننده (از روی میزان پایین آمدگی غلظت ماده آلوده کننده) در مخزن مشخص می شود. این بررسی در مورد مخزن سد شهید مدنی انجام گرفته و نتایج عددی برای سه محل (دو نقطه در قسمت میانی مخزن با فواصل تقریبی ۱۰ و ۱۶ کیلومتر از ورودی رودخانه اصلی و یک نقطه در مجرای خروجی مخزن) به صورت گرافیکی در شکل ۸ نشان داده شده است. از روی شکل مزبور می توان دریافت که نخست، با دور شدن از ورودی مخزن از مقدار غلظت اثر (ماده آلوده کننده) کاسته می شود به گونه ای که حداکثر مقدار غلظت اثر در نقطه نزدیک به مجرای ورودی مخزن و حداقل مقدار آن در محل مجرای خروجی است و دوم، با دور شدن از ورودی مخزن منحنی جریان مواد آلوده کننده در زمان گسترده تر می شود. این موضوع را می توان از روی مقایسه نتایج گرافیکی مدل عددی در زمان های مختلف نیز مشاهده نمود بدین ترتیب که با گذشت زمان و پیشروی اثر به سمت خروجی مخزن، اثر مزبور بر روی سطح مخزن پخش می گردد و از مقدار غلظت آن کاسته می شود. این آزمایش عددی از نقطه نظر عملی حائز اهمیت است زیرا کالیبراسیون نتایج مدل اجزای کیفی آب می تواند به کمک آن انجام گیرد. روش کار بدین صورت است که پس از اندازه گیری های غلظت اثر در محل های مورد نظر، نتایج اندازه گیری های مزبور با نتایج عددی مدل در همان محلها مقایسه شده و ضرایب عددی مناسبی برای مدل برگزیده می شوند.



شکل ۸: مقایسه منحنی جریان مربوط به غلظت نمک در سه نقطه مخزن،

دبی رودخانه اصلی ۵۳/۱۶ مترمکعب در ثانیه، زمان اثر = ۶۰ دقیقه

### روند رفع آلودگی در مخزن پس از ورود آب شیرین به مخزن

در این بخش از مقاله یک آزمایش عددی دیگر در مخزن مورد بررسی قرار می گیرد. حالت عملی مهم دیگری که در طبیعت با آن مواجه هستیم این است که آب مخزن به دلایلی در گذشته آلوده گشته و این آلودگی به مرور در سرتاسر مخزن پخش شده است. پس از مدتی آب شیرینی (با غلظت نمک صفر) با دبی مشخص از طریق رودخانه اصلی و مجاری فرعی وارد مخزن می شود و غلظت ماده آلوده کننده در مخزن را به تدریج کاهش می دهد. بدیهی است که هر چقدر میزان دبی ورودی آب شیرین به مخزن زیادتر باشد روند رفع آلودگی در مخزن نیز سریع تر خواهد بود و زمان رسیدن آب مخزن به حد کیفیت مطلوب کوتاهتر خواهد بود. به طور عکس در صورتی که میزان دبی ورودی آب شیرین به مخزن کمتر باشد روند رفع آلودگی در مخزن نیز کندتر خواهد بود و زمان رسیدن آب مخزن به حد کیفیت مطلوب بیشتر خواهد بود. بنابراین برای بررسی این پدیده در مدل عددی حاضر، ابتدا مانند حالت های پیشین جریان دایمی در مخزن برای دبی حداکثر رودخانه اصلی مخزن تثبیت گردید و بعد شرایطی برای آب موجود در مخزن با در نظر گرفتن غلظت مشخصی از نمک وضع گردید و سپس روند رفع آلودگی مخزن با همان مقدار دبی آب شیرین آغاز گردید. در این آزمایش عددی روند رفع آلودگی در مخزن با اندازه گیری غلظت نمک در آب خروجی مخزن و درصد رفع آلودگی در مخزن محاسبه گردید. نمونه ای از این نتایج به صورت گرافیکی در شکل های ۹ و ۱۰ نشان داده شده اند.





تدابیر پیشنهاد شده از طرف مشاوران، ورود آب شور به مخزن یک امر اجتناب ناپذیر است. بنابراین هدف عمده ما از انجام چنین طرحی تعیین توزیع غلظت نمک در مخزن سد و میزان آن در خروجی مخزن پس از ورود آب شور به مخزن می باشد. اگرچه امکان ورود انواع مواد آلوده کننده با غلظت های مختلف از تمامی مجاری ورودی در مدل پیش بینی شده است ولی به دلیل شیرین بودن آب برخی از آنها، آب تمامی مجاری فرعی مزبور شیرین در نظر گرفته شد. ورود آب شور به مخزن برای دو حالت مستمر و منقطع بررسی گردید و ملاحظه شد که در حالت دائمی و مستمر پس از مدتی معین آب مخزن به طور کلی آلوده میگردد و غلظت نمک در خروجی مخزن به تدریج بالا رفته و به مقدار متناظر آن در ورودی می رسد. در صورتی که برای حالت منقطع (مثلا برای مدت زمان دو ساعت) مساله حادی به وجود نمی آید و مقدار حداکثر غلظت نمک در خروجی به چهار دهم درصد مقدار متناظر آن در ورودی می رسد و بنابراین پیش بینی می شود که حتی اگر ورود آب شور به مخزن برای مدت نسبتا طولانی (تا حدود دوازده ساعت) نیز ادامه یابد میزان غلظت نمک در خروجی مخزن حداکثر به حدود دو و نیم درصد مقدار متناظر آن در ورودی برسد. همچنین بررسی ها نشان داد که روش Ultimate Quickest Scheme که در جداسازی شتاب های انتقالی معادله پراکنش (معادله اجزای کیفی آب) مورد استفاده قرار گرفته بود با داشتن یک پخش عددی ناچیز از به وجود آمدن مقادیر بزرگ و یا منفی در نواحی با گرادیان غلظت بالا ممانعت به عمل می آورد. متاسفانه به دلیل فقدان اندازه گیری های تجربی ضرایب مورد استفاده در مدل نتوانستند به خوبی و به صورت دقیق کالیبره شوند. با این وجود پیش بینی های انجام گرفته توسط مدل برای جریان و میزان غلظت نمک در هنگام مقایسه با نتایج عددی به دست آمده مدل برای سایر مخازن سد، منطقی به نظر می رسد. همچنین به دلیل بالا بودن حجم مخزن سد، عمیق بودن بسیاری از قسمتهای مخزن، طبیعت واقعی سه بعدی جریان و نیز به منظور دستیابی به نتایج عددی دقیق تر و گسترده تر، تهیه مدل سه بعدی برای شبیه سازی جریان و اجزای کیفی آب در مخزن و نیز شبیه سازی مناسب اثر باد بر روی مخزن توصیه می شود. با توجه به موضوع روز "بررسی آلودگی منابع آب" انجام پروژه های تحقیقاتی مشابهی برای سایر مخازن مهم آب کشور ضروری به نظر می رسد زیرا با پیش بینی و شناخت میزان غلظت مواد آلوده کننده در خروجی مخزن می توان هزینه های مربوط به تصفیه آب را تا حد قابل ملاحظه ای پایین آورد.

## تقدیر و تشکر

مدل عددی ارائه شده حاصل بخشی از نتایج طرح پژوهشی است که هزینه آن توسط دانشگاه صنعتی سهند تامین شده است و بدینوسیله از معاونت محترم پژوهشی دانشگاه به دلیل حمایت مالی از این طرح کاربردی تقدیر و تشکر به عمل می آید. همچنین از همکاری مسئولین محترم سازمان آب آذربایجانشرقی و اردبیل در تامین بخشی از اطلاعات مورد نیاز تشکر می گردد.

## منابع مورد استفاده

۱. آشناب (۱۳۷۳)، "گزارش مطالعات هیدرولوژی حوزه آبی چای"، مهندسین مشاور آشناب.
۲. قدس نیرو (۱۳۷۴)، "خلاصه گزارش پروژه های سد مخزنی و نیار و شبکه آبیاری و زهکشی دشت تبریز"، مهندسین مشاور قدس نیرو.
۳. حبیب حکیم زاده (۱۳۷۹)، "مطالعه مدل عددی جریان و اجزای کیفی آب در مخزن سد شهید مدنی، گزارش طرح پژوهشی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند.

4. Fischer, H.B.(1973), "Longitudinal Dispersion and Turbulent Mixing in Open Channel Flow", *Annual Review of Fluid Mechanics*, 5, pp. 59-78.
5. Falconer, R.A., Tebbutt, T.H.Y.(1986), "A Theoretical and Hydraulic Model Study of a Chlorine Contact Tank", *Proceeding of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, No.81, June, pp. 255-276.
6. Leonard, B.P (1991)., "The ULTIMATE Conservative Difference Scheme Applied to Unsteady One-Dimensional Advection", *Computer Methods and Applications in Mechanical Engineering*, Vol. 88, pp. 17-79.

7. Falconer, R.A.(1993), "An Introduction to Nearly Horizontal Flows", in *Coastal, Estuarial and Harbour Engineer's Reference Book*, eds. Abbott and Price, E and F N Spon Ltd., London, pp. 27-36.
8. Falconer, R.A. and Cahyono, M. (1994), "Numerical Model Study of Water Quality Constituents in the Humber Estuary", *Res. Rept., Dept. Of Civil Eng.*, Bradford University, Bradford, UK.
9. Falconer, R.A.(1994), "DIVAST Numerical Model Details", *Internal Report, Civil and Environmental Engineering Department*, University of Bradford, UK.
10. Hakimzadeh, H.(1997), "Turbulence Modelling of Tidal Currents in Rectangular Harbours", phd Thesis, Bradford University, Bradford, UK.
11. Falconer, R.A. and Hakimzadeh, H.(1997), "Numerical Model Study of Flow and Water Quality Constituents in Blithfield and Chelmarsh Reservoirs", *Report in Civil and Environmental Engineering Department*, Bradford University, Bradford, UK.
12. Chadwick, A. And Morfett, J., "Hydraulics in Civil and Environmental Engineering", *E & FN Spon.*, London, pp. 1-592 (1998).

# معرفی راه ماهی دنیل و مقایسه عملکرد آن با راه ماهی از نوع بازشدگی قائم

سهام الدین محمودی کردستانی<sup>۱</sup>

محمود شفاعی بجنستان<sup>۲</sup>

## چکیده:

طراحی راه ماهی مستلزم در نظر گرفتن نکاتی در مورد شرایط هیدرولیکی جریان می باشد. نکاتی که می باید در نظر داشت، جذب ماهی ها به طرف راه ماهی و دیگری حداکثر سرعت جریان در مسیر راه ماهی می باشد. سازه راه راهی انواع متفاوتی دارد که هر کدام دارای مزایا و معایبی می باشند. از جمله انواع راه ماهی که اخیرا مورد توجه قرار گرفته، راه ماهی دنیل میباشد. به منظور شناخت بیشتر از عملکرد هیدرولیکی این نوع راه ماهی، مدلی فیزیکی از آن در آزمایشگاه هیدرولیک گروه آبیاری و آبادانی دانشگاه شهید چمران اهواز ساخته شده و اقدام به بررسی وضعیت جریان در راه ماهی و پروفیل سرعت در هر دنیل گردید. در این مقاله ضمن معرفی راه ماهی دنیل و ارائه نحوه طراحی آن، نتایج حاصل از مدل فیزیکی ارائه و در نهایت راه ماهی دنیل با راه ماهی از نوع بازشدگی قائم، مقایسه گردیده است. نتایج حاصله نشان می دهد که راه ماهی دنیل در یک شرایط یکسان از نظر ابعادی، دبی در حدود دو برابر دبی عبوری از راه ماهی از نوع بازشدگی قائم را از خود عبور می دهد و در ضمن اجرای ساده این سازه نسبت به راه ماهی از نوع بازشدگی قائم قابل توجه می باشد.

## واژه های کلیدی:

دنیل ، راه ماهی ، سد انحرافی ، سد تنظیمی ، مهاجرت ماهی

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد تاسیسات آبیاری، اهواز، sahammhd@yahoo.com، دفتر فنی و مهندسی سازمان آب و برق خوزستان

<sup>۲</sup> استاد دانشگاه شهید چمران اهواز

**مقدمه:**

ماهی ها در رودخانه در فصول تخم ریزی، به طور غریزی در خلاف جهت جریان شنا می کنند تا خود را به محل هایی که از تخم تفریخ شده اند، برسانند. این عمل در طی قرون متمادی انجام شده و عامل بقاء و تولید مثل ماهی ها می باشد. ماهی در حرکت خود به بالا دست اگر با مانعی روبرو شود، سعی در عبور از آن مانع را دارد و از تصمیم خود منصرف نمی شود؛ بنا بر این اگر نتواند از آن عبور نماید، تلف می شود.

سدها و بندهای انحرافی بیشترین مشکل را در روند مهاجرت ماهی ها بوجود می آورند. با احداث سد، کل عرض مقطع رودخانه بسته می شود و عملاً راه عبور ماهی ها بسته می شود. این عمل باعث تلف شدن ماهی ها در پایین دست سد شده و تهدیدی جدی برای منبع ماهی بشمار می رود و باعث انقراض گونه هایی از ماهیها خواهد شد.

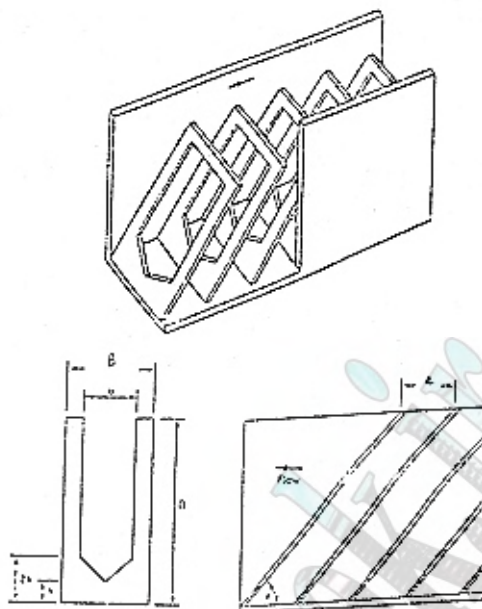
به منظور رفع این مشکل در طراحی سد، سازه ای هیدرولیکی تحت عنوان راه ماهی تعبیه می شود. شرایط هیدرولیکی جریان در این سازه باید به نحوی باشد که ماهی قادر باشد از آن صعود کند. طراحی راه ماهی بایستی متناسب با میزان مهاجرت ماهیها باشد، در غیر اینصورت در روند مهاجرت ماهیها تاخیر ایجاد شده و این تاخیر باعث تلف شدن بسیاری از ماهیها می گردد. البته شایان ذکر است که ساخت راه ماهیها یک درمان برای همه مشکلات بیولوژیکی و فیزیکیوشیمیایی که یک سد در حوضه آبریز بوجود میآورد نبوده و تنها مسیری را برای مهاجرت ماهی آماده می سازد که معهداً یکی از مهمترین نکات می باشد.

اولین راه ماهی از نوع باز شدگی قائم در سال ۱۹۱۳ به منظور حل مشکلات ناشی از ریزش سنگهای بزرگ به داخل رودخانه فریزر در ناحیه بریتیش کلمبیا در اثر احداث راه آهن توسط آقایان بل و هریس ارائه گردید. در اثر این حادثه سدی طبیعی در عرض رودخانه ایجاد شد، که باعث جلوگیری از مهاجرت ماهیها و در نهایت تلف شدن میلیونها ماهی گردید (Andrew Fred.J, 1990)

از آن زمان به بعد در بیشتر سدها، راه ماهی طراحی و اجراء گردیده است و در ایران نیز در تعدادی از سدهای انحرافی احداثی، این سازه اجراء شده است. یکی از انواع راه ماهی که بیشتر متداول می باشد راه ماهی از نوع باز شدگی قائم می باشد. این نوع راه ماهی ذاتاً یک راه ماهی از نوع سرریز می باشد با یک باز شدگی در یک طرف که به صورت عمودی تا کل ارتفاع سرریز گسترش یافته است. ماهی در هر عمقی که بخواهد قادر به شنا کردن و عبور می باشد. شرایط هیدرولیکی در طراحی این راه ماهی شامل منظور کردن حداکثر سرعت جریان از میان باز شدگی می باشد که این سرعت نیابستی از سرعت انفجاری عبور ماهی بیشتر باشد. سرعت انفجاری یک سرعت شنای خیلی بالاست که ماهی می تواند در کمتر از پانزده ثانیه ادامه دهد. این مقدار برای ماهیهای آزاد بالغ، ۲،۵ متر بر ثانیه در نظر گرفته شده است (Katopodis, 1981). علاوه بر آن سرعت آب در استخرها بایستی در محدوده ۰،۱۵ تا ۰،۳ متر بر ثانیه باشد (Smith, 1985).

راه ماهی دنیل نیز از انواع راه ماهی است که به وسیله جی - دنیل در سال ۱۹۰۸ معرفی گردید. این نوع راه ماهی اخیراً توسط کاتوپودیس و همکاران (1981-1997) مورد مطالعه دقیق قرار گرفته است. راه ماهی دنیل از یک کانال مستقیم مستطیلی شیبدار تشکیل گردیده که درون آن قابهایی متعادل قرار گرفته اند. نحوه قرارگیری قابها باعث اتلاف انرژی زیاد جریان گردیده و جریان نسبتاً مناسبی را برای عبور ماهی در یک مسیر مستقیم و پیوسته فراهم می کند. (شکل ۱) این نوع راه ماهی را نشان می دهد.





شکل ۱: نمای شماتیک راه ماهی از نوع دنیل (Katopodis, 1981)

### ۱- تعیین حجم راه ماهی

به منظور تعیین حجم راه ماهی به صورت زیر عمل می شود:

$$(۱) \quad \frac{\text{اختلاف ارتفاع بالادست و پایین دست (m)}}{\text{متوسط سرعت صعود عمودی ماهی (m/hour)}} = \text{متوسط زمان بالا رفتن هر ماهی بر حسب ساعت}$$

$$(۲) \quad \text{متوسط زمان بالا رفتن هر ماهی} \times \text{میزان مهاجرت ماهی} = \text{تعداد ماهیهایی که در یک زمان بالا می روند}$$

$$(۳) \quad \text{حجم در نظر گرفته شده برای هر ماهی} \times \text{تعداد ماهی} = \text{حجم راه ماهی بر حسب متر مکعب}$$

### ۲- طراحی راه ماهی از نوع بازشدگی قائم

مراحل ذیل در طراحی راه ماهی از این نوع بایستی طی شود (Smith, 1985)

$$(۴) \quad \frac{\text{اختلاف ارتفاع بالادست و پایین دست}}{\text{پایین افتادگی آب در هر استخر}} = \text{تعداد استخرها}$$

$$(۵) \quad \frac{\text{حجم کل راه ماهی}}{\text{تعداد استخرها}} = \text{حجم هر استخر به متر مکعب}$$

$$(۶) \quad \frac{\text{حجم هر استخر}}{D \text{ به متر}} = \text{سطح هر استخر (m}^2\text{)}$$

$$(۷) \quad D + \frac{\text{پایین افتادگی آب در هر استخر (m)}}{2} = \text{عمق آب در بالادست دیواره بک استخر } D1$$

$$D2 = \text{پایین افتادگی آب در هر استخر (m)} - \frac{D}{2} \quad (۸)$$

طول و عرض استخر به ترتیب  $L$  و  $B$  در نظر گرفته شده در نتیجه طول راه ماهی برابر خواهد شد با:

$$L \times \text{تعداد استخر} = \text{طول راه ماهی به متر} \quad (۹)$$

$$S_0 = \text{شیب راه ماهی} = \frac{\text{اختلاف ارتفاع بالا دست و پایین دست}}{\text{طول راه ماهی (m)}} \quad (۱۰)$$

در این نوع راه ماهی دبی با استفاده از رابطه پیوستگی بر آورد شده و میزان بازشدگی با استفاده از رابطه روزنه به شکل زیر محاسبه خواهد شد:

$$Ws = \text{عرض بازشدگی} = \frac{Q}{0.7D_2 \sqrt{2g(D_1 - D_2)}} \quad (۱۱)$$

که در آن  $Q$  = بده جریان ،  $D1$  = عمق جریان در بالادست بازشدگی و  $D2$  = عمق جریان در پایین دست بازشدگی می باشد. همچنانکه مشاهده می شود ضریب روزنه  $C_d = 0.7$  در نظر گرفته شده است. این بازشدگی تحت زاویه ۴۵ درجه نسبت به عرض راه ماهی قرار داده می شود به نحوی که دیواره استخر دارای عرضی به میزان  $B = 0.6$  و دیواره کوچک تقریباً دارای عرض  $B = 0.2$  خواهد بود [۸]. در یک مطالعه بر روی راه ماهی بازشدگی قائم، نگارندگان این مقاله نشان دادند که اگر زاویه بازشدگی ۹۰ درجه باشد، شرایط هیدرولیکی مناسبتری برای عبور دادن ماهی به بالا دست بویژه برای ماهی های ضعیف رودخانه ای برقرار خواهد شد (محمودی کردستانی س. ۱۳۷۷)

### ۳- طراحی راه ماهی دنیل:

برای طراحی راه ماهی از نوع دنیل، پس از محاسبه حجم راه ماهی، مطابق آنچه که در بخش یک ارائه شد، با استفاده از نسبتهای  $B/b = 1.56$  و  $a/b = 0.72$  و  $b/k = 2$  که برای دنیل استاندارد تعیین شده اند، ابعاد قاب دنیل و فاصله قابها محاسبه خواهد شد [۴،۶]. نحوه عمل به اینصورت می باشد که با انتخاب مقداری برای  $B$ ، مقادیر  $b$  و  $a$  و  $k$  برآورد خواهد شد. اگر  $d$  ارتفاع آب از روی نوک سرریز قاب دنیل باشد، با انتخاب مقداری برای نسبت  $d/b$ ، مقدار  $d$  محاسبه خواهد شد. بنابراین:

$$\psi = 45^\circ \quad (۱۲)$$

$$D = d + k \sin \psi \quad (۱۳)$$

با داشتن مقادیر  $B$  و  $a$  و  $D$  حجم آب بین دو قاب متوالی بدست خواهد آمد. در اینصورت می توان نوشت:

$$\text{تعداد استخرها} = \frac{\text{حجم راه ماهی (m}^3\text{)}}{\text{حجم یک استخر (m}^3\text{)}} \quad (۱۴)$$

$$a \times \text{تعداد استخرها} = \text{طول راه ماهی (m)} \quad (۱۵)$$

طول راه ماهی دنیل اگر بیش از ۷ متر برآورد شود، در هر فاصله ۷ متری نیاز به یک استخر استراحت برای ماهی ها می باشد.

$$S_0 = \frac{\text{اختلاف ارتفاع بالا دست و پایین دست}}{\text{طول راه ماهی (m)}} \quad (۱۶)$$

$$\frac{Q}{\sqrt{gS_0}b^{\frac{5}{2}}} = 0.94 \left(\frac{d}{b}\right)^2 \quad (۱۷)$$

با داشتن  $d/b$  و معلوم بودن  $S_0$  و  $b$ ، دبی راه ماهی ( $Q$ ) برآورد خواهد شد.

#### ۴-۱ اجزاء مدل فیزیکی:

مدل مورد مطالعه در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه شهید چمران احداث گردیده است. مدل تشکیل شده است از یک مخزن ورودی به طول ۰،۶ متر در عرض ۰،۴ متر و ارتفاع ۰،۵۵ متر که در ارتفاع ۱،۷ متر از سطح زمین واقع شده و به وسیله یک تبدیل به یک کانال مستطیلی به عرض ۲۰ و ارتفاع ۲۵ و طول ۷۵ سانتیمتر متصل می باشد. این کانال دارای شیب صفر بوده و به وسیله دو پایه در ارتفاع دو متری از سطح زمین قرار گرفته است. پس از آن کانال اصلی مدل به عرض ۰،۲، ارتفاع ۰،۲۵ و طول ۷،۵ متر با شیب ۲۰ درصد واقع شده است. این کانال نیز بوسیله چهار پایه به خوبی مهار شده است. در پایین دست نیز یک کانال مستطیلی افقی به طول ۳،۷۵ و عرض ۰،۲۵ و ارتفاع ۰،۲۵ متر قرار دارد که در یک طرف دارای یک دریچه فرمان دار برای کنترل ارتفاع آبپایه قرار دارد.

آب از طریق کانال شیب دار وارد کانال افقی شده و با عبور از دریچه به یک تانک خروجی هدایت میشود که در انتهای این تانک یک سرریز مثلثی ۹۰ درجه برای کنترل دبی قرار داده شده است. در نهایت آب از طریق یک هیدروفلوم به مخزن آزمایشگاه هدایت می شود.

به منظور بررسی شرایط جریان در راه ماهی دنیل، قاب دنیل آزمایشگاهی با نسبتهای استاندارد  $B/b=1,56$ ،  $b/k=2$ ،  $b/k=0,72$  و  $a/b$  و با نسبت  $d/b=1$  و به ابعاد زیر طراحی گردید:

$$B=20 \text{ cm} \quad b=12.8 \text{ cm} \quad k=6.4 \text{ cm} \quad a=9.2 \text{ cm} \quad d=12.8 \text{ cm} \quad D=17.3 \text{ cm}$$

$$\psi = 45 \text{ درجه}$$

با توجه به نسبت  $d/b=1$  و شیب ۲۰ درصد کانال، با مراجعه به منحنی دبی - اشل دنیل استاندارد و با استفاده از رابطه (۱۵) مقدار دبی راه ماهی در مدل برابر با ۷،۸۲ لیتر در ثانیه بدست خواهد آمد که معادل دبی ۴۳۷ لیتر در ثانیه در پروتوتیپ می باشد. چنانکه مشاهده می شود، دبی جریان به میزان ۱۳۷ لیتر در ثانیه نسبت به راه ماهی از نوع بازشدگی قائم افزایش داشته که این در رقابت دبی خروجی از راه ماهی با جریانهای پایاب بسیار حائز اهمیت می باشد. برای ساخت قابهای دنیل از ورق فلکسی گلاس استفاده گردیده است. قابها در مدل راه ماهی با زاویه ۴۵ درجه نسبت به کف راه ماهی و با فاصله ۹،۲ سانتیمتر از یکدیگر قرار داده شده اند. برای چسباندن قابها از چسب آکواریوم استفاده شده و برای پایداری بیشتر، قابها با قطعه شیشه هایی کوچک به بدنه فلوم محکم گردیده اند.

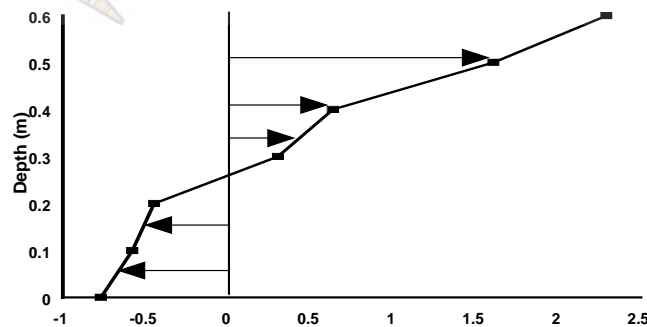
### ۵- بررسی پروفیل سرعت جریان در راه ماهی دنیل

برای بررسی سرعت جریان در راه ماهی دنیل، پروفیل سرعت در فواصل ۰،۵ و یک متری از ابتدای مدل که به ترتیب ۲،۵ و ۵ متری از ابتدای اصل می باشد، استخراج شده است. نتایج حاصل از اندازه گیریهای سرعت در جدول شماره (۱) خلاصه گردیده است.

ردیف	فاصله از ابتدا m	عمق در مرکز دنیل cm	n (دور در دقیقه)			v (متر بر ثانیه) در پروتوتیپ	سرعت متوسط
			تکرار سوم	تکرار دوم	تکرار اول		
1	0.5	0	324	313	340	-0.769	0.44
		2	250	229	237	-0.580	
		4	180	171	180	-0.446	
		6	117	117	102	0.304	
		8	264	274	258	0.638	
		10	717	724	695	1.610	
		12	1036	1038	1004	2.293	
8	1	0	218	220	226	-0.542	0.54
		2	201	190	183	-0.477	
		4	164	160	167	0.417	
		6	153	181	161	0.419	
		8	332	373	348	0.824	
		10	619	591	608	1.379	
		12	784	780	769	1.753	
15	5	0	170	183	157	-0.430	0.6
		2	159	150	151	-0.394	
		4	144	141	145	0.372	
		6	211	205	197	0.505	
		8	409	400	392	0.932	
		10	606	596	628	1.388	
		12	799	816	799	1.812	

جدول ۱: پروفیل سرعت در مرکز دنیل در فواصل مختلف از ابتدای راه ماهی

همچنین پروفیل‌های سرعت در شکل‌های شماره (۲) و (۳) نشان داده شده است. چنانکه ملاحظه می‌گردد، تقریباً تا ارتفاع ۰،۱۵ متر از روی نوک قاب دنیل، جهت بردار سرعت روبه بالاست و بر خلاف جهت جریان می‌باشد و از ارتفاع ۰،۱۵ متر تا ۰،۴ متر از روی نوک قاب دنیل، منطقه‌ای کم سرعت با سرعتی کمتر از یک متر بر ثانیه تشکیل می‌شود. تنها در نزدیکی‌های سطح آب و در عمق ۰،۶ متر بالای نوک قاب دنیل، سرعت‌های بین ۱،۸ تا ۲،۲ متر بر ثانیه مشاهده گردیده است.



شکل ۲: پروفیل سرعت در مرکز دنیل در فاصله ۲،۵ متری از ابتدای راه ماهی





**سپاسگزاری و قدر دانی:**

این مطالعه بخشی از طرح تحقیقاتی به شماره ۱۵۰/۲۳۳۳/۷۷ مورخ ۷۷/۵/۶ سازمان مدیریت منابع آب ایران می باشد که نویسندگان از معاون پژوهشی آن سازمان تشکر و قدر دانی می نمایند.

**مراجع و مأخذ:**

محمودی کردستانی.س و شفاعی بجستان.م (۱۳۷۷)،بهبینه سازی شرایط هیدرولیکی جریان در راه ماهی از نوع بازشدگی قائم،مجموعه مقالات مهندسی رودخانه(اهواز)

Andrew Fred.j(1990), "The use of vertical-slot fishways in british olimbia.canada", Proceeding of the International Symposium on Fishways, Gifu, Japan, October 8-10

Katopodis ,C.(1981), "Consideration in the design of fishways for freshwater species", CSCE-5<sup>th</sup> Canadian Hydrotechnical Conference, may 26 and 27, Pages 857-887

Katopodis ,C. and Rajaratnam ,N.(1984), "Hydraulics of denil fishways", Journal of Hydraulc Engineering, ASCE, Vol. 110, No.9, Pages 1219-1233

Katopodis , C. and Peterson , L.F. and Rajaratnam , N.(1987), "Hydraulics of two-level denil fishway", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 113, No.5, Pages 670-674.

Katopodis , C. and Rajaratnam , N. and Sabur , M.A. and Wu , S.(1997), "Hydraulics of resting pools for denil fishways " Journal of Hydraulic engineering, ASCE, Vol. 123, No.7, Pages 632-638.

Katopodis , C. and Rajaratnam , N. and Tovell , D. and Wu , S.(1997), "Denil fishways of varying geometry" Journal of Hydraulic engineering, ASCE, Vol. 123, No.7, Pages 624-631.

Smith , C.D.(1985), "Hydraulics structures" University of saskatchewan.

## بهره‌برداری بهینه کمی - کیفی از مخازن سدها

محمد کارآموز<sup>۱</sup>  
شهاب عراقی نژاد<sup>۲</sup>  
رضا کراچیان<sup>۳</sup>  
فریدون جهان‌دیده<sup>۴</sup>

### چکیده:

مدلهای بهره‌برداری از مخازن سدها اغلب تنها کمیت آب خروجی را با توجه به میزان نیاز آبی بهینه می‌کنند. به منظور ارائه مدلی که سیاستهای بهره‌برداری را با توجه به پارامترهای کیفی و کمی تدوین کند، مدلی به نام DPRQ ارائه شده است که ترکیبی از یک مدل بهینه‌سازی پویای قطعی (DPR) و یک مدل شبیه‌سازی کیفی (HEC-5Q) می‌باشد. در این مدل خسارت ناشی از کیفیت آب خروجی به عنوان یک قید مضاعف در بهینه‌سازی عملکرد مخزن وارد شده است. میزان خروجی‌های مدل در راستای برآورده کردن کمیت و کیفیت مورد نظر آب خروجی در کوتاه مدت و کیفیت آب ذخیره شده در مخزن در بلندمدت تعیین می‌شوند. معادله سیاست مدل بهینه‌سازی پویا (DPR)، براساس یک رگرسیون سه‌متغیره شامل خروجی، حجم مخزن و جریان ورودی تدوین می‌شود. در این مطالعه، دو پارامتر شوری و درجه حرارت نیز به معادله سیاست اضافه شده که با وارد کردن جداگانه و همزمان این پارامترها در رگرسیون، نقش هر کدام از این دو عامل کیفی بر عملکرد مدل و بهره‌برداری در زمان واقعی با توجه به سیاستهای مدل؛ بررسی گردیده است. مطالعه موردی این تحقیق بر روی سد پانزده خرداد صورت گرفته است. نتایج حاصل از مدل بهره‌برداری کمی و کیفی (DPRQ) نشانگر تأثیر قابل توجه وضعیت بهره‌برداری در پارامترهای کیفی خروجی از مخزن و کاهش مشکلات کیفی مخزن نسبت به مدل کمی (DPR) می‌باشد.

### کلمات کلیدی:

بهره‌برداری کمی - کیفی؛ شبیه‌سازی کیفی مخزن؛ مدل بهینه‌سازی پویا؛ لایه بندی حرارتی و شوری

<sup>۱</sup> استاد دانشکده عمران - دانشگاه صنعتی امیرکبیر - e-mail : Karamouz@cic.aku.ac.ir

<sup>۲</sup> دانشجوی دکترای مهندسی عمران - آب - دانشگاه صنعتی امیرکبیر - e-mail : Shahaba@mavara.com

<sup>۳</sup> دانشجوی دکترای مهندسی عمران - آب - دانشگاه صنعتی امیرکبیر - e-mail : K7824917@cic.aku.ac.ir

<sup>۴</sup> کارشناس ارشد مهندسی عمران - آب - دانشگاه صنعتی امیرکبیر

## ۱- مقدمه

تأمین آب مورد نیاز و با کیفیت قابل قبول، یکی از ابتدایی‌ترین و مهمترین مسائل زندگی بشری است. منابع تأمین کننده آب شیرین گرچه تجدید شونده هستند، ولی مقدار آنها محدود می‌باشد. برای رهایی از معضل کم‌آبی در این موارد به ناچار بایستی به سراغ منابع آبی شور و لب شور رفت و با بهره‌گیری توأم از مدلهای بهره برداری کمی-کیفی، از منابع آبی با کیفیت پایین تر نیز استفاده نمود.

بهره برداری کمی از منابع سطحی در مناطقی که مشکل شوری ندارند، می‌تواند کارا باشد، ولی در مناطقی که آبهای سطحی از کیفیت چندانی برخوردار نیستند، ناچار به بهره برداری کمی-کیفی می‌باشیم. پدیده لایه‌ای شدن در مخازنی که جریان ورودی آنها از کیفیت مطلوب برخوردار نمی‌باشد از جمله محدودیتهای بهره برداری از این منابع می‌باشد. در اینگونه مخازن، آب پس از ورود به مخزن تحت شرایطی بصورت لایه‌ای درمی‌آید که این نوع لایه‌بندی در مخازن، تحت تأثیر دو پارامتر دما و شوری می‌باشد. پس از لایه‌بندی، آب با کیفیتهای مختلف در لایه‌های مجزا قرار می‌گیرد که با تخلیه انتخابی می‌توان آب با کیفیت های موردنظر را از لایه مربوطه استخراج نماییم.

در این تحقیق، هدف تلفیق یک مدل شبیه‌سازی کیفی با مدل بهینه‌سازی کمی می‌باشد. مدل بهینه‌سازی کمی مورد استفاده در این تحقیق، مدل بهینه‌سازی پویای قطعی (DPR) می‌باشد. از مدل شبیه‌سازی یک بعدی کیفی HEC-5Q نیز برای شبیه‌سازی کیفی استفاده شده است و از تلفیق این دو مدل یک مدل بهینه‌سازی کمی-کیفی (DPRQ) تدوین شده است. مقاله حاضر از ۷ بخش تشکیل شده است. پس از ذکر سابقه مطالعات، در بخش ۳ مدل شبیه‌سازی کیفی توضیح داده شده است. در بخش ۴ در مورد مدل بهینه‌سازی DPR توضیحاتی ارائه شده است. در بخش ۵ به توضیح ساختار مدل DPRQ پرداخته شده است. نتایج حاصل از اجرای مدل و کارایی آن در فصل ۶ و نتیجه گیری در فصل ۷ ارائه شده است.

## ۲- سابقه مطالعات

فعالیت‌های انجام شده در زمینه بهره برداری توأم کمی و کیفی از مخازن در مقایسه با فعالیت‌های انجام گرفته بطور مجزا برای هر یک بسیار کم می‌باشد. در سال ۱۹۷۶، سیگوالداسون<sup>۱</sup> بهینه‌سازی را بعنوان یک مدل فرعی در داخل مدل شبیه‌سازی کیفی قرارداد. فراهخ<sup>۲</sup> (۱۹۷۸) با تلفیق مدل برنامه‌ریزی پویا و مدل کیفیت مخزن (شوری) مدیریت بهینه مخزن را از نظر کمی و کیفی مطالعه نمود. در این مطالعات، مخزن اختلاط کامل فرض گردید. دندی و کراولی<sup>۳</sup> (۱۹۹۲) با بکارگیری یک مدل کیفی در مدل برنامه‌ریزی خطی، بهترین سیاست بهره برداری از سیستم مخازن آدلاید در استرالیا را با توجه به پارامتر کیفیت شوری آب ارائه نمودند. شیعتی<sup>۴</sup> (۱۹۹۵) بعد از شبیه‌سازی کیفی دو سد رئیسعلی دلواری و وایا در ایران با استفاده از مدل دینامیکی مخزن (شیعتی ۱۹۹۱)، دو روش مدیریت شوری در مخزن شامل روش تغییر در سیستم خروجی و تغییر در جریان ورودی به مخزن را مورد بررسی قرار داد. فیلبریک<sup>۴</sup> (۱۹۹۷) یک مدل پویا را برای سد شستا مورد استفاده قرار داد. در این مدل میزان حرارت آب خروجی در محدودیتهای برنامه بهینه‌سازی گنجانده شده است و تغییرات عمودی حرارت در مخزن در نظر گرفته می‌شود. هدف این مدل تأمین جریان با حرارت مناسب برای آبیان پائین دست بوده است. استاد رحیمی (۱۹۹۹) یک مدل بهره برداری توأم کمی-کیفی تدوین نمود. در مدل فوق معادلات کیفی در تدوین سیاست بهینه وارد نمی‌شوند. همانگونه که ذکر شد در مدل ارائه شده در این مقاله دو پارامتر کیفی شوری و حرارت در تدوین سیاست‌های بهینه استفاده شده است.

1- Sigvaldason

2- Verhaeghe

3- Crawley & Dandy

4- Philbrick

### ۳- مدل شبیه‌سازی کیفی مخزن

مدلهای شبیه‌سازی کیفی رودخانه- مخزن بر پایه روابط تغییرات گرما-آلاینده‌های مختلف نظیر شوری، مواد سمی و تغییرات چگالی شکل می‌گیرند. برای مدل‌سازی تغییرات کیفی نیاز به در نظر گرفتن مدل‌های هیدرولوژیکی، هیدرولیکی، هیدرودینامیکی و مدل‌های حمل رسوب نیز می‌باشد. یک مدل و الگوریتم شبیه‌سازی کیفی، نیاز به ارتباط با مدل‌های ذکر شده و صحت و دقت نتایج اجرای مدل بستگی به دقت در مدل کردن هریک از ساختار گفته شده دارد. در اغلب موارد مدل‌های کامپیوتری برای تحلیل روابط پیچیده کیفی و مسائل آن بکاربرده می‌شوند.

اغلب این مدل‌ها توانایی شبیه‌سازی تغییرات DO, BOD, حرارت، شوری، مواد سمی و ... را دارا هستند. یکی از رایج‌ترین این مدل‌ها، مدل شبیه‌سازی کیفی مخزن HEC-5Q می‌باشد.

مدل شبیه‌سازی HEC-5Q که توسط مرکز مهندسی هیدرولوژی در سال ۱۹۷۸ ارائه شده و بعد از آن در نسخه‌های بعدی توسعه داده شده‌است، توانایی محاسبه توزیع عمودی دما، شوری و دیگر آلاینده‌های مخزن و تحلیل کیفیت آب در نقاط پایین دست سیستم را داراست. این مدل همچنین توانایی تنظیم نحوه مانور دریچه‌های مختلف جهت برآورده کردن مقاصد بهره‌برداری در پایین دست نقاط کنترل را دارد و در صورت برآورده نشدن این مقاصد، مدل افزایش جریانی را در جهت تأمین کیفیت مطلوب در پایین دست پیش‌بینی خواهد کرد. شبیه‌سازی کیفیت آب در ماجول کیفی مدل با یکی از سه روش کالیبراسیون، شبیه‌سازی سالانه و روش بلندمدت انجام می‌شود. در روش شبیه‌سازی سالانه، مدل اثرات بهره‌برداری از مخزن بر کیفیت مخزن و کیفیت خروجی برای بازه‌های پایین دست را در بازه‌های زمانی روزانه مشخص می‌کند. در شبیه‌سازی بلندمدت، شبیه‌سازی همانند روش شبیه‌سازی سالانه است با این تفاوت که گامهای زمانی طولانی تر و عموماً ۳۰ روزه (ماهانه) می‌باشد. بنابراین اثرات بهره‌برداری مخزن روی کیفیت آب با استفاده از این نرم‌افزار در افق‌های چند ساله طراحی می‌تواند بررسی شود. ورودیهای این مدل را می‌توان به ۴ گروه اطلاعات مخزن، اطلاعات رودخانه، اطلاعات تبادل حرارتی و اطلاعات تابع هدف تقسیم نمود.

از مدل فوق برای استفاده از حل معادلات تغییرات حرارتی و شوری مخزن، در مدل بهینه سازی DPRQ استفاده شده است.

### ۴- ساختار مدل بهره‌برداری بهینه کمی

منظور از مدل‌های کمی بهره‌برداری، مدل‌هایی هستند که هدف آنها تأمین کمیتهای مورد نیاز برای مصارف مختلف آبی و جلوگیری از وقوع خسارت‌های بهره‌برداری بر اثر خروج کم یا زیاد آب از مخزن می‌باشد. مدل‌های بهینه‌سازی پویا از جمله مرسوم‌ترین شیوه‌های بهره‌برداری از مخازن در تعیین سیاستهای بهره‌برداری ماهانه می‌باشند.

در این مدل‌ها بادر نظر گرفتن کل حالت‌های ممکن در رابطه پیوستگی مخزن حین بهره‌برداری از آن و تعریف معیار مناسب از سود و خسارت بهره‌برداری، بهترین حالت ممکن از بین تعداد زیادی حالات انتخاب می‌شود. نتایج حاصله از چنین مدلی می‌تواند در اخذ بهترین تصمیم در رخدادهای زمان واقعی، کاربر را یاری دهد.

مدل بهینه‌سازی انتخاب شده در مطالعات حاضر، مدل DPR می‌باشد. این مدل توسط کارآموز و هاگ<sup>۱</sup> [۱۹۸۲] با افزودن یک رگرسیون چندمتغیره به برنامه پویای قطعی تدوین شده‌است. اطلاعات مورد نیاز برای مدل کردن یک مخزن با این روش عبارت از مشخصات فیزیکی مخازن، اطلاعات سری تاریخی ورودی به مخزن و اطلاعات ماهانه نیاز پایین دست می‌باشد. معادله خسارت در الگوریتم بهینه‌سازی این مدل بشکل رابطه ۱ برای سیستم تک مخزنه تعریف می‌گردد. همانگونه که از این توابع پیداست در صورت عدول از محدوده مشخصی از میزان خروجی مدل خسارتی برای آن مرحله قائل می‌شود.

$$\text{LossRt} = A' [\exp(R_t / D_t) - \exp(1)] \quad ; \text{for } R_t < 0.8 D_t \quad (1)$$

$$\text{LossRt} = 0 \quad ; \text{for } 0.8 D_t < R_t < 1.2 D_t$$

$$\text{LossRt} = B' [\exp(R_t / D_t) - \exp(-1)] \quad ; \text{for } R_t > 1.2 D_t$$

$$A' = \text{ضرب} \quad R_t = \text{خروجی از مخزن در ماه } t$$

$$D_t = \text{نیاز پائین دست مخزن در ماه } t = B' \text{ ضرب}$$

$$\text{LoosRt} = \text{خسارت خروجی در ماه } t$$

محدودیت های برنامه شامل محدودیت های فیزیکی مخزن مانند ظرفیت خروجی و ظرفیت مخزن می باشد. جزئیات بهینه سازی با استفاده از برنامه ریزی پویا به روش زیر می باشد با توجه به قانون پیوستگی برای یک حجم اولیه مخزن و ورودی جریان، مقدار خروجی مخزن ( $R_t$ ) با توجه به انتخاب حجم مخزن در انتهای پریرود زمانی محاسبه می شود و در هر پریرود زمانی ضرر یا سود رهاسازی آب، با توجه به معادله خسارت قابل محاسبه است. در نهایت کل مخارج حاصل از بهره برداری مخزن در طول یک دوره تاریخی بهره برداری حساب می شود.

از اجراهای بعدی محدودیت زیر به الگوریتم برنامه ریزی اضافه می شود:

$$R_t (1 - \text{Bound}) \leq R_t \leq R_t (1 + \text{Bound}) \quad (2)$$

در این اجراها مقدار درصد انحراف (Bound) کاهش داده می شود تا عملاً سیاستهای عملکرد رگرسیون همگرا گردد. در هر مرحله، عملکرد این اجرا با دفعات قبلی مقایسه می شود. هنگامی که محدودیت خروجی از مخزن عملکرد قانون بهره برداری را بهبود نبخشد، مدل به جواب نهایی رسیده است. براساس در نظر گرفتن تأثیر درصد انحراف بعنوان یک عامل موثر در بهبود نتایج خروجی، مقدار مؤثر این فاکتور حدود ۰/۰۱ برای استفاده در مدل پیشنهاد شده است [۷].

## ۵- ساختار مدل بهینه سازی کمی - کیفی (DPRQ)

به منظور تدوین مدلی که سیاستهای بهینه خود را با توجه به اهداف کمی و کیفی تعیین نماید، نیاز به گنجاندن پارامترهای کیفی در ساختار الگوریتم بهینه سازی مسا له می باشد. جایگاه هر متغیر جدید کیفی در ساختار مسئله بهینه سازی، بعنوان یک متغیر حالت خواهد بود. این متغیر حالت در تابع خسارت مدل نیز وارد می شود تا انعطاف لازم را برای تصمیم گیری به آن بدهد. متغیرهای حالت مدل DPR عبارتند از ورودی به مخزن (I)، حجم مخزن (S) و خروجی از مخزن (R). رابطه اصلی ارتباط این متغیرها به یکدیگر رابطه پیوستگی بصورت رابطه (۳) می باشد.

$$I_t + S_t - S_{t+1} = R_t \quad (3)$$

همانطور که ذکر شد، پارامترهای کیفی در نظر گرفته شده برای مدل DPRQ دو پارامتر شوری و حرارت آب خروجی می باشند. این دو متغیر علاوه بر سایر متغیرها، به عنوان متغیر حالت به مدل اضافه شده اند. شوری (TDS) و حرارت (TEMP) بعنوان متغیرهای مستقل در نظر گرفته نشده اند بلکه بصورت تابعی از موقعیت ورودی، حجم مخزن، خروجی، و کیفیت آب درون مخزن می باشند. روابط اصلی ارتباط دهنده این متغیرها با متغیرهای کمی بهره برداری، نتایج حاصله از شبیه سازی کیفی می باشد. برای بکارگیری روابط بین پارامترهای کیفی و استفاده از سایر روابط لازم در تغییرات کیفی مخزن مانند محاسبه تبخیر، از نرم افزار شبیه سازی HEC-5Q استفاده می شود.

با استفاده از نتایج حاصل از شبیه سازی، با داشتن ورودی و کیفیت آن، حجم درون مخزن و کیفیت آن، می توان کیفیت جدید مخزن و میزان و کیفیت خروجی را تعیین نمود.

همانگونه که در ساختار مدل DPR توضیح داده شد، مقادیر مختلف I, S, R در معادله پیوستگی قرار داده می شوند تا با ارزش گذاری آنها براساس تابع خسارت، کم هزینه ترین حالت بهره برداری یا مسیر بهینه بدست آید. اینک علاوه بر این مقادیر، پارامترهای شوری و حرارت نیز در هر مرحله محاسبه می گردند و ارزش هر حالت از بهره برداری با این مقادیر نیز باید سنجیده شود.

برنامه HEC-5Q هر یک از این حالات ورودی و حجم مخزن ماه بعد (که با معلوم بودن حجم مخزن فعلی، منجر به خروجی مشخص می شود) را در یک گام زمانی یک ماهه شبیه سازی می کند. علاوه بر مقادیر فوق، اطلاعات هواشناسی، همچنین کیفیت آب مخزن در ابتدای پریرود زمانی بهره برداری نیز برای شبیه سازی لازم است. آمار هواشناسی لازم بصورت داده های ورودی به برنامه داده



می‌شود و کیفیت مخزن نیز همان کیفیت حساب شده گام زمانی قبل است که در برنامه ذخیره شده است. این الگوریتم با فرض اختلاط کامل در ابتدای بهره برداری شروع به کار می‌کند.

### ۵-۱- تابع خسارت کیفی:

با قرار دادن پارامترهای کیفی در الگوریتم تصمیم‌گیری نیاز به معیاری برای ارزشگذاری حالت‌های مختلف کیفی است. بدین منظور تابع خسارت کیفی برای مدل در نظر گرفته شده است. ساختار تابع خسارت استفاده شده در قسمت کیفی مدل بصورت زیر می‌باشد:

$$\text{Loss } Q = A[CD_c^2 + a] \quad (۴)$$

$\text{Loss } Q =$  تابع خسارت کیفی

$D_c = (X - X_d)$  شاخص انحراف شوری از مقدار مطلوب

$X =$  کل مواد جامد محلول در جریان خروجی (میلی گرم در لیتر)

$X_d =$  میزان مطلوب مواد جامد محلول در جریان خروجی (میلی گرم در لیتر)

با توجه به اینکه حد مجاز برای غلظت کل مواد محلول، ۷۰۰ میلی‌گرم در لیتر و حدنهایی آن برای آب شرب ۱۵۰۰ در لیتر می‌باشد [۲]، حد مطلوب TDS در جریان خروجی از مخزن، ۴۵۰ میلی‌گرم در لیتر در نظر گرفته شده است. شکل کلی تابع خسارت کیفی بر خلاف تابع خسارت کمی یکطرفه می‌باشد. این تابع با تابع خسارت کمی مدل DPR همسنگ می‌شود و ضرایب مناسب هر تابع بدست می‌آید.

### ۵-۲- مدل کمی- کیفی DPRQ با در نظر گرفتن دما و شوری در رگرسیون مدل:

مدل DPR کمی که از آن برای ساخت مدل کمی-کیفی استفاده شد، یک مدل بهینه‌سازی با رگرسیون سه متغیره می‌باشد (متغیر R که یک متغیر وابسته می‌باشد نیز جزء متغیرها در نظر گرفته می‌شود).

$$R = aI + bs + c \quad (۵)$$

$I =$  جریان ورودی  $S =$  حجم مخزن  $R =$  میزان خروجی  $a, b, c =$  ضرایب حاصل از رگرسیون

مدل کمی-کیفی که تا به حال از آن سخن رفت نیز بر اساس همین رگرسیون می‌باشد. با اضافه شدن بخش کیفی به مدل، عواملی مانند دما (TEMP) و شوری (TDS) نیز به مدل اضافه می‌شوند که می‌توانند در معادله سیاست بهینه موثر باشند. برای مشاهده تأثیر این عوامل، آنها را در رگرسیون مدل کمی-کیفی وارد کرده و نتایج حاصل را بررسی می‌نماییم. شکل رابطه رگرسیون جدید به شکل زیر است.

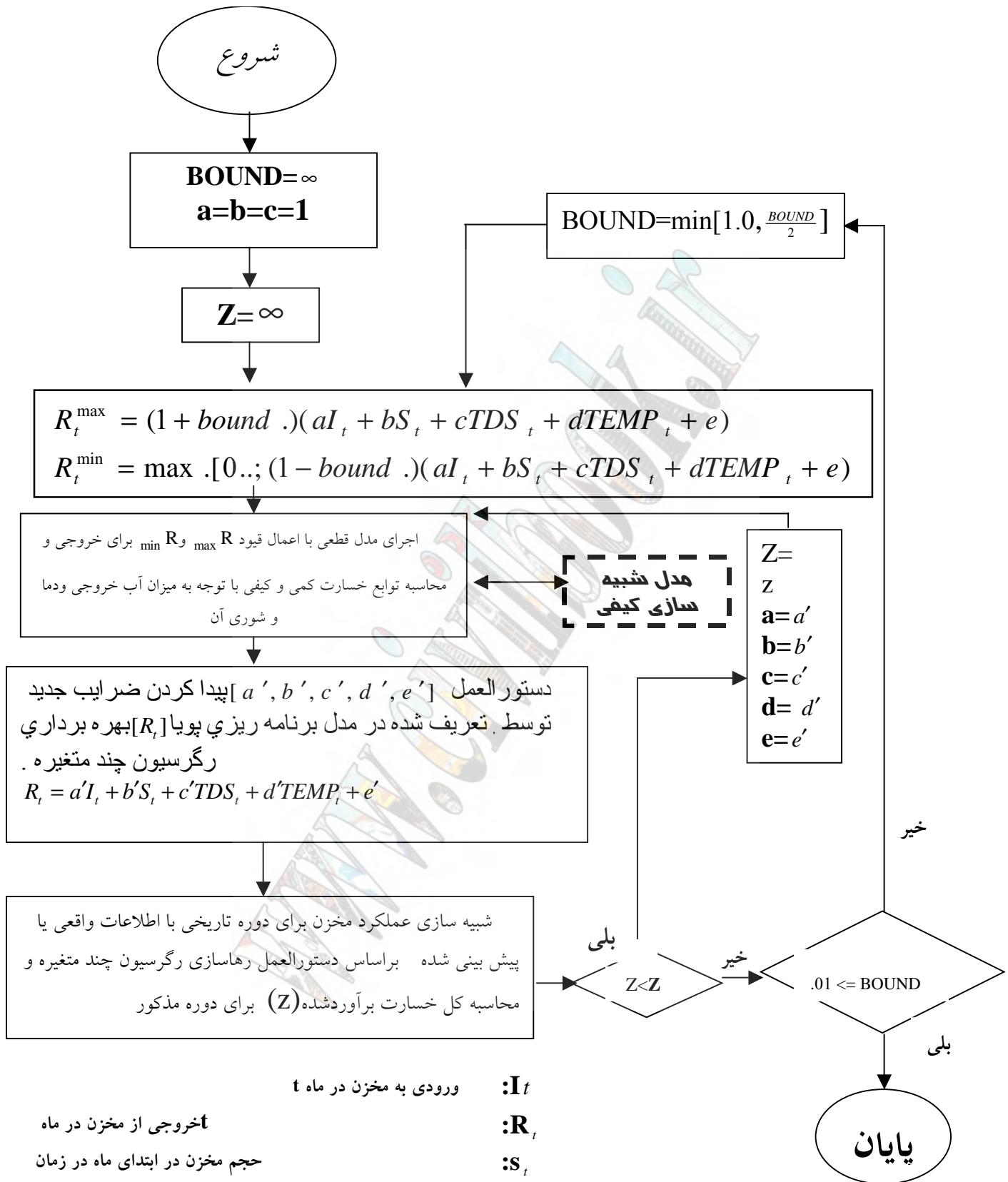
$$R = aI + bS + c(TDS) + d(TEMP) \quad (۶)$$

بدین ترتیب الگوریتم اجرای برنامه DPRQ بصورت شکل (۱) خواهد بود. سیاست‌های بهینه حاصل از اجرای مدل بصورت معادله فوق و وابسته به پارامترهای کمی و کیفی گزارش خواهد شد. لازم به ذکر است که TDS و TEMP در معادله فوق میزان شوری و دمای متوسط خروجی‌ها می‌باشد.

### ۶- مطالعه موردی:

مطالعه موردی بر روی سد ۱۵ خرداد انجام گرفته است. سد پانزده خرداد از نوع خاکی با هسته رسی و ارتفاع ۵۴ متر از بستر رودخانه در ۹۵ کیلومتری شرق اراک مجاور روستای عباس‌آباد دلیجان و بر روی رودخانه قمرود احداث گردیده است. عوامل مؤثر بر کیفیت آب مخزن سد ۱۵ خرداد عبارت از کیفیت آب‌های ورودی به مخزن، هوا و اقلیم منطقه و سازندهای شور بستر مخزن می‌باشد. رودخانه قمرود که اصلی‌ترین تأمین‌کننده آب سد می‌باشد، از سرشاخه‌های متفاوتی سرچشمه می‌گیرد. بخشی از آب رودخانه از جریان‌های سطحی زیرحوزه‌های گوناگون و بخش دیگر از جریان‌های زیرزمینی و زهکش‌های دشتهای که دارای کیفیت پایین

نیز هستند، تأمین می‌شود. یکی از شاخه‌های ورودی به رودخانه قمرود، رودخانه شور می‌باشد که با دبی ۱۵۰ لیتر در ثانیه و شوری ۷۴/۶ گرم در لیتر در حالیکه تنها ۳٪ از آورد رودخانه قمرود را تشکیل می‌دهد، سالانه ۳۰۶۰۵ تن نمک به مخزن سد می‌افزاید [۲]. به دلیل واقع شدن مخزن سد در منطقه‌ای خشک و بیابانی، میزان تبخیر از سطح دریاچه بالا است که این عامل دیگری برای افزایش شوری مخزن است. به لحاظ اینکه در قسمت کیفی مدل DPRQ از مدل شبیه‌سازی یک بعدی HEC5-Q استفاده می‌شود، یک بعدی بودن مخزن سد ۱۵ خرداد توسط اعداد بدون بعد و دربرن، راسبی و فرود چگالی بررسی شده و محرز گردیده است [۲].

 $I_t$ : ورودی به مخزن در ماه  $t$  $R_t$ : خروجی از مخزن در ماه  $t$  $S_t$ : حجم مخزن در ابتدای ماه در زمان  $t$ 

BOUND: درصد انحراف از معادله رگرسیون

 $TDS_t$ : تپروفیل شوری مخزن در ابتدای ماه $TEMP_t$ : تپروفیل دمای مخزن در ابتدای ماه

شکل (۱): فلوجارت مدل بهینه سازی پویای کمی-کیفی DPRQ (رگرسیون ۵ متغیره)

بر اساس شبیه‌سازی مخزن سد ۱۵ خرداد در دوره‌های ۵ساله، حالت‌هایی که از نظر لایه‌بندی حرارتی و شوری و ماههایی که امکان وقوع این حالتها را داشته‌اند انتخاب گشته و سپس آن حالتها در سه کلاس A و B و C به‌نحو مناسبی دسته‌بندی گشته‌اند. دسته‌بندی‌های هر کلاس برای پارامترهای مؤثر در تغییرات کیفی عبارتند از

۱- حجم مخزن: حجم مخزن اول ماه و آخر ماه، هر کدام به هشت دسته تقسیم شده‌اند که در مجموع ۶۴ حالت ممکن حجم مخزن (بر اساس حجم اول و آخر ماه) بدست می‌آید.

۲- جریان ورودی: دسته‌بندی جریان ورودی هر کلاس چون شامل ماههای خاصی از سال می‌شود، بر اساس متوسط ماهانه شدت جریان ورودی ۴۸ ساله به سد انتخاب گردیده است.

۳- پروفیل حرارتی مخزن: در ابتدا مخزن را همگن فرض نموده و در ماههای بعدی، پروفیل محاسبه

۴- پروفیل شوری مخزن: در مورد پروفیل شوری نیز مانند پروفیل حرارتی عمل می‌شود.

برای ساخت ماتریس شوری و حرارت مورد استفاده در بخش کیفی، مدل HEC-5Q بر اساس کلاسهای فوق بصورت یک‌ماهه اجرا می‌شود.

داده‌های هواشناسی مانند سرعت باد، میزان تشعشع و... بر اساس آمار ۵ساله موجود و برای هر کلاس بصورت میانگین ماههای آن کلاس در آمار ۵ساله در نظر گرفته می‌شود.

TDS در عمق (پروفیل شوری) و درجه حرارت در عمق (پروفیل حرارت) بر اساس کلاس مربوطه تغییر می‌یابد. شوری و درجه حرارت ورودی به سد نیز در هر پریود زمانی مورد نیاز است. بدلیل کمبود آمار مربوط به شوری جریان ورودی به سد ۱۵ خرداد، از رابطه همبستگی میان این متغیر و شدت جریان ورودی استفاده شده است [۲].

رابطه همبستگی فوق بصورت زیر می‌باشد:

$$TDS = 596.466 + \exp(7.482 - 0.12Q) \quad (7)$$

$Q$  = شدت جریان ورودی به مخزن بر حسب متر مکعب بر ثانیه

$TDS$  = کل جامدات محلول بر حسب میلی‌گرم در لیتر

در مورد دمای جریان ورودی نیز، بعلاوه کمبود اطلاعات موجود، از رابطه همبستگی میان دمای هوا و دمای آب ورودی بصورت زیر استفاده می‌شود [۲].

$$T_w = 6.6 + 0.4(T_a + 1) \quad (8)$$

$T_a$  = دمای هوا بر حسب درجه سانتیگراد

$T_w$  = دمای جریان ورودی بر حسب درجه سانتیگراد

دسته‌بندی‌ها بر اساس نتایج شبیه‌سازی مخزن سد پانزده خرداد در دوره‌های ۵ساله می‌باشد و طول بازه‌ها طوری انتخاب گردیده‌اند تا تمام حالت‌های ممکن را پوشش دهند.

با قرار دادن ماتریس شوری و حرارتی ذکر شده به عنوان ماتریسهای محاسباتی در الگوریتم برنامه DPRQ مدل برای مخزن سد ۱۵ خرداد اجرا شده است.

به منظور همسنگ کردن توابع خسارت کمی و کیفی با اجراهای مکرر مدل DPRQ ضرایب توابع هدف برابر  $A = 10^5$ ,  $B' = 1.58 * 10^4$ ,  $A' = 3.88 * 10^3$  تعیین گردیده است.

نتایج حاصله از اجرای مدل در سه حالت مختلف مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۱-۶ - مدل کمی-کیفی با رگرسیون ۴متغیره (R, I, S, TEMP):

با وارد کردن عامل دما (TEMP) در رگرسیون مدل کمی-کیفی، همانطور که شکل (۲) نشان می‌دهد، خروجی ناشی از این مدل با مدل کمی-کیفی سه‌متغیره (شامل ورودی، حجم مخزن و خروجی)، در بعضی از ماههای سال دارای اختلافهایی می‌باشد. معادله رگرسیون استفاده شده در این مدل به شکل رابطه ۹ می‌باشد.

$$R = aI + bS + c(TEMP) + d \quad (9)$$

TEMP, R, S, I, پیش از این معرفی شده اند و a, b, c, d نیز ضریب می‌باشند

#### ۲-۶ - مدل کمی-کیفی با رگرسیون ۴ متغیره (R, I, S, TDS):

چنانچه از شکل (۲) پیداست، با وارد کردن TDS در چرخه رگرسیون مدل، خروجی‌های ناشی از مدل در این حالت نسبت به حالت ۴ متغیره با در نظر گرفتن درجه حرارت، همبستگی بیشتری با خروجی‌های مدل DPRQ سه متغیره دارند.

#### ۳-۶ - مدل کمی-کیفی با رگرسیون ۵ متغیره (R, I, S, TDS, TEMP):

در نظر گرفتن همزمان TDS و درجه حرارت در رگرسیون مدل کمی-کیفی چنانچه از شکل (۲) نیز مشخص است، عدم همبستگی ناشی از مدل کمی-کیفی ۴ متغیره شامل دما را تعدیل کرده، و خروجی‌ها به حالت ۴ متغیره شامل TDS نزدیکتر شده‌اند. از این تغییر می‌توان نتیجه گرفت که تأثیر TDS در رگرسیون، دارای وزن و اثر بیشتری نسبت به درجه حرارت است.

#### ۴-۶ - مقایسه نتایج مدل کمی (DPR) با مدل کمی-کیفی (DPRQ):

جهت مقایسه کیفیت آب خروجی که توسط مدل کمی-کیفی بهینه‌سازی شده، از اطلاعات موجود در دوره ۴۸ ساله (۱۳۷۴ تا ۱۳۲۶) استفاده شده‌است.

مدل کمی-کیفی برای دوره آماری ۴۸ ساله اجرا شده که نتایج TDS خروجی از مدل کمی (مبنای مقایسه) و مدل کمی-کیفی بصورت ماهانه برای مدت ۵۷۶ ماه (۴۸ سال) در شکل (۳) نمایش داده شده‌است. به منظور سهولت در مطالعه وضعیت خروجی در دو مدل، میانگین ۴۸ ساله TDS خروجی بصورت ماهانه در شکل (۴) ارائه شده‌است.

همانطور که در شکل (۴) دیده می‌شود، وضعیت شوری خروجی در مدل کمی-کیفی بهتر از مدل کمی می‌باشد و این بدلیل ورود تابع خسارت کیفی در چرخه بهینه‌سازی مدل DPR می‌باشد. بر آورده شدن هدف کیفی به تنهایی نمی‌تواند کارایی مدل را توجیه کند زیرا اگر مدل نتواند نیازهای کمی را در کنار نیاز کیفی بر آورده سازد، از ارزش چندانی برخوردار نخواهد بود. همانگونه که در شکل (۵) ملاحظه می‌شود، مدل کمی-کیفی گرچه در ماههای کم‌آبی صد در صد آب مورد نیاز را تأمین نمی‌کند ولی درصد کاهش شوری آب خروجی بیشتر از مدل کمی می‌باشد و میزان تأمین نیازهای کمی آن نیز قابل قبول است.

#### ۷- نتیجه گیری

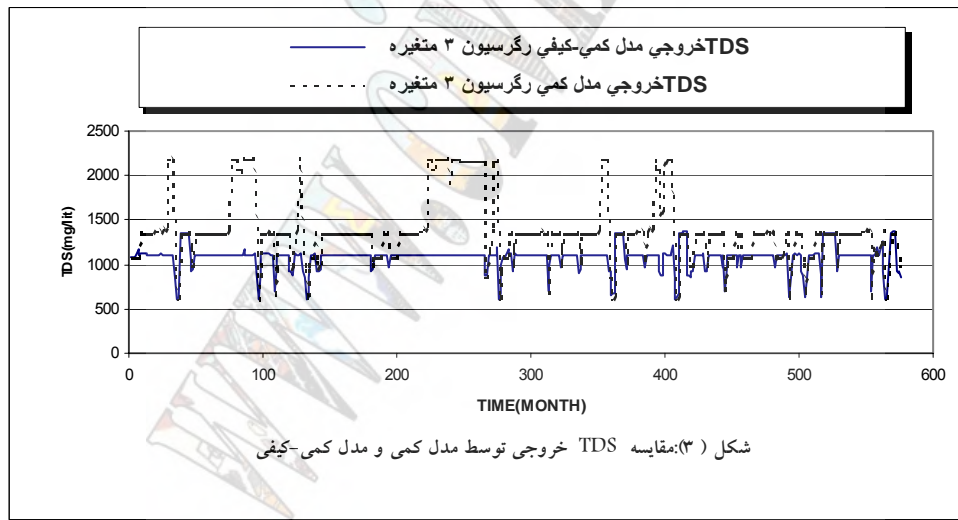
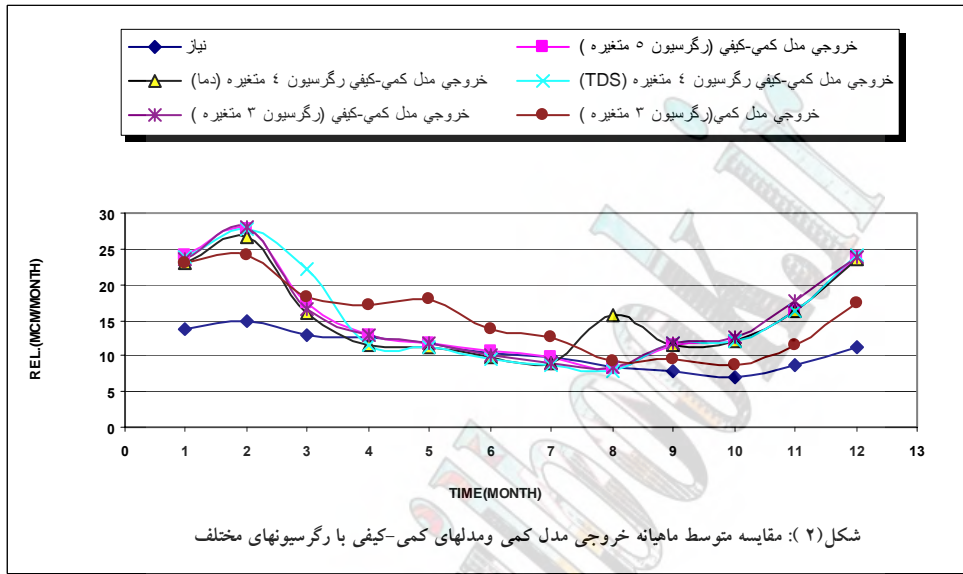
بهره برداری بهینه کمی از مخازن سدهایی که کیفیت آب آنها مطلوب نیست، گرچه نیاز کمی ما را تأمین می‌کند، ولی در جهت بهبود کیفی آب برداشتی کمکی به ما نمی‌نماید. با وارد کردن قید کیفی در مدل بهره‌برداری بهینه کمی می‌توان از شرایط موجود مخزن آب با کیفیت بهتری استحصال نمود.

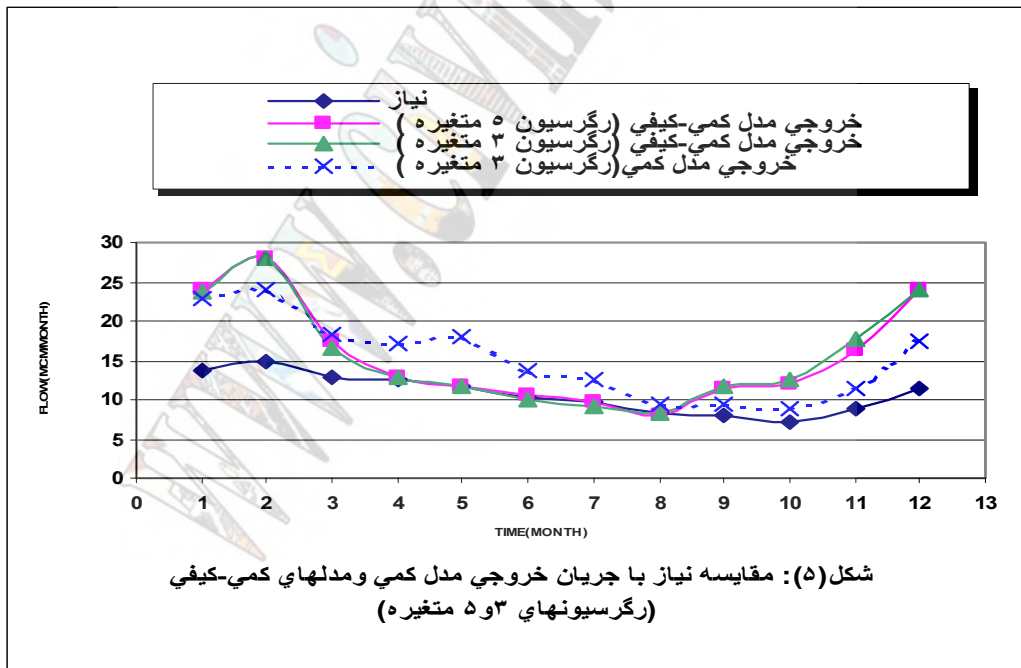
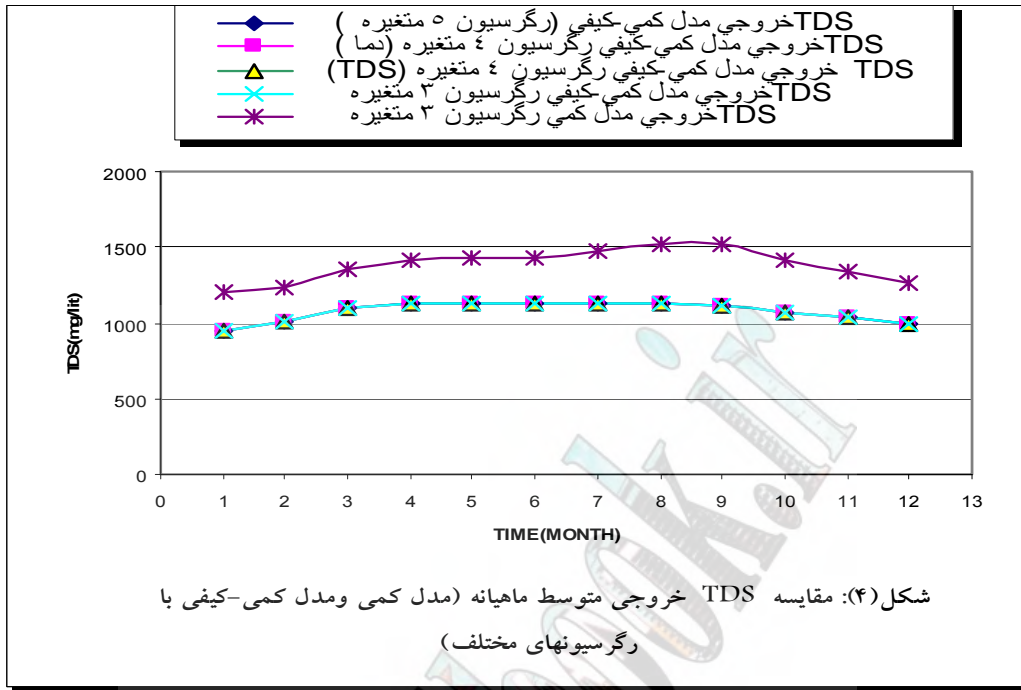
در مناطقی که از لحاظ تأمین آب شیرین در مضیقه هستند ولی منابع آب لب‌شور و شور کافی در اختیار دارند، می‌توان با بهره‌گیری از شیوه‌های مدیریتی مخازن و برداشت انتخابی از لایه‌های با کیفیت مطلوب، آب مورد نیاز را تأمین نمود.

در این تحقیق با اضافه نمودن قید کیفی به مدل برنامه‌ریزی پویای DPR، کیفیت آب خروجی از سد پانزده خرداد که برای یک دوره ۴۸ ساله آماری بهینه‌سازی شده، بطور متوسط ۲۲ درصد از شوری آب خروجی نسبت به مدل کمی DPR کمتر می‌باشد.



با وارد کردن پارامترهای دما و شوری در رگرسیون مدل کمی-کیفی، نقش این عوامل نیز در بهره‌برداری کمی-کیفی در نظر گرفته شده‌است. استفاده از چند متغیر حالت خروجی از مخزن بجای یک متغیر که نشانگر عملکرد خروجی‌های مختلف از مخازن باشد، در بهبود عملکرد مدل موثر است.





**قدر دانی:**

این تحقیق در قالب پروژه ملی مدیریت و ساختار بهینه برای بهره برداری انعطاف پذیر از سدها در دانشگاه صنعتی امیر کبیر انجام شده است. بدین وسیله از زحمات خانم مهندس استاد رحیمی و خانم مهندس اصغر زاده در تهیه این مقاله قدر دانی می گردد.

**فهرست مراجع:**

- ۱- استاد رحیمی - آزاده، ۱۳۷۷، "کاربرد بهینه بهره برداری از مخازن با استفاده از مدل‌های کمی - کیفی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه علم و صنعت ایران.
- ۲- رضایی - نادر، ۱۳۷۶، "نگرش سیستماتیک بر الگوهای بهره برداری از سدهای کشور و مدیریت کمی و کیفی بهره برداری از سد"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیر کبیر.
- ۳- شیعی - کریم، ۱۳۷۵، "رفتار شوری در مخازن سدهای ایران"، طرح تحقیقات کاربردی، وزارت نیرو.
- ۴- جهان‌دیده فریدون، ۱۳۷۹، "مدل بهینه بهره برداری از مخازن شور" پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی امیر کبیر.
- 4- Darrell G.Fontane, John W.Labadie & Bruce Loftis, (1981), "Optimal control of reservoir discharge quality through selective withdrawal", Water Resources Research, vol.17, No.6.
- 5- Grame Dandy R Philip Crawley, (1992), "Optimum operation of a multiple reservoir system including Salinity effects", Water Resources Research, vol.28, No.4. PP.979-990
- 6- Hydrologic Engineering center U.S.Army corp of engineers, 1986, "HEC-5 simulation of flood control and conservation systems, appendix on water quality analysis", September.
- 7 - Karamouz, M. & Mark H.Houck, (1982), "Annual and monthly reservoir operation rules generated by deterministic optimization", Water Resources Research, vol.18, No.5, October, pp.1337 - 1344.
- 8- Willey, R.G., Donald J.Smith, Member, ASCE, and James H.Duke Jr., Member, ASCE, (1996), "Modeling water - resources systems water - quality management", Journal of water resources planning and management, vol.122, No.3

# پیش بینی و کنترل زمان واقعی سیل

علی حیدری<sup>۱</sup>

## چکیده:

وقوع سیلابهای خسارت زا در اکثر حوزه های آبریز کشور و گسترش طرحهای توسعه منابع آب در آنها، ضرورت ایجاد سیستم های پیش بینی و کنترل زمان واقعی سیل و بهینه سازی کنترل سیل را در این حوزه ها بیش از پیش مطرح کرده است. در این راستا، استفاده بهینه از منابع آب و همچنین بکارگیری پتانسیلهای ایجاد شده در این زمینه، سبب شده که مسئله بهره برداری اصولی و بهینه سازی بهره برداری این طرحها مورد توجه جدی قرار گیرد. با توجه به کاهش راندمان بهره برداری مخازن به علت پتانسیل سیل خیزی حوزه های آبریز و همچنین افزایش هزینه های احداث سیستمهای تخلیه اضطراری آنها بخصوص درحوزه های درحال توسعه، ایجاد سیستم های پیش بینی و کنترل زمان واقعی سیل به عنوان یکی از شاخص ترین راه کارهای عملی در این زمینه جهت کاهش خسارات و هزینه ها اجتناب ناپذیر شده است. پیش بینی سیل به عنوان ابزار مدیریت سیلاب بیش از ۴۰ سال است که در کشورهای در حال توسعه مورد توجه قرار گرفته و تنها در کشور آمریکا بیش از ۴۰۰ سیستم پیش بینی سیل راه اندازی شده است [3]. حتی کشورهای در حال توسعه نظیر کشورهای جنوب شرقی آسیا نیز در این زمینه پیشرفت قابل ملاحظه ای داشته اند. در این مقاله سعی شده که اهمیت پیش بینی سیل در کنترل سیلاب مخازن و همچنین راه کارهای عملی برای راه اندازی این سیستم ها در حوزه های آبریز کشور با توجه به امکانات و بودجه موجود مورد بحث و بررسی قرار گیرد.

## کلمات اصلی و مهم:

پیش بینی سیل ، کنترل سیل ، بهره برداری مخزن ، Flood forecasting ، Flood control ، Reservoir Operation

<sup>۱</sup> دانشجوی دکتری دانشکده عمران ، دانشگاه صنعتی امیر کبیر Email: h7624923@cic.aku.ac.ir

## مقدمه

اقلیم مدیترانه ای کشور و تراکم زمانی و مکانی بارشها در اکثر حوزه های آبریز سبب شده که سیلابهای عظیمی در این حوزه ها بوقوع پیوسته و خسارات فراوان جانی و مالی ببار آید. در این راستا سایر کشورها نیز گریبانگیر این بلای طبیعی بوده و هستند. بسته به سیاستهای اعمال شده توسط دولتها، نحوه برخورد با این بلاهای طبیعی متفاوت بوده است. به عنوان مثال در کشور ژاپن سیاستهای اعمال شده شامل ذخیره هرچه بیشتر سیلاب جهت استفاده در مصارف آبی بوده است. این سیاست مبتنی بر دیدگاه استفاده هرچه بیشتر از منابع آب، به علت کمبود آن نسبت به مصارف بوده است. در برخی کشورها که منابع آب بیش از حد نیاز موجود می باشد، کاهش خسارت سیل و تخلیه آن در حدی که خسارتی ببار نیاورد جزو سیاستهای سیل زدایی قرار گرفته است. در ایران با وجود منابع محدود آب در اکثر حوزه های آبریز کشور، سیاست سیل زدایی با هدف طراحی و بهره برداری از سازه های هیدرولیکی جهت تخلیه سیلاب بدون بروز خسارت در پایین دست آنها اعمال می گردد. این امر سبب شده که سیلاب طراحی سازه های هیدرولیکی افزایش یابد و هزینه های هنگفتی برای سیستم های تخلیه آنها صرف گردد. با توجه به سرمایه گذاریهای عظیم ملی در توسعه طرحهای منابع آب در اکثر حوزه های کشور و هزینه های سرسام آور سیستم های تخلیه اضطراری سدها، کاهش ظرفیت تخلیه این سیستم ها در کاهش هزینه ها در سطح ملی بسیار چشمگیر خواهد بود. علاوه بر این کاهش هزینه با توجه به حساس شدن بهره برداری کنترل سیل سدها با ظرفیت تخلیه کم اصلاح بهره برداری این مخازن بیشتر مورد توجه قرار گرفته و این امر سبب بهبود هرچه بیشتر بهره برداری خواهد شد. چرا که در سطح دنیا نیز به اصلاح بهره برداریهای سنتی بیشتر از توسعه طرح های منابع آب بها داده شده و موفقیت این دیدگاه در سطح کلان به اثبات رسیده است.

کاهش ظرفیت سیستم های تخلیه اضطراری سدها در عین حال که سبب کاهش هزینه های طرحهای توسعه منابع آب می گردد، سبب افزایش ریسک خطر پذیری این طرحها نیز می گردد. این امر عمدتاً به علت عدم قطعیت پدیده هیدرولوژیکی بخصوص سیلابهای بوقوع پیوسته در حوزه می باشد. هرچند که ظرفیت سیستم های تخلیه سدها علاوه بر مسئله پایداری سد باید با در نظر گرفتن تاسیسات و ظرفیت ایمن رودخانه در پائین دست طراحی گردد، ولی کاهش سیلاب طراحی و تکیه بر اصول بهره برداری بدون شناخت کافی از حوزه آبریز و استفاده از فن آوری کامپیوتری میسر نخواهد بود. با توجه به پیشرفتهای چشمگیر فن آوری کامپیوتری و توسعه نرم افزار و با به خدمت گرفتن آن در شبیه سازی حوزه و مخزن، می توان به اصلاح اصول طراحی و بهره برداری اطمینان حاصل کرد. در این راستا پیش بینی سیل و کنترل زمان واقعی آن در اصلاح بهره برداری از مخازن و کاهش سیلابهای طراحی از یک طرف و استفاده بهینه از پتانسیل سیل در جهت ذخیره و تامین مصارف آب موثر بوده است. پیش بینی و کنترل زمان واقعی آن، تعیین نحوه بهره برداری از سازه های کنترل سیل و نحوه مقابله با سیل در کاهش خسارت آن حائز اهمیت بوده و در حال حاضر یکی از پیش نیازهای طرحهای توسعه حوزه های آبریز به شمار میسرود. امروزه با بکارگیری آخرین فن آوریهای کامپیوتری در جهت پیش بینی سیل، بازدهی و کارآیی مدیریت سیل به مراتب بیشتر از روشهای سازه ای کنترل سیل به تنهایی شده است.

یکی از پایه های مدیریت سیل در حوزه، پیش بینی سیل قبل از وقوع آن می باشد. پیش بینی سیل به عنوان ابزاری جهت کاهش خسارات سیل بیش از ۴۰ سال است در اکثر حوزه های آبریز کشورهای پیشرفته مورد توجه قرار گرفته است. در این راستا، پس از طی سالهای متمادی از نصب اولین نسخه این سیستم ها در این کشورها، امروزه این سیستم ها به سیستم های پیچیده و قابل اعتمادی تبدیل شده اند. در کشورهای در حال توسعه نظیر کشورهای جنوب شرقی آسیا، نیز گامهای اولیه برای این منظور برداشته شده و در حال حاضر با سرعت قابل توجهی سیستم های ایجاد شده روبه رشد است. با توجه به وضعیت سیلخیزی حوزه های آبریز کشور و همچنین گسترش طرحهای توسعه، ایجاد سیستم های پیش بینی سیل در اکثر حوزه ها ضروری بوده و دیر یا زود باید گامهای اولیه در این زمینه برداشته شود. متصدی اجرای طرحهای پیش بینی سیل در کشور، سازمان تحقیقات منابع آب بوده و در چند سال گذشته فعالیتهایی در زمینه مطالعات این سیستمها انجام داده است. ولی تاکنون نتایج این مطالعات به صورت عملی پیاده نشده و کارآیی مطالعات انجام شده آزمایش نشده است. یکی از چالشهای موثر در این زمینه، تکمیل و اصلاح مطالعات اولیه انجام شده در حوزه های آبریز مهم و نصب و راه اندازی مدلهای تهیه شده است. چرا که با نصب و بهره برداری از این سیستمها، نقاط



ضعف و نیاز سیستم مدیریتی و اجرایی کشور در این زمینه بیشتر محسوس شده و کارشناسان و متخصصین داخلی را بیشتر به چالش وادار می کند. در نظر گرفتن واقعیتهای مربوط به نواقص اطلاعاتی و دانش موجود در زمینه سیستمهای پیشرفته پیش بینی سیل در توسعه این سیستم اجتناب ناپذیر بوده و انتخاب راه کار عملی و موثر در شرایط کنونی بسیار موفقیت آمیز خواهد بود.

## پیش بینی و کنترل زمان واقعی سیل

پیش بینی سیلاب قبل از وقوع آن یکی از موثرترین راههای کاهش خسارات سیل است. پیش بینی به عنوان ابزاری برای مدیریت سیل در دهه های اخیر از اهمیت زیادی برخوردار شده است. با وجود اثبات کارآیی این روش نسبت به سایر روشهای سازه ای کنترل سیل، تاکنون در کشور، راه کار عملی برای اجرای سیستم های پیش بینی سیل ارائه نشده و محدود مطالعات انجام شده در این زمینه در حد مطالعات اولیه باقی مانده است. بسیاری از بهره برداریهای نامناسب کنترل سیل در مخازن بزرگ کشور به علت عدم آگاهی بهره برداران از وضعیت سیلاب حوزه صورت گرفته و در مقایسه با وضعیت ایده آل بهره برداری، کار آیی کنترل سیل مخازن و سود حاصل از بهره برداری کاهش یافته است. مسئله مدیریت بهره برداری مخازن در حال حاضر، به حدی اهمیت پیدا کرده است که اصلاح بهره برداریهای سنتی مقدم بر طرحهای توسعه منابع آب تشخیص داده شده است. با وجود سعی مسئولین امر در چند سال اخیر جهت ایجاد سیستم های پیش بینی در حوزه های آبریز بزرگ کشور به علت عدم انطباق و همچنین عدم اعتماد مسئولین به مطالعات انجام شده از اجرای این طرحها خودداری شده است.

در کنترل زمانی واقعی سیل، با استفاده از نتایج پیش بینی زمان واقعی سیل، عملکرد سیستم رودخانه ای طوری تعیین می گردد که حداقل خسارت به مناطق سیل گیر وارد گردد. بنابراین کنترل زمان واقعی سیل، مستلزم ایجاد سیستم های پیش بینی براساس اطلاعات هیدروکلیماتولوژی ثبت شده در زمان واقعی می باشد. بدین معنی که با تجهیز حوزه به سیستم تله متری و اندازه گیری در ایستگاههای سنجش از دور، اطلاعات به صورت خودکار به مرکز دیسپاچینگ مخابره شده و براساس این اطلاعات و استفاده از آن در سیستم پیش بینی، بزرگی سیلاب در حال وقوع در نقاط مختلف حوزه پیش بینی می شود. سپس براساس نتایج پیش بینی بهترین عملکرد مخازن و سازه های مربوطه، قبل از وقوع سیل و در زمان وقوع آن تعیین می گردد. با توجه به موارد فوق الذکر، اجزاء سیستم های کنترل زمان واقعی سیل را می توان به صورت زیر خلاصه کرد:

۱- زیرسیستم تله متری جهت اندازه گیری و مخابره اطلاعات

۲- زیرسیستم پیش بینی سیل

۳- زیرسیستم بهره برداری زمان واقعی برای تعیین عملکرد بهینه سیستم رودخانه ای

۴- زیرسیستم پخش سیل برای تعیین محدوده سیل گیر

## اهمیت پیش بینی سیل در بهره برداری از مخازن

با توجه به تمرکز بارش در فصولی از سال در اکثر حوزه های آبریز و وجود سیلابهای خسارت زا در این فصول، یکی از مهمترین اهداف سدهای مخزنی موجود در کشور کنترل سیلابهای ورودی به این مخازن و کاهش خسارت سیل در پایاب آنها می باشد. در این راستا، یکی از مشکلات بهره برداران از مخازن در مواقع سیلابی، عدم وجود الگوی مشخص بهره برداری با توجه به مشخصات مخزن و شدت سیلاب ورودی به مخزن و همچنین عدم آگاهی آنها از وضعیت سیلاب سرشاخه حوزه می باشد. این موضوع سبب شده است که همواره نحوه کنترل سیل و حتی تراز نرمال بهره برداری در فصول سیلابی به صورت کاملاً محافظه کارانه تعیین شده و از حجم ذخیره مخزن در این فصول به صورت بهینه استفاده نگردد. این موضوع نه تنها در مورد مخازن بلکه در سایر طرحهای منابع آب از قبیل تونلهای انحراف و سیستم های انحراف موقتی نیز تاثیر گذاشته است. تونلهای انحراف که عمدتاً جهت انحراف آب رودخانه در زمان ساخت سدها طراحی می گردند، بسته به درجه خـطـر وقوع سیل، ظرفیت آنگذری آنها تعیین می گردد. در اکثر این طرحها به علت احتمال وقوع سیل در دوران ساخت سد و خسارات فراوان ناشی از وقوع آن، سیلاب طراحی این

طرحها با ضریب اطمینان بالایی در نظر گرفته می شود. در این مورد تنها به این نکته اشاره می شود که با مدیریت کنترل سیل نه تنها در نحوه بهره برداری از سازه های آبی بلکه در تعیین سیلاب طراحی سیستم های آبی نیز می توان تحول قابل توجهی ایجاد کرد. ایجاد سیستم های پیش بینی سیل به عنوان ابزاری برای مدیریت کنترل سیل مخازن در افزایش کارایی مخازن موجود و کاهش هزینه های اجرائی سدهای در دست مطالعه بسیار حائز اهمیت می باشد. جهت مقایسه درجه بهبود بهره برداری در صورت وجود سیستم های پیش بینی سیل، به صورت موردی مطالعه کنترل سیل مخازن دز و کارون ۱ به شرح زیر انجام شده است.

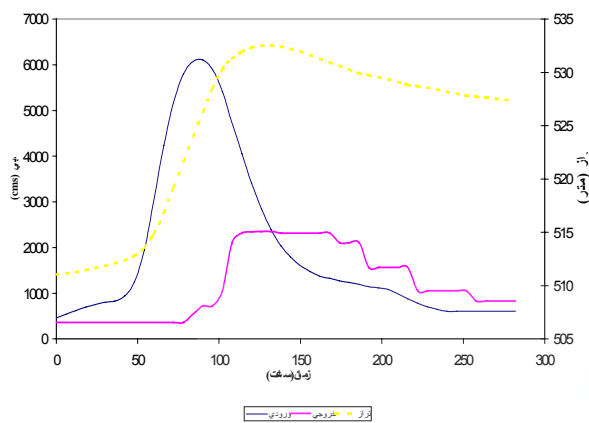
## مخازن دز و کارون ۱

سیستم رودخانه های دز و کارون با دو مخزن در دست بهره برداری و چهار سد در دست ساخت، از غنی ترین منابع آبی کشور به شمار می رود. بهره برداری از مخازن موجود این سیستم رودخانه ای برعهده شرکت های بهره برداری دز و کارون بوده که الگوریتم بهره برداری از آنها توسط دفتر بهره برداری سازمان آب و برق خوزستان دیکته می شود. بهره برداری کنترل سیل این مخازن عمدتاً براساس افزایش تراز و وضعیت سیلابی حوزه های پائین دست مخازن بوده و در بعضی مواقع سیلاب ایستگاههای بالا دست مخازن در تعیین عملکرد آنها در نظر گرفته شده است. آنچه مسلم است اینست که حتی در صورت پیش بینی سیل براساس ایستگاههای بالادست مخزن، به علت فاصله زمانی کم بین این ایستگاهها و مخزن، زمان پیش بینی به حدی نیست که در بهره برداری کنترل سیل مخزن تاثیر زیادی بگذارد. در این رابطه ایستگاههای هیدرومتری واقع در سرشاخه های حوزه ها که اختلاف زمانی وقوع سیل در آنها نسبت به مخازن قابل توجه می باشد، در بهره برداری کنترل سیل مخازن در نظر گرفته نمی شوند. بنابراین به جرات می توان گفت که بهره برداری کنونی کنترل سیل مخزن صرفاً براساس شدت سیلاب ورودی به مخزن و بدون در نظر گرفتن وضعیت سیلاب سرشاخه ها می باشد. جهت مقایسه وضعیت کنترل سیل مخازن دز و کارون ۱ در دو حالت بهره برداری براساس پیش بینی سیل و بهره برداری براساس تراز مخزن، کنترل سیلاب ۱۰۰ ساله حوزه شبیه سازی شده است. در این راستا بهره برداری مخزن یا به عبارت دیگر مانور دریچه های سرریز یکبار براساس افزایش تراز مخزن و یکبار براساس سیلاب ورودی پیش بینی شده به مخزن تعیین شده است. بهره برداری براساس سیلاب ورودی مستلزم آگاهی از کمیت سیلاب ورودی به مخزن در یک گام زمانی آتی (بسته به گام زمانی محاسباتی) می باشد. در این مقاله، گام زمانی محاسبات ۶ ساعت در نظر گرفته شده است. با وجود اینکه ۶ ساعت پیش بینی سیل قبل از وقوع آن در حوزه های آبریز دز و کارون با زمان تمرکز بالای ۳۰ ساعت، مقدار کمی می باشد ولی از آنجا که با افزایش زمان پیش بینی (Lead time)، دقت پیش بینی کاهش یافته و برعکس با کاهش زمان پیش بینی دقت افزایش می یابد. لذا تاثیر پیش بینی سیل با اطمینان پذیری و دقت بالا بررسی شده تا خطای پیش بینی به حداقل رسیده و تاثیر این خطا در بهره برداری کاهش یابد. برای تعیین نحوه مانور دریچه ها براساس افزایش تراز مخزن، مسئله انطباق شبیه سازی کنترل سیل با شرایط واقعی بهره برداری و استفاده از حداکثر حجم مخزن برای کنترل سیلاب ورودی مدنظر قرار گرفته است. حداکثر ظرفیت پایاب سد در هر دو حالت بهره برداری برای مخازن کارون ۱ و دز به ترتیب ۲۳۵۰ و ۱۹۸۰ متر مکعب در ثانیه در نظر گرفته شده است. در این حالت حداکثر گشودگی دریچه های سرریز، برای سد کارون ۱، ۱۵٪ و برای سد دز ۳۰٪ می باشد. نحوه مانور دریچه های سرریز و نیروگاه براساس افزایش تراز مخزن در جدول (1) نشان داده شده است.

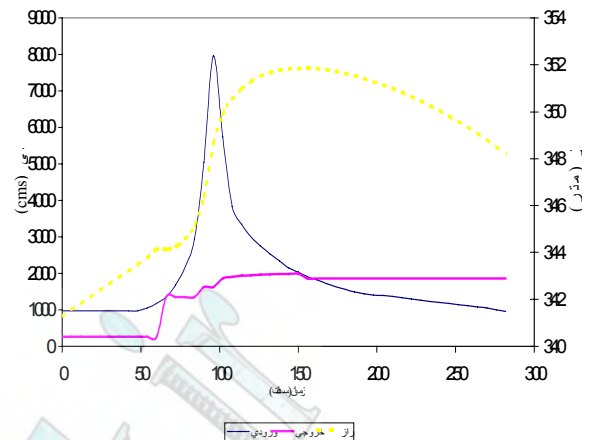
سد کارون ۱			سد دز		
تراز مخزن	دستورالعمل بهره برداری	دبی خروجی از سد	تراز مخزن	دستورالعمل بهره برداری	دبی خروجی از سد
518	دو واحد نیروگاه	360	335	چهار واحد نیروگاه	260
520	سه واحد نیروگاه	540	339	چهار واحد نیروگاه	260
522	چهار واحد نیروگاه	720	340	چهار واحد نیروگاه	260
527	۵٪ گشودگی دریاچه اول و چهار واحد نیروگاه	825	341	چهار واحد نیروگاه	260
528	۱۰٪ گشودگی دریاچه اول و چهار واحد نیروگاه	1049	342	چهار واحد نیروگاه	260
529	۱۵٪ گشودگی دریاچه اول و ۱۰٪ دریاچه دوم و چهار واحد نیروگاه	1563	343	چهار واحد نیروگاه	260
530	۱۵٪ گشودگی دریاچه اول و ۱۵٪ دریاچه دوم و چهار واحد نیروگاه	2107	344	۲۰٪ گشودگی دو دریاچه اول و ۳۰٪ گشودگی سایر دریاچه ها و چهار واحد نیروگاه	1349
531	۱۵٪ گشودگی سه دریاچه و چهار واحد نیروگاه	2319	345	۳۰٪ گشودگی تمام دریاچه ها و چهار واحد نیروگاه	1626
533	۱۵٪ گشودگی سه دریاچه و چهار واحد نیروگاه	2403	348	۳۰٪ گشودگی تمام دریاچه ها و چهار واحد نیروگاه	1860

**جدول (۱):** نحوه بهره برداری از مخازن با حداکثر گشودگی ۱۵٪ دریاچه های سرریز کارون ۱ و گشودگی ۳۰٪ دریاچه های سرریز دز

همانطور که در این جدول مشخص است، در تراز نرمال بهره برداری، در سد کارون ۱ دو واحد از چهار واحد نیروگاه با دبی خروجی ۳۶۰ و در سد دز چهار واحد از هشت واحد نیروگاه با دبی خروجی ۲۶۰ متر مکعب در ثانیه فعال هستند. با افزایش تراز مخزن، تعداد بیشتری از واحدهای نیروگاه کارون ۱ فعال شده و در مورد دز به علت محدودیت دیسپاچینگ جهت تنظیم فرکانس برق کشور، تعداد واحدهای تولید نیرو ثابت در نظر گرفته شده و از تراز ۳۴۱ متر به بالا دریاچه های سرریز فعال شده اند. در مورد نیروگاه سد دز، با بررسی بهره برداری ثبت شده، چهار واحد تولید نیرو در فصول تر به صورت فعال در نظر گرفته شده است. با افزایش تراز مخزن در سد کارون ۱ ظرفیت تولید نیروگاه، به حداکثر مقدار رسیده و در صورت افزایش تراز مخزن با حداکثر تخلیه نیروگاه، دریاچه های سرریز با گشودگی تدریجی هر یک از دریاچه ها فعال شده اند. حداکثر گشودگی دریاچه های سرریز سد کارون ۱ در تراز ۵۳ متر و در سد دز در تراز ۳۴۵ متر رخ داده است. مانور دریاچه های سرریز به صورت گشودگی تدریجی مشابه بهره برداری واقعی سدها نیز اعمال می گردد. مطمئن ترین راه کار کنترل سیلابهای کوچک و بزرگ که مسئله آبرگیری و افزایش حجم ذخیره مخزن را به مخاطره نیاندازد، گشودگی تدریجی دریاچه ها است. در صورت نبودن پیش بینی از سیلاب سرشاخه های حوزه این روش بهره برداری، از تخلیه مخزن در سیلابهای کوچک و عدم آبرگیری آن در این سیلابها جلوگیری می کند. با استفاده از الگوی بهره برداری فوق، به صورت سعی و خطا، تراز نرمال بهره برداری طوری تعیین شده که از حداکثر حجم مخزن استفاده شده و در عین حال گشودگی دریاچه ها از حداکثر میزان در نظر گرفته شده افزایش نیابد. براین اساس تراز نرمال بهره برداری یا تراز اولیه کنترل سیل برای مخازن کارون ۱ و دز به ترتیب ۵۱۴ و ۳۳۸ متر حاصل شده اند. نحوه عملکرد مخازن کارون ۱ و دز برای کنترل سیلاب ۱۰۰ ساله مطابق اشکال (۱) و (۲) حاصل شده است.



شکل (۱): عملکرد مخزن کارون ۱ در بهره برداری بر اساس تراز مخزن

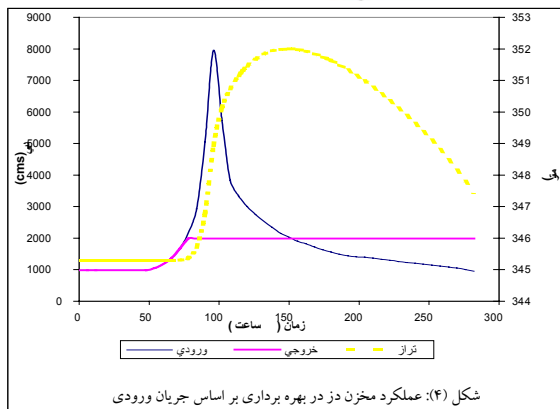


شکل (۲): عملکرد مخزن دز در بهره برداری بر اساس تراز مخزن

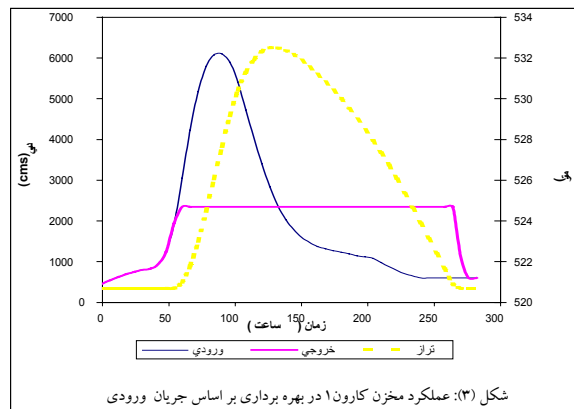
نحوه کنترل سیل مخازن در صورت وجود پیش بینی سیل در ۶ ساعت آینده و استفاده از آن در بهره برداری، به صورت زیر بوده است:

- ۱- هیدروگراف سیلاب ورودی با پیش بینی ۶ ساعته در مخزن روندیابی شده است.
- ۲- دبی خروجی از مخزن در صورتی که کمتر از ظرفیت مجاز پائین دست (حداکثر گشودگی در نظر گرفته شده) باشد منطبق بر هیدروگراف سیلاب ورودی شده است. این نوع بهره برداری به علت پیش بینی یک گام به جلو هیدروگراف ورودی به مخزن در زمان واقعی قابل اجرا می باشد.
- ۳- در صورت افزایش دبی خروجی از سد از ظرفیت پائین دست، دبی خروجی از مخزن منطبق بر ظرفیت پایاب سد شده است.
- ۴- در صورت پر شدن حجم مخزن و وجود ظرفیت بالای تخلیه، سیلاب خروجی از سد بیشتر از ظرفیت مجاز پائین دست شده و به حدی می رسد که تراز مخزن از حداکثر تراز مجاز مخزن تجاوز نکند.

طبق دستورالعمل فوق، تراز نرمال بهره برداری از مخازن (تراز اولیه کنترل سیل) طوری تعیین شده است که ضمن استفاده کامل از حجم کنترل سیل، بند چهارم دستورالعمل فوق اتفاق نیافتد. بدین معنی که از حداکثر ظرفیت مخزن برای تخلیه سیلاب در حد ظرفیت پایاب سد استفاده شده است. با اعمال موارد فوق الذکر، تراز نرمال بهره برداری در مخازن کارون ۱ و دز به ترتیب ۵۲۰/۷ و ۳۴۵/۳ متر حاصل شده است. عملکرد مخازن کارون ۱ و دز در کنترل سیلاب ۱۰۰ ساله به ترتیب در اشکال (۳) و (۴) آمده است

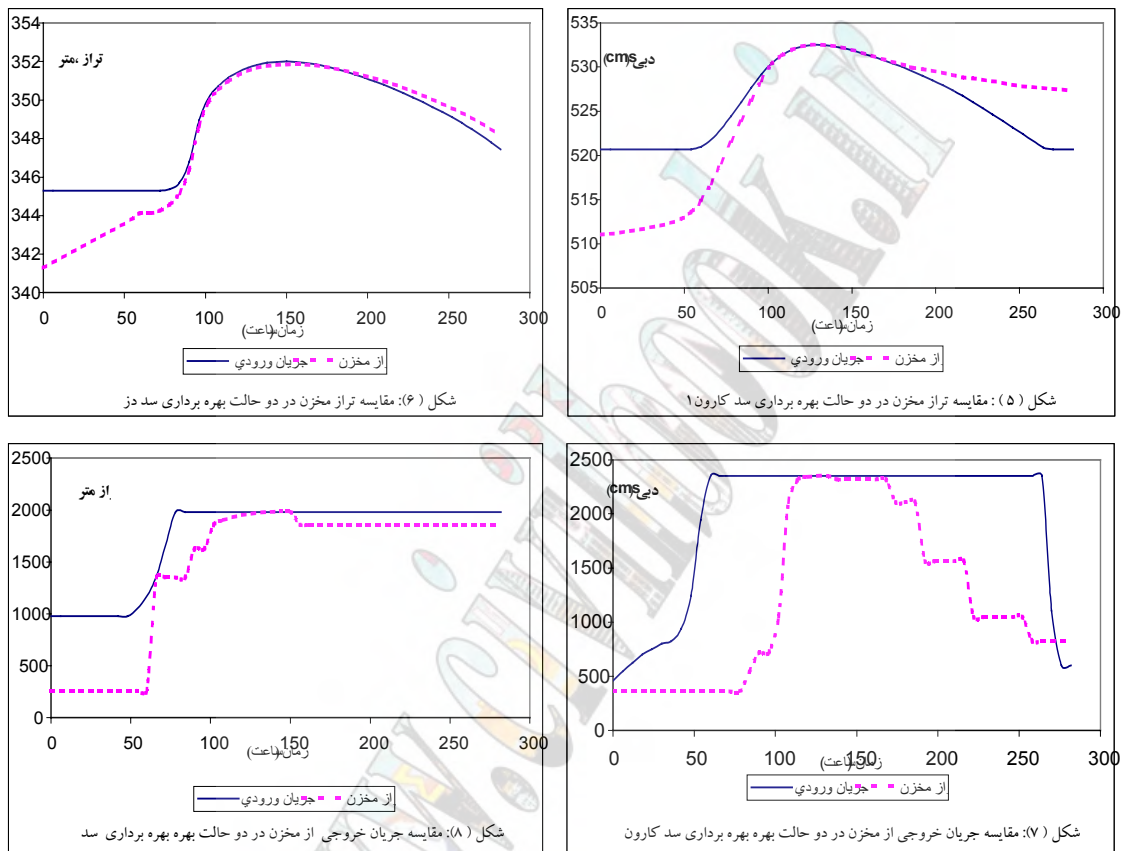


شکل (۳): عملکرد مخزن کارون ۱ در بهره برداری بر اساس جریان ورودی



شکل (۴): عملکرد مخزن دز در بهره برداری بر اساس جریان ورودی

مقایسه تراز مخزن در دو حالت بهره برداری براساس پیش بینی سیل و تراز مخزن، به ترتیب در اشکال (۵) و (۶) و دبی خروجی از مخزن در اشکال (۷) و (۸) آمده است. خلاصه نتایج بهره برداری و مشخصات مخازن در دو حالت بهره برداری در جدول (۲) نشان داده شده است.



پارامتر کنترل بهره برداری	مخزن	تراز نرمال (متر)	اختلاف تراز (متر)	حجم کنترل سیل (mcm)	حجم مفید ذخیره (mcm)	حداکثر تراز مخزن (متر)	دبی پیک سیلاب ورودی (cms)	دبی پیک سیلاب خروجی (cms)
تراز مخزن	کارون ۱	511	9.7	1016	2092.6	532.5	6100	2350
	دز	341	4.3	676.8	2747.4	351.85	7950	1980
جریان ورودی	کارون ۱	520.7		617.26	2520.5	532.5	6100	2350
	دز	345.3		433	2991.2	352	7950	1980

جدول (۲): مقایسه عملکرد و مشخصات مخازن در دو حالت بهره برداری



همانطور که در این جدول مشخص است، در حالت اعمال بهره برداری براساس جریان پیش بینی شده در ۶ ساعت آینده نسبت به بهره برداری براساس تراز مخزن، در سد کارون ۱، تراز نرمال بهره برداری به میزان ۹/۷ متر افزایش و حجم کنترل به میزان ۶/۶۴٪ کاهش یافته است. همچنین این مقادیر در سد دز به ترتیب ۴/۳ متر و ۵۶/۳٪ می باشد. مقایسه نحوه عملکرد مخازن در هریک از حالت‌های بهره برداری به این امر منتج شده که در بهره برداری براساس تراز، جریان خروجی از مخزن در اوایل ورود سیل به مخزن کمتر از حالت بهره برداری براساس پیش بینی جریان ورودی، بوده که این امر سبب پرشدن زود هنگام مخزن در این حالت بهره برداری شده است. بنابراین برای کنترل یکسان سیلاب در دو حالت بهره برداری، حجم کنترل سیل لازم در بهره برداری براساس تراز مخزن، به مراتب بیشتر خواهد بود. از آنجاکه در طول فصل سیلابی این بخش از حجم مخزن جهت کنترل سیلاب‌های ورودی به آن خالی نگاه داشته می شود، لذا علاوه بر کاهش هد موثر نیروگاه و در نتیجه کاهش تولید انرژی در طول فصول سیلابی، خالی بودن مخزن در سال‌های خشک اطمینان پذیری آبدیاری مجدد آن را کاهش می دهد. در اکثر سالها، آبدیاری مخزن از اوایل یا اواخر فصل زمستان آغاز می شود. در صورت کاهش حجم مخزن و کاهش پتانسیل آبدیاری ورودی، آبدیاری مخزن در آن سال به مخاطره خواهد افتاد. بنابراین پیش بینی سیل نه تنها از نظر کنترل بهتر سیل بلکه از لحاظ افزایش تولید انرژی و حجم ذخیره مفید مخزن نیز حائز اهمیت می باشد. جهت مقایسه افزایش تولید نیروگاهی در سدهای دز و کارون ۱ در دو حالت بهره برداری کنترل سیل، با استفاده از ۸۰٪ ظرفیت تولید نیروگاه کارون ۱ و ۶۰٪ ظرفیت تولید نیروگاه دز انرژی تولیدی آنها به صورت جدول (۳) محاسبه شده اند.

پارامتر بهره برداری کنترل سیل مخزن	مخزن	تراز نرمال بهره برداری	تراز پایاب نیروگاه (m)	جریان خروجی از نیروگاه (cms)	ارتفاع موثر توربین	راندمان توربین	انرژی تولیدی (GWH) (ماه)	انرژی تولیدی در ۵ ماه (GWH)
جریان ورودی	کارون ۱	۷.۵۲۰	۳۶۷.۵	۵۷۰	۱۵۳	۰.۸	۴۹۳.۷	۲۴۶۸.۵
پیش بینی شده	دز	۳۴۵.۷	۱۷۴.۳	۳۰۰	۱۷۱.۴	۰.۸	۲۹۱	۱۴۵۵
تراز مخزن	کارون ۱	۵۱۱	۳۶۷.۵	۵۷۰	۱۴۳.۵	۰.۸	۴۶۳	۲۳۱۵
	دز	۳۴۱	۱۷۴.۳	۳۰۰	۱۶۶.۷	۰.۸	۲۸۳	۱۴۱۵

جدول (۳): مقایسه انرژی تولیدی در نیروگاه‌های دز و کارون ۱ در دو حالت کنترل سیل

علت در نظر گرفتن ۶۰٪ تولید نیروگاه دز، محدودیت اعمال شده از طرف دیسپاچینگ جهت تنظیم فرکانس شبکه برق کشور بوده است. همانطور که مشاهده می شود انرژی تولیدی در ۵ ماه سیلابی از آذر تا فروردین، در اثر افزایش تراز نرمال مخزن با استفاده از سیستم پیش بینی سیل ۵/۲٪ افزایش نسبت به بهره برداری کنترل سیل براساس تراز مخزن نشان می دهد. البته این درصد افزایش با در نظر گرفتن کارکرد نیروگاه‌ها با درصدی از ظرفیت تولید می باشد، که در شرایط کنونی بهره برداری مخزن به علت محدودیت دیسپاچینگ و نیمه پیک بودن نیروگاه‌ها در ساعات غیر پیک بار برق کشور، به واقعیت نزدیک می باشد. در صورت اعمال سیاست بهره برداری حداکثر از نیروگاه‌های آبی توسط شرکت توانیر، درصد افزایش تولید انرژی در صورت پیش بینی سیل جهت بهره برداری کنترل سیل بهبود خواهد یافت. لازم به ذکر است که این مقایسه صرفاً در صورت پیش بینی سیل در ۶ ساعت آینده بوده و در صورت تجهیز حوزه به سیستم های پیش بینی سیل این زمان به مراتب افزایش خواهد یافت. از طرف دیگر به علت وجود ظرفیت تخلیه بالای مخزن در ترازهای فوقانی آستانه سرریز (سرریز مجهز به دریچه های کنترل قطاعی) با افزایش زمان پیش بینی امکان کاهش تراز مخزن را تا پایین تر از تراز آستانه سرریز به راحتی امکان پذیر می سازد. این موضوع به خصوص در کنترل سیلاب‌های بزرگ حوزه و اطمینان از کاهش سیلاب طراحی سازه های پایین دست و کنترل زمان واقعی سیل توسط مخازن بالادست حائز اهمیت می باشد. علاوه بر مسائل فوق، با افزایش تعداد مخازن در سیستم رودخانه ای مسئله کنترل سیلاب آنها پیچیده

تر شده و در این شرایط، بهره برداری یکپارچه مخازن و ایجاد سیستم های کنترل سیل در حداقل کردن خسارت ناشی از وقوع سیل در مناطق سیل گیر بسیار موثر خواهد بود. هماهنگی مخازن جهت کنترل سیلاب حوزه های بالادست و میانی مستلزم ایجاد سیستم های کامپیوتری و استفاده از نرم افزار می باشد. چراکه در چنین شرایطی تعداد حالات ترکیب بهره برداری به حدی زیاد می شود که امکان انتخاب مناسبترین حالت بدون بکارگیری کامپیوتر وجود ندارد. بنابراین با توسعه حوزه آبریز و پیچیده شدن آن، ضرورت ایجاد سیستم های کنترل زمان واقعی بیشتر محسوس شده و بدون آن عملاً بهره برداری بهینه از سیستم غیر ممکن خواهد بود. این موضوع به خصوص در حوزه آبریز کارون با بهره برداری رسیدن مخازن در دست ساخت و همچنین با اجرای سایر طرحهای در دست مطالعه صادق بوده و در اولویت بندیهای حوزه های آبریز کشور برای ایجاد سیستم های مدیریت سیلاب باید مدنظر قرار گیرد. بنابراین فواید ایجاد سیستم پیش بینی سیل را می توان به صورت زیر خلاصه کرد.

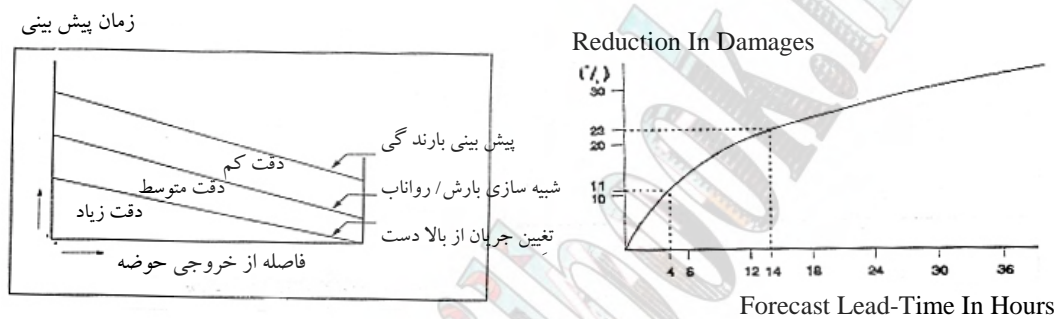
- الف- افزایش راندمان سیستم موجود مخازن در کنترل بهینه سیل و افزایش تراز نرمال بهره برداری
- ب- ایجاد سیستم پویای کنترل سیل با هماهنگی بهره برداری کنترل سیل مخازن
- ج- آگاهی کامل از وضعیت سیلاب سرشاخه ها و مناطق سیلگیر و اخذ تصمیم گیریهای مناسب
- د- کاهش سیلاب طراحی با کنترل بهینه سیلاب با استفاده از مخازن بالادست

### راه کارهای ایجاد سیستم پیش بینی سیل در کشور

سیستم های پیش بینی سیل با تجربه ای بیش از ۴۰ سال، پس از نصب و راه اندازی و با اصلاح و بهنگام سازی دائم آنها، به سیستم های پیچیده و کارآ تبدیل شده اند. آنچه مسلم است اینست که کشور ما در ابتدای این راه قرار داشته و انتظار ایجاد سیستم های پیش بینی مشابه سیستم های کشورهای توسعه یافته انتظار بیجائی است. در هر صورت دو راهکار کلی را می توان در این زمینه پیشنهاد کرد. اولین راه کار استفاده از تجربیات چندین و چند ساله موجود در این زمینه در خارج از کشور و خرید مدلهای مربوطه و دومین راه کار توسعه بنیادی این سیستم ها و توسعه و بهنگام سازی آنها در طی سالهای آتی می باشد. در راه کار اول، امکان توسعه و افزایش قابلیت این سیستم ها توسط متخصصین داخلی وجود نداشته و جهت افزایش کارایی این سیستم ها باید به نیروهای خارجی متکی بود. در روش دوم زمان رسیدن به یک سیستم کارآ و پیشرفته طولانی بوده ولی در مقابل امکان اصلاح و توسعه آنها در داخل کشور میسر می باشد. از بین دو راه کار فوق شاید راه کار بینابینی نیز وجود داشته باشد که آن استفاده از بخشی از تجربیات خارجی و خرید برخی مدلها و توسعه سایر بخشهای سیستم پیش بینی در داخل می باشد. این راه کار در صورت امکان می تواند به عنوان بهترین روش در شرایط کنونی باشد. چرا که در وضعیت کنونی حوزه ها و با توسعه طرحهای منابع آب و ضرورت نصب و راه اندازی سیستم های پیش بینی، صرف زمان طولانی برای ایجاد سیستم پیش بینی کارآ، منطقی و معقول به نظر نمی رسد. از طرف دیگر امکان ایجاد سیستم پیش بینی پیچیده و کارآ با توجه به دانش و اطلاعات موجود در کشور کاری بس مشکل می باشد. در این رابطه استفاده از مدلها و نرم افزارهای مختلف در بخشهای مختلف سیستم پیش بینی نه تنها در سرعت بخشیدن به کار بلکه در حصول اطمینان از نتایج این مدلها و عدم صرف زمان برای تهیه نرم افزارهای پایه بسیار موثر و مفید خواهد بود. در توسعه اکثر سیستم های پیش بینی سیلاب نیز کار به همین منوال بوده و ساختار بسیاری از این سیستم ها را نرم افزارهای مختلف تشکیل می دهد. به نمونه ای از این سیستم ها می توان به مدل پیش بینی و کنترل زمان واقعی (National Weather Service River Forecast System) و Colorado اشاره کرد. بنابراین با تعریف پروژه های مشترک بین متخصصین داخلی و موسسه های معتبر خارجی ضمن صرفه جویی ارزی نسبت به واگذاری کامل آن به این موسسه ها، می توان با سرعت بیشتری به این مهم دست یافت. از طرف دیگر انتقال تکنولوژی و فن آوری مربوطه امکان پذیر خواهد بود.

## روشهای پیش بینی سیل

از مهمترین مشخصه های سیل می توان به دبی سیل و زمان وقوع آن اشاره کرد. در این رابطه پیش بینی دبی سیل و مدت زمان پیش بینی آن قبل از وقوع (Lead time) هر دو حائز اهمیت می باشد. مدت زمان پیش بینی بسته به مشخصات حوزه، نوع اطلاعات مخابره شده در زمان واقعی و روش پیش بینی متفاوت می باشد. هرچه مدت زمان پیش بینی سیل افزایش یابد، زمان کافی برای ایجاد تمهیدات مقابله با سیل بیشتر بوده و کاهش خسارت ناشی از وقوع آن قابل توجه خواهد بود. در مقابل خطای پیش بینی بسته به ماهیت روش افزایش یافته و ریسک تصمیم گیری براساس نتایج پیش بینی های انجام شده زیاد می شود. رابطه بین زمان پیش بینی با خسارات ناشی از وقوع سیل و خطای پیش بینی در اشکال (۹) و (۱۰) نشان داده شده است.



شکل (۱۰): رابطه زمان پیش بینی با خطا

شکل (۹): رابطه زمان پیش بینی با خسارت

در این رابطه روشهای پیش بینی متعددی برای سیل وجود دارد که دارای زمان پیش بینی مختلفی هستند. روشهای پیش بینی سیل را در حالت کلی به دو دسته میتوان تقسیم کرد.

۱- پیش بینی سیل براساس پیش بینی کمیت بارش (QPF)<sup>۱</sup>

۲- پیش بینی هیدرولوژیکی سیل

در روش اول مقدار باران پیش بینی شده و از طریق بارش قابل وقوع، سیلاب حوزه پیش بینی می شود. این روش از زمان پیش بینی طولانی و همچنین خطای بالایی نسبت به روش دوم برخوردار بوده و در حوزه هایی که دارای زمان تمرکز کم و سیلاب ناگهانی می باشد کاربرد دارد. روشهای متعددی برای پیش بینی کمیت بارش وجود دارد که از جمله آنها می توان به تحلیل بارشهای ثبت شده در ایستگاههای هواشناسی و استفاده از نقشه های ماهواره ای ابرها اشاره کرد. اصول روش دوم متکی بر اطلاعات ثبت شده در ایستگاههای هیدروکلیماتولوژی می باشد. روشهای موجود در این زمینه براساس تکنیک های آماری و هیدرولوژیکی برای تحلیل داده های تاریخی ثبت شده استوار بوده است. در این رابطه از روابط گرافیکی و معادلات ریاضی نیز استفاده می شود. در این خصوص، روابط و روشهای مورد استفاده در سطح دنیا بسیار متنوع بوده و از معادلات ساده همبستگی گرفته تا معادلات پیچیده هیدرولیکی حوزه متغیر می باشد. روشهای مورد استفاده در سطح دنیا بسته به اهمیت پیش بینی سیل و تجهیزات موجود متفاوت بوده و در اکثر کشورهای پیشرفته امکانات پیشرفته تری نسبت به سایر کشورها در این زمینه استفاده می گردد. با توجه به وضعیت کنونی کشور و فن آوریهای موجود، استفاده از بسیاری از روشهای مورد استفاده در کشورهای پیشرفته ممکن نمی باشد. امکانات بسیاری

از کشورهای در حال توسعه مشابه ایران بوده ولی سیستم های پیش بینی سیل در آنها به صورت قابل ملاحظه ای توسعه یافته و مورد استفاده قرار می گیرند. به عنوان نمونه در این بخش مقاله، سیستم های پیش بینی در کشورهای آسیای جنوب شرقی مورد بررسی قرار گرفته و به صورت خلاصه ارائه شده است.

### الف - کشور هند

در این کشور ۱۵۷ ایستگاه پیش بینی سیل نصب شده که ۱۳۲ ایستگاه آن برای پیش بینی تراز آب در مناطق سیل گیر و ۲۵ ایستگاه برای پیش بینی جریان ورودی به مخازن می باشد. ۱۳۲ ایستگاه پیش بینی تراز رودخانه، ۶۲ حوزه و زیر حوزه را پوشش می دهد. همچنین سازمان هواشناسی، اطلاعات عمومی وضعیت هوا، مقدار بارش در ۲۴ ساعت گذشته و هشدار احتمال وقوع بارش شدید برای ۲۴ ساعت آتی در حوزه های مختلف و همچنین محدوده تغییرات کمیت بارش پیش بینی شده را تعیین می کند. نحوه انتقال اطلاعات در زمان واقعی توسط شبکه ارتباطی مجهز به بی سیم VHF/HF انجام می شود. متغیرهای مهم در رابطه با پیش بینی سیل به صورت زیر خلاصه می شوند:

- دبی و تراز در ایستگاههای هیدرومتری پایه
- دبی و تراز در گامهای زمانی گذشته در ایستگاههای پیش بینی
- تغییرات دبی و تراز آب ایستگاههای پایه
- زمان حرکت سیل بین ایستگاههای پایه و ایستگاههای پیش بینی در مراحل مختلف
- بارش (کمیت، شدت و تداوم) در سطح حوزه آبریز
- توپوگرافی، پوشش گیاهی، نوع خاک، کاربری اراضی، تراکم جمعیت، سطح ایستایی آبهای زیرزمینی، راندمان رطوبت خاک و سایر اطلاعات حوزه آبریز
- شرایط اقلیمی و اتمسفری
- دبی و تراز آب رودخانه های فرعی مهم بین ایستگاههای پایه و ایستگاههای پیش بینی
- کمیت پیش بینی شده بارش

انواع همبستگی هایی که به صورت گسترده در حوزه ها مورد استفاده قرار می گیرند عبارتند از:

- همبستگی مستقیم بین اشل و دبی در ایستگاههای بالادست و پائین دست
- همبستگی مستقیم بین دبی پیک در ایستگاههای پیش بینی و پایه
- همبستگی بین تغییرات تراز آب ایستگاههای پایه و تغییرات تراز آب ایستگاههای پیش بینی در طی تاخیر زمانی T ساعت (T - زمان حرکت سیل بین ایستگاههای پایه و پیش بینی)
- همبستگی بین ترازهای ساعت N ام و (N+T) ام ایستگاههای پیش بینی با تغییرات تراز در ایستگاههای پایه طی T ساعت گذشته به عنوان متغیر.

پس از ایجاد این روابط همبستگی، گرافهای تیبی برای پیش بینی تراز آب در ایستگاههای پیش بینی حاصل شده است. نحوه افزایش تراز آب در برخی حوزه ها نیز براساس معادلات ریاضی و با بکار بردن ابزار سنجش از دور در سطح حوزه تعیین می شود. در مواقعی که همبستگی بین ایستگاهها به علت سهم زیاد سیلاب رودخانه های فرعی یا تغییرات شرایط اولیه رطوبت خاک نتایج مناسبی حاصل ندهد، پارامترهای اضافی نظیر دبی و تراز رودخانه های فرعی، متوسط بارش، مشخصات حوزه سیل خیز و شاخص پیش بینی بارش (API)<sup>۱</sup> جهت ارائه نتایج بهتر از طریق مخابره زمان واقعی اخذ می گردد. در این رابطه، مدل های مختلف توسعه داده شده و از قابلیت های مدل MIKE11، SSARR، NLC-NLM، HEC-IF و استفاده شده است.

### 1- Anticipated Precipitation Index

## ب - نپال

در این کشور تا پایان سال ۱۹۹۸، ۴۵ ایستگاه هیدروکلیماتولوژی در شبکه تله متری تجهیز شده است. در ژوئیه ۱۹۹۳ با وقوع بارش با تداوم ۲۴ ساعت حدود ۵۴۰ میلیمتر در حوزه رودخانه Bagmati سیلابی با دبی بیک ۱۶۰۰۰ m<sup>3</sup>/s بوقوع پیوست. این سیل بیشتر از سیلاب طراحی سازه های آبی احداث شده در این حوزه بود. پس از بروز خسارات فراوان ناشی از وقوع این سیل، بهترین روش کاهش خسارت سیل در حوزه، ایجاد سیستم های پیش بینی و هشدار سیل تشخیص داده شد. براین اساس بررسی و ایجاد تمهیدات لازم برای مخابره اطلاعات زمان واقعی حوزه به مرکز پیش بینی و هشدار شروع شده و امکانات ایستگاههای هواشناسی جهت پیش بینی سیل مورد استفاده قرار گرفتند. مهمترین هدف این سیستم، کاهش خسارات سیل مخصوصاً کاهش تلفات انسانی بود. نصب مقدماتی سیستم پیش بینی و هشدار سیل با استفاده از پشتیبانی شبکه رادار قوی برای مخابره اطلاعات آغاز شد. تجهیزات این سیستم شامل موارد زیر بود:

- ۱- ایستگاههای رادار مجهز به دکلهای رادار ذخیره ای ساده
- ۲- شبکه ایستگاههای ثبت آمار با ۵ ایستگاه ثبت تراز آب و ۱۴ ایستگاه ثبت بارش
- ۳- گرافهای کمیت بارش قابل وقوع حاصل از سیستم رادارهای هواشناسی
- ۴- مرکز پیش بینی و هشدار سیل
- ۵- دفتر پیش بینی و هشدار در وزارتخانه
- ۶- تجهیزات هشدار نظیر آژیر کارخانه در منطقه

هشدار سیل بر اساس نتایج پیش بینی شامل سه مرحله می باشد. در مرحله اول پیش بینی سیل براساس بارش مشاهده ای در سرشاخه ها انجام شده و هشدار به ساکنین و اعلام آماده باش صورت می گیرد. در مرحله دوم که فرسایش سواحل رودخانه ها در اثر عبور سیل شروع می شود، مقابله با سیل و افزایش تراز سواحل و مناطق ورود آب صورت می گیرد. در مرحله سوم تخلیه ساکنین به علت شدت زیاد سیل انجام می شود. مرحله اول ۳ تا ۴ بار در سال، مرحله دوم یک تا دوبار در سال و مرحله سوم یکبار در ۱۰ سال اتفاق می افتاد.

## ج - ژاپن

کشور ژاپن یکی از سیلخیزترین کشورهای آسیای بشمار می رود. با پشتیبانی سیستمهای پیش بینی سیل، سیلاب طراحی سازه های آبی در این کشور تا سیلاب ۲۰۰ ساله تقلیل یافته و به بهبود بهره برداری مخازن کنترل سیل جهت کاهش بیک و خسارات سیل توجه زیادی شده است. پیش بینی سیل در حوزه های آبریز این کشور شامل مراحل زیر بوده است:

- ۱- جمع آوری تغییرات شرایط اقلیمی از طریق ارتباط نزدیک با متصدیان ایستگاهها
- ۲- جمع آوری اطلاعات ثبت شده بارش، تراز آب، دبی ورودی و خروجی از حوزه و بودجه برفی و دمای حوزه در سیلابهای همراه با ذوب برف و بازسازی اطلاعات لازم در صورت عدم ثبت آنها یا ثبت آمار غلط
- ۳- پیش بینی بارش در زمانهای آتی (و درجه حرارت در سیلابهای همراه با ذوب برف)
- ۴- جایگذاری مقادیر ثبت شده و پیش بینی شده در فرمولهای محاسباتی و اشکال و گرافهای مربوطه در هر حوزه و انجام محاسبات پیش بینی سیل (درمورد حوزه های دارای سد، سیلاب ورودی به سد بصورت مشابه پیش بینی می شود).
- ۵- در رابطه با سدها، سیلاب خروجی از سد در گام زمانی آتی براساس منحنی فرمان با استفاده از جریان ورودی پیش بینی شده و تراز مخزن تعیین می شود.



- ۶- جایگذاری دبی سیل حاصل از بند (۴) و سیلاب خروجی از سد (بند ۵) در فرمهای محاسباتی و انجام محاسبات پیش بینی تراز آب یا دبی سیل در طول مسیر رودخانه
- ۷- در صورت لزوم پیش بینی تراز آب در سیلابدشت در طول رودخانه با استفاده از سیلاب پیش بینی شده در بند (۴)
- ۸- انتشار پیام پیش بینی سیل و هشدار براساس فرمت تصمیم گیری اولیه با هماهنگی متصدیان ایستگاههای هواشناسی
- ۹- ارسال و انتشار پیش بینی سیل به سازمانهای دولتی و خصوصی از طریق شبکه انتشار اولیه.

در پیش بینی سیل آوریل 1983 ، ۱۲۵۷ ایستگاه بارانسنجی و ۱۱۰۵ ایستگاه هیدرومتری در شبکه تله متری با استفاده از ایستگاههای مایکروویو رادیویی و باند VHF کار جمع آوری و انتقال اطلاعات هیدرولوژیکی را در زمان واقعی انجام دادند. این اطلاعات هیدرولوژیکی در طی زمان وقوع سیل به صورت موثری برای پیش بینی و مقابله با سیل مورد استفاده قرار گرفتند.

در سیستم های پیش بینی نصب شده ، مدلهای بکار رفته برای پیش بینی سیل شامل مدلهای بارش - رواناب ذخیره ای سریال (Tank-I) در سال ۱۹۶۵ ، مدل Kitakami-Game در سال ۱۹۷۰ ، Tank-II در سال ۱۹۷۱ ، مدل تنظیم مخزن و جریان مصنوعی (SSARR)<sup>۱</sup> ، مدل هیدرولوژیکی خدمات هواشناسی (NWSH)<sup>۲</sup> ، مدل هیدرولوژیکی پیش بینی رودخانه Sacramento و مدل سیستم خطی محدود شده (CLS)<sup>۳</sup> بوده اند.

#### ۵ - بنگلادش

مناطق سیلابدشت و رودخانه های فرعی حدود ۸۰٪ کشور بنگلادش را پوشش می دهند. سیلابهای حاصل از بارش در کشور بنگلادش و سیلابهای ورودی از کشورهای همسایه سبب بروز خسارت فراوان در آن می شود. هشدار و پیش بینی سیل به عنوان راه حل کلیدی برای کاهش خسارات ناشی از وقوع سیل بیش از ۳۰ سال در این کشور مطرح بوده است. در سال ۱۹۷۲ مرکز هشدار و پیش بینی با هدف انتشار هشدار سیل و سرویس دهی به سازمان غیر مترقبه و کاهش اثرات ناشی از سیل ایجاد شد. از سال ۱۹۷۲ تلاش زیادی برای به روز کردن تکنولوژی لازم جهت تامین نیازهای بشری در هر دوره زمانی انجام شده است. این تلاش توسط سازمانهای محلی و بین المللی و افراد با ملیت های مختلف صورت گرفته است. با بروز کردن تکنولوژی و پیش بینی ، سیستم پیش بینی و هشدار سیل فعلی نصب شده از چهار المان اصلی تشکیل شده است.

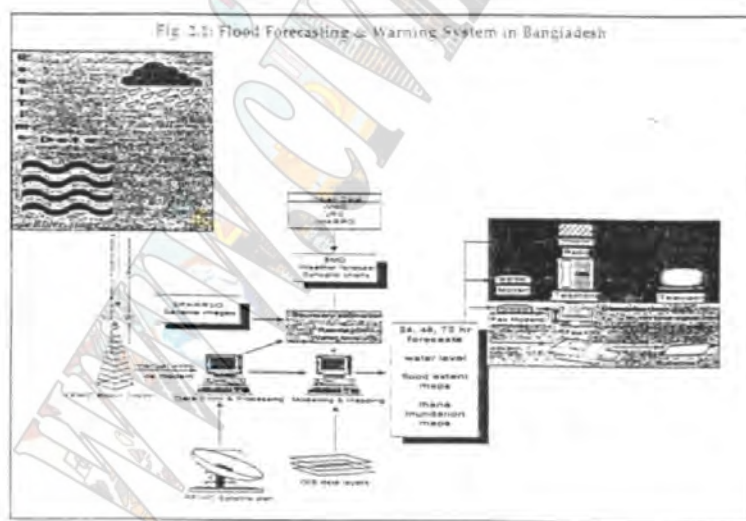
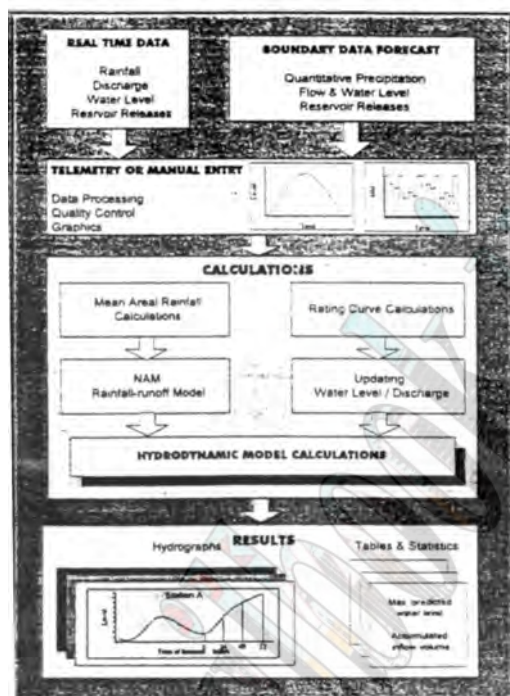
- ۱- جمع آوری بارش و تراز آب ثبت شده در زمان واقعی
- ۲- پیش بینی های هواشناسی
- ۳- پیش بینی سیل
- ۴- انتشار هشدار سیل

۱- Streamflow synthesis and Reservoir Regulation

۲- National Wether Service Hydrologic

۳- Constrained Linear System

پروسه پیش بینی و هشدار سیل در شکل (۱۱) نشان داده شده که اولین جزء این سیستم جمع آوری و پردازش اطلاعات می باشد .



شکل (۱۱): سیستم و روش پیش بینی و هشدار سیل در بنگلادش

شبکه اطلاعات زمان واقعی در بنگلادش شامل ۴۸ ایستگاه تراز آب در رودخانه های اصلی و ۴۹ ایستگاه بارانسنجی روزانه در سطح حوزه ها می باشد . علاوه بر اینکه ۱۴ ایستگاه تله متری در رودخانه های اصلی در نقاط مرزی کشور نصب شده اند، از ۵ ایستگاه در داخل کشور هند نیز اطلاعات تراز آب دریافت می گردد . اطلاعات روز قبل و اطلاعات روز جاری تا هر مقطع زمانی از طریق بی سیم، رادیو یا شبکه کابل انتقال می یابد . اطلاعات زمان واقعی توسط بی سیم ارتباطاتی صدا با کارت پانجهای ثبت داده های الکترونیکی

که می تواند به یک گیرنده و فرستنده UHF وصل گردد به مرکز پیش بینی انتقال می یابد. این اطلاعات در فرمت عددی (Digital) دریافت شده و به فرمت مدنظر تبدیل می گردند.

دبی و تراز سیلاب در مرزهای کشور در ۲۴، ۴۸ و ۷۲ ساعت آتی براساس تجربیات متصدیان ایستگاهها پیش بینی می شود. پیش بینی کمیت بارش (QPF) و تراز آب جریان ورودی پیش بینی شده در مرز کشور، پایه محاسباتی سیستم پیش بینی را تشکیل می دهند. باید خاطر نشان کرد که اطلاعات تراز آب ایستگاههای داخل کشور هند در اصلاح پیش بینی ها و افزایش زمان پیش بینی (Lead time) بسیار موثر بوده اند. پیش بینی زمان واقعی سیل نیازمند مشخص بودن پروسه بارش-رواناب و جریان در رودخانه ها و همچنین اطلاعات زمان واقعی بارش و شرایط اولیه حوزه و رودخانه می باشد. برای تعیین روابط حاکم در حوزه آبریز، ماجول پیش بینی سیل MIKE11 متعلق به DHI (MIKE11-FF) بکار برده شده است. این ماجول برای انجام محاسبات لازم جهت پیش بینی تغییرات دبی و تراز آب در سیستم رودخانه ای در نتیجه بارش در سطح حوزه و جریان ورودی و خروجی از حوزه طراحی شده است. نرم افزار پیش بینی سیل شامل سه ماجول می باشد که عبارتند از: الف- ماجول بارش - رواناب (NAM)، ب- ماجول یک بعدی هیدرو دینامیک، ج- ماجول بهنگام کردن.

ماجول بارش - رواناب (NAM) یک مدل مفهومی متمرکز بوده که با محاسبه رطوبت خاک به صورت پیوسته با استفاده از منطق محاسباتی چهار مخزن مرتبط، خصوصیات حوزه را شبیه سازی می کند. این ماجول برای شبیه سازی فرآیند بارش - رواناب در حوزه بکار برده می شود. مدل یک بعدی هیدرو دینامیکی، مدل محاسبه جریان غیر دائم به روش حل تفاضلات محدود با منطق محاسباتی ضمنی در شبکه رودخانه ای است. محاسبات این مدل براساس حل معادلات St. Venant در شرایط جریان یکنواخت در محور عمودی و شبیه سازی جریان شبه دو بعدی در سیلابدشت استوار است. ماجول بهنگام سازی، تحلیل کننده تراز و دبی آب شبیه سازی شده و اندازه گیری شده تا زمان پیش بینی جهت کاهش دامنه خطا می باشد. ماجول بهنگام سازی دقت نتایج پیش بینی را به صورت قابل توجهی افزایش می دهد. اصلاح پیش بینی در این ماجول از طریق حداقل سازی تابع هدف در روشهای بهینه سازی مربوطه انجام می شود. بهنگام سازی برای یک نقطه از رودخانه یا یک بازه میتواند اعمال گردد. برای بهبود نتیجه این ماجول لازم است که مدلهای قبلاً خوب کالیبره شده باشند. جهت افزایش کارآیی بهنگام سازی مدل تا زمان پیش بینی، لازم است که تعداد بهنگام سازی در بهره برداری زمان واقعی کاهش یابد.

پس از پیش بینی تراز آب، سیل گیری مناطق با بکارگیری مفاهیم GIS تعیین می گردد. هدف از این کار تعیین تغییرات خطی (بالرفتن و پائین افتادن) تراز آب در مناطق سیلابدشت می باشد. برای این منظور با استفاده از مدل رقومی دیجیتالی (DEM) عمق و وسعت منطقه سیل گیر تعیین می گردد. نتایج پیش بینی بخصوص برای پیش بینی ۲۴ ساعت آینده از دقت کافی برخوردار می باشد. در حال حاضر قابلیت سیستم پیش بینی در بنگلادش با استفاده از ایجاد شبکه های عصبی برای مدلسازی هیدرولوژیکی، استفاده از عکس های ماهواره ای و عکسهای رادارهای هواشناسی در حال افزایش است. برای توسعه آتی، یک مدل الحاقی برای سیستم پیش بینی و هشدار سیل جامع در حال تهیه می باشد. تهیه این مدل به خاطر افزایش صحت انتشار هشدار و پیش بینی ضروری تشخیص داده شده است. در چنین مدلی تجهیزات و موارد زیر برای بهره برداری زمان واقعی از مدل پیش بینی شده است.

- ۱- شبکه تله متری online اصلاح شده با قابلیت کالیبراسیون زمان واقعی برای بهبود اطلاعات تراز آب
- ۲- داده های رادار و اطلاعات ماهواره ای online
- ۳- تخمین وضعیت سیلاب در مرز کشور با استفاده از شبکه عصبی و بکاربردن داده های رادار و ماهواره به عنوان ورودی
- ۴- مدلسازی ریاضی با افزایش تعداد نقاط بهنگام سازی پیش بینی در شبکه تله متری توسعه یافته
- ۵- کالیبراسیون مکرر مدل براساس داده های ماهواره ای که تعیین کننده مناطق سیل گیر هستند.
- ۶- تهیه DEM اصلاح شده حاصل از عکسهای ماهواره ای

۷- تهیه نقشه های اصلاح شده پخش سیلاب حاصل از مناطق سیل گیر و عمق آب در این مناطق

۸- الگوریتم های اصلاح شده برای پیش بینی سیل

۹- گسترش مدل در سرشاخه های حوزه ها

### وضعیت پیش بینی سیل در ایران

تواتر وقوع سیلاب و شدت سیلاب در کشور ما در مقایسه با کشورهای نظیر بنگلادش، ژاپن و حتی کشورهای توسعه یافته نظیر آمریکا، نامحسوس تر می باشد، در مقابل خسارات ناشی از وقوع سیل در مقایسه با این کشورها قابل توجه می باشد. در این رابطه حوزه های جنوبی کشور به علت اقلیم خشک و وجود بارانهای موسمی گریبانگیر سیلابهای ناگهانی (Flash flood) و دبی بیک بالا و حوزه های جنوب غربی و شمال غربی کشور گریبانگیر سیلابهای حاصل از اقلیم مدیترانه ای هستند. بنابراین وضعیت سیل خیزی حوزه های جنوبی کشور با درجه شدت کمتری مشابه کشورهای نظیر بنگلادش بوده و کنترل سیلابهای این مناطق از طریق سازه ای بسیار مشکل و در برخی مناطق غیر ممکن می باشد. از جمله این حوزه ها می توان به حوزه آبریز پیشین و میناب اشاره کرد. سیلابهای بوقوع پیوسته در این حوزه ها از نظر حجم و دبی بیک طوری است که سدهای موجود حتی در صورت خالی بودن نیز تعدیل قابل توجهی در دبی بیک سیل ایجاد نمی کند. در حوزه های آبریز کوهستانی کشور نظیر حوزه های دز، کارون و کرخه امکان ایجاد سدهای ذخیره بزرگ فراهم بوده و کنترل سیلابهای ورودی به این مخازن امکان پذیر می باشد. بنابراین پیش بینی سیل در حوزه های جنوبی کشور جهت هشدار و تخلیه مناطق سیل گیر و در حوزه های کوهستانی عمدتاً در جهت افزایش کارآیی کنترل سیل مخازن و آگاهی بهره برداران از سدها و ساکنین باید صورت گیرد. در این رابطه عمده ترین مشکل وقوع سیل در حوزه های با سیلابهای ناگهانی، تلفات جانی و مالی فراوان این سیلها و در حوزه های کوهستانی مسئله بهره برداری و کنترل سیل سدهای موجود و همچنین سیلاب طراحی طرحهای در حال توسعه می باشد. علیرغم این واقعیت، در حوزه های آبریز کشور پیش بینی سیل حتی در ساده ترین شکل آن به ندرت انجام شده و حتی از تجربیات کشورهای در حال توسعه نیز در این زمینه بهره گیری نشده است.

در سالهای اخیر به مسئله پیش بینی در حوزه های آبریز بزرگ کشور توجه شده و پروژه های تحقیقاتی محدودی در این زمینه تعریف شده است. اولین پروژه ای که در زمینه سیستم پیش بینی سیل در کشور انجام شده پروژه هشدار سیل حوزه های خوزستان بوده است. پروژه های دیگر نظیر پیش بینی سیل رودخانه کر در سازمان تحقیقات منابع آب در دست انجام می باشد. آنچه مسلم است اینست که توسعه این سیستم ها پس از نصب اولیه و آزمایش و کالیبراسیون مدلها طی سالهای مختلف در شرایط واقعی سیستم عملی بوده و کمابینه در سایر کشورهای توسعه یافته و در حال توسعه نیز به همین ترتیب بوده است. بنابراین برای رسیدن به یک سیستم پیش بینی قابل اعتماد، نصب و راه اندازی مدلها موجود و توسعه و اصلاح آنها با توجه به امکانات و اطلاعات موجود در هر زمان ضروری می باشد. هرچند که در ابتدای نصب هر سیستم پیش بینی از سیستم های سنتی گرفته تا پیشرفته، مشکلات عمده ای وجود دارد ولی با سعی کارشناسان و متخصصین امر و همچنین بهره گیری از تجربیات ارزنده کارشناسان محلی می توان به این مهم دست یافت. بنابراین جهت توسعه عملی سیستم های پیش بینی سیل مراحل زیر را می توان پیشنهاد نمود:

الف: به عنوان اولین گام عملی و سریع جهت تجهیز حوزه ها به سیستم پیش بینی اولیه، میتوان به تعیین و استفاده از روابط همبستگی بین ایستگاههای پیش بینی و ایستگاههای واقع در سرشاخه های حوزه اشاره کرد. این روش در کشورهای آسیایی جنوب شرقی کاربرد فراوان داشته است. هرچند که این روش از خطای پیش بینی قابل ملاحظه ای نسبت به سیستم های خبره برخوردار است، ولی توسعه، کاربرد و بهره برداری از آن در شرایط کنونی حوزه ها امکان پذیر بوده و جهت شناخت هرچه بهتر حوزه در این زمینه، روش مفیدی می باشد.



ب - مرحله دوم در توسعه سیستم های پیش بینی، ایجاد سیستم تله متری و پایش حوزه با توجه به امکانات، اطلاعات و بودجه ریالی موجود می باشد. در این راستا شناسایی حداقل ایستگاههای هیدروکلیماتولوژی و موقعیت آنها جهت تجهیز در سیستم تله متری و همچنین تعیین نحوه اندازه گیری و انتقال اطلاعات از ایستگاههای سنجش از راه دور به مرکز پیش بینی سیل ضروری خواهد بود. در این زمینه شرکت متسن (مرکز تحقیقات نیرو) مطالعات اولیه ای را برای حوزه های استان خوزستان انجام داده است.

ج - مرحله سوم ایجاد سیستم پیش بینی سیل پیشرفته با توجه به نوع اطلاعات مخابره شده و همچنین کمیت و کیفیت این اطلاعات می باشد. در توسعه این سیستم ها استفاده از تجربیات بین المللی و همچنین بکارگیری نرم افزارهای موجود در این زمینه در پیشبرد هرچه سریعتر اهداف چشم گیر خواهد بود. با این حال توجه به بودجه لازم برای بکارگیری این مدلها و همچنین در نظر گرفتن کمبود اطلاعاتی کشور در این زمینه ضروری خواهد بود.

### خلاصه و نتیجه گیری

سیل خیز بودن اکثر حوزه های آبریز کشور، گسترش طرحهای توسعه منابع آب در حوزه ها و پیشرفت فن آوری کامپیوتری ضرورت مدیریت سیلاب از طریق مدلسازی و نرم افزار را دو چندان کرده است. بخصوص که هزینه های روشهای مدیریتی با بکارگیری کامپیوتر در مقایسه با روشهای غیر مدیریتی و سازه ای بسیار ناچیز بوده و ترکیب روشهای مدیریتی و سازه ای چه از لحاظ کاهش هزینه ها و چه از لحاظ افزایش کارایی سیستم در جهت کاهش هرچه بیشتر خسارت ناشی از وقوع سیل ضرورت پیدا کرده است. در این راستا در اکثر حوزه های آبریز کشور به مسئله مدیریت سیل و توسعه نرم افزار کمتر از طرحهای توسعه منابع آب بها داده شده و این موضوع سبب شده که در زمینه بکارگیری تکنولوژیهای مربوطه نسبت به کشورهای توسعه یافته و در حال توسعه پیشرفت کمتری حاصل گردد. بنابراین شناسایی نقاط حساس و بکارگیری روشهای مدیریتی ساده و کاربردی بخصوص جهت پیش بینی سیل می تواند به عنوان اولین گام در توسعه سیستم های پیچیده مدیریت سیلاب تلقی گردد. امید است با توجه مسئولین امر در جهت ایجاد مقدمات و تسهیلات لازم برای توسعه و بهبود مدیریت حوزه های آبریز، در آینده ای نزدیک به این مهم دست یابیم.

### سپاسگزاری و تشکر

لازم می دانم از زحمات سرکار خانم مهدیقلی در تایپ این مقاله تشکر و قدردانی نمایم.

### مراجع

1- Bangladesh National Committee of ICID, 1997, " Proceedings of Seminar on Evolution of a scientific system of flood forecasting and warning in the Ganges, Brahmaputra and Meghna River Basins held at dhaka, Bangladesh" , International Commission on Irrigation and Drainage.

۲- شرکت مهندسی برق مشانیر، آذر ۱۳۷۹، " طرح بهره برداری بهینه از سیستم رودخانه های دز و کارون - گزارش بهینه سازی حجم کنترل سیل (جلد ۷-۲ - حجم کنترل سیل مخازن)".

3- Office Of Hydrology ,1997, "Flood Warning Handbook", National Weather Service , NOAA



# برنامه ریزی توسعه منابع آب و برق، طرح‌های برق آبی زنجیره ای جنوب کشور و چالش‌های پیش رو

شماره ۲

مهدی مردی<sup>۱</sup>

## چکیده:

در دهه اخیر، طرح‌های برق آبی در کشور مورد توجه بیشتری قرار گرفته اند. سرمایه‌گذاران کلان ارزی و ریالی و صرف وقت زیاد می‌طلبند که روی این طرح‌ها کنکاش بیشتری صورت پذیرد. برنامه ریزی منابع آب و طرح‌های برق آبی زنجیره ای یکی از پیچیده ترین کارهای مهندسی است. توجیه پذیری طرح‌ها ممکن است بدلائل سیاسی، اجتماعی، فرهنگی، نظامی و یا اقتصادی صورت پذیرد. طرح‌ها با هر توجیهی که بخواهند اجراء شوند از توجیه فنی مبرا نخواهند بود. در مقایسه گزینه‌ها توجیه مطلق اقتصادی ضرورت دارد. در توجیه پذیرها و مقایسات گزینه‌ها هم مسائل فنی مطرح می‌باشند و هم مسائل اقتصادی. در مرداد ماه سال ۷۸ در مقاله ای تحت همین عنوان کلیه چالش‌های فنی مترتب بر برنامه ریزی طرح‌های برق آبی زنجیره ای جنوب کشور مطرح و مورد بررسی قرار گرفت. این مقاله در بولتن شماره ۳۹ کمیسیون آب و برخی مجلات دیگر مثل اساس به چاپ رسید. مقاله حاضر بیشتر به چالش‌های اقتصادی این طرح‌ها می‌پردازد. مطالبی که در این مقاله مورد توجه قرار گرفته اند عبارتند از توجیه پذیری طرح‌ها و عوامل موثر در این ارتباط - توجیهات سیاسی، فرهنگی، اقتصادی و غیره - تاثیر روشها و سیاست‌گذاران روی توجیه پذیری و اقتصاد طرح‌ها - تشریح روشها و عوامل موثر در ارزیابی اقتصادی طرح‌ها - بررسی نرخ تسعیر - نرخ سوخت - عمر تجهیزات - نرخهای هزینه‌های جاری مثل بهره برداری، تعمیر و نگهداری و غیره - توجه به هزینه‌های کمتری که مورد توجه قرار گرفته اند مثل هزینه‌های انتقال نیرو - هزینه‌ها و درآمدهای ناشی از شرایط بهره برداری - زمان ساخت و هزینه‌های مربوط به جریان پرداختها در طرح‌های طولانی‌مدت دوران ساخت - ضریب تولید بهینه و سایر پارامترهای تاثیرگذار دیگر روی ارزیابی اقتصادی طرح‌ها.

## کلمات کلیدی:

توجیهات سیاسی، اجتماعی، فرهنگی، نظامی - گزینه‌های مقایسه ای و توجیه مطلق اقتصادی - شفافیت نرخها و شاخص‌های هزینه - سیاست‌گذاران و روشهای اجرایی - بیع متقابل - تحلیل ریسک - فرآیند ساخت داخل در کشور - افزایش درآمد در مقابل افزایش سرمایه‌گذاری - چالش‌های آماری

<sup>۱</sup> دانشکده صنعت آب و برق (شهید عباسپور)

**مقدمه :**

در مرداد ماه سال گذشته مقاله ای تحت عنوان **”برنامه ریزی توسعه منابع آب، طرحهای برق آبی زنجیره ای جنوب**

**کشور و چالش های پیش رو”** تهیه و ارائه گردید. در آن مقاله برخی از چالش های فنی طرحهای برق آبی

زنجیره ای جنوب کشور مطرح و مورد بحث قرار گرفت. در مقاله حاضر بعضی از چالش های اقتصادی موجود در طرحهای برقی و برق آبی بررسی و به نقد کشیده می شود. طرح اینگونه مسائل خدای ناکرده نه از باب تخطئه کردن کارها و نادیده گرفتن خدمات انجام شده است بلکه از جهت توجه بیشتر به مسائلی است که مصالح و منافع کشور را تحت الشعاع خود قرار می دهد. توصیه نگارنده اینستکه مسئولین و کارشناسان محترم انشاءاله هر دو مقاله را مطالعه فرمایند.

این مقاله در واقع جمعبندی و تکمیل مطالبی است که در گذشته چه بصورت گزارش و چه بصورت نامه یا جوابیه مطرح گردیده است. البته در لابلای این جمعبندی تحلیل های جدیدتری نیز گنجانده شده که مطالعه آنها انشاءاله خالی از لطف نخواهد بود. نظر به اینکه در ارزیابیهای اقتصادی طرحهای برق آبی، گزینه های رقیب از نوع نیروگاههای حرارتی می باشند، بعلاوه تبیین سیاستهای اجرایی، تعیین روشها، شفاف شدن شاخص ها و متغیرهای لازم در ارزیابیها نه تنها در طرحهای مختلف وزارت نیرو بلکه در طرحهای کل کشور نیز مؤثر و سودمند خواهد بود، لذا می توان این مطالب را به نوعی برای کل طرحهای کشور تعمیم داد.

در این مقاله هیچ تلاشی برای تثبیت برخی از سیاستها، روشها، شاخص ها و داده های اولیه صورت نمی پذیرد. بلکه ابتدا چالش های اقتصادی موجود در طرحهای در دست اجرا و میزان انحراف آنها از واقعیت های موجود مطرح می شوند و سپس در حد امکان پیشنهادهایی برای آینده ارائه خواهد شد. انشاءاله مسئولین محترم در مورد سیاستهای اجرایی و روشهای ارزیابی همچنین تثبیت و شفافیت برخی از شاخص ها و داده های اولیه که سرنوشت طرحهای بزرگ و لاجرم اقتصاد کشور را رقم میزنند در جهت حفظ منافع ملی به یک جمعبندی واحدی برسند. نظر به اینکه این مقاله در محدوده فکری نگارنده تنظیم شده است از صاحب نظران عزیز درخواست می گردد که در رفع کاستیها، نگارنده را یاری فرمایند.

**توجیه پذیری طرحها**

توجیه پذیری ابعاد وسیعی دارد. در کشورهای فقیر و درحال توسعه عموماً توجهات سیاسی، اجتماعی، فرهنگی، نظامی و غیره بر توجهات اقتصادی رجحان دارند. بسیاری از توجهات فوق در اقتصاد کلان دولت رقم زده می شوند. در آنجا عموماً اصل اجرای طرحها مورد تصویب قرار می گیرند. در کشورهای توسعه یافته و صنعتی اکثر طرحها فی نفسه و بطور مطلق توجیه اقتصادی می گردند.

طرحها با هر توجیهی که بخواهند اجرا شوند از توجهات فنی مبرا نیستند. هر طرحی با هر توجیهی باید از نظر فنی امکان پذیر باشد. نظر به اینکه در مقاله اول در سال گذشته تا حدودی مسائل فنی مورد بحث قرار گرفت لذا در این مقاله صرفاً به توجهات اقتصادی پرداخته می شود.

توجهات اقتصادی نیز خود مراتبی دارد. طرحها در هر شرایطی از توجهات دیگر، از توجهات اقتصادی

بی نیاز نخواهند بود. حداقل کارهای اقتصادی در طرحها اینستکه هزینه های اجرائی آنها در گزینه های مختلف استخراج و باهم مقایسه گردند. توجهات اقتصادی مورد نظر در این مقاله در واقع مقایسه برتری نسبی گزینه ها با یکدیگر می باشد. اینکه دراصل، انجام یک طرح توجیه اقتصادی دارد یا توجهاتی دیگر، مسئله ایست که باید با تحلیل بیشتری از اقتصاد کلان دولت بدان توجه شود. بطور قطع تأمین آب و برق که از تولیدات استراتژیک کشور محسوب میگردند تنها به صرف اقتصادی بودن نباید مورد توجه قرار گیرند. البته اولویت بندیها، منطقه بندیها که در ظروف زمان و مکان میگذرد و تعیین ظرفیتهای بیشتر در طرحهای برق آبی مطرح است برای آنها محدودیت ایجاد می نماید. مضافاً اینکه در تأمین آب و برق عموماً گزینه های مختلفی مطرح می شوند که الزاماً باید در یک رقابت اقتصادی با هم مورد مقایسه قرار گیرند. در کلیه ارزیابیهای اقتصادی انجام شده در وزارت نیرو نیز صرفاً گزینه های

مختلف با یکدیگر مقایسه نسبی گردیده اند و در اصل احداث طرحها بجز تا حدودی رسیدگی به مسائل فنی، بصورت مطلق هیچگونه توجیه اقتصادی صورت نگرفته است.

یکی از بررسیهاییکه در ارزیابیهای اقتصادی بویژه در طرحهای برق آبی صورت میگیرد تعیین ظرفیت آنها است. سیاستهای اجرایی، روشهای ارزیابی و میزان شاخصها تأثیر بسزایی در تحدید ظرفیت طرحهای برق آبی نسبت به گزینه های رقیب دارند. این مسئله بقدری از حساسیت و اهمیت برخوردار است که ممکن است با اندک کوتاهی در مطالعات، ظرفیت یک طرح تا چند برابر افزایش یا کاهش داشته باشد. در هر صورت توجیه اقتصادی مورد نظر در این مقاله با فرض قطعیت تولید آب و برق، معطوف به برتری نسبی گزینه ها خواهد بود.

در ارزیابی اقتصادی طرحها، هم سیاستهای اجرایی، هم روشهای ارزیابی و هم میزان شاخصها و داده های اولیه بعنوان عوامل تأثیرگذار در توجیه پذیری طرحها مورد توجه قرار میگیرند. سیاستهای اجرایی که **تامین منابع مالی** نیز جزئی از آنها است در اقتصاد طرحها نقش تعیین کننده دارند. در این مورد به تفصیل صحبت خواهیم داشت. روشهای ارزیابی، سوای آنچه که بصورت کلاسیک و عموماً یکسان در کتابها می خوانیم شامل چگونگی تأثیر یا دخالت عوامل مختلف در ارزیابیها نیز می شود. بعنوان مثال در اینکه آیا عدم نفع ناشی از طولانی بودن زمان اجرای برخی از طرحها بعنوان یک عامل تأثیرگذار در هزینه اجرائی آنها لحاظ شود یا نشود این مسئله به روش یا نحوه ارزیابی برمی گردد، ولی اینکه چگونه ارزش حال، توزیع سالیانه و یا منحنی های سربسر و غیره را حساب کنیم این مطلبی است که در کلیه کتابها بصورت یکسان آمده است و لذا در محدوده بحث این مقاله قرار نمی گیرد.

داده های اولیه و متغیرهای مورد نیاز و نحوه محاسبه و تعیین میزان هر یک از آنها از کارهای مهم در ارزیابیهای اقتصادی و توجیه پذیری طرحها می باشند. تأثیر این شاخصها در توجیه پذیری گزینه های رقیب بنحوی است که گاهی با تغییر مختصر آنها نتایج حاصله معکوس و گزینه ها کاملاً در مقابل هم قرار می گیرند. لذا تدقیق در تعیین مقدار آنها از اساسی ترین کارهاییست که در گام اول باید بدان پرداخته شود. حساسیت موضوع در حدیست که به نظر میرسد

برنامه ریزی کل کشور و دولت و مجلس محترم نیز باید در بررسی و شفافیت برخی از شاخصها، نرخها، عوامل و متغیرهای تأثیرگذار در سرمایه گذارها مداخله داشته باشند. بعنوان مثال ارزش سوخت چیزی نیست که وزارت نیرو یا نفت و کارشناسان مربوطه به تنهایی بخواهند روی آن نظر بدهند و برای آن نرخ تعیین کنند. آیا این منطقی است که سرنوشت اقتصاد کشور دستخوش تمایلات یک کارشناس، یک دفتر کل و نهایتاً یک وزیر قرار گیرد! در ادامه هم سیاستهای اجرایی، هم روشهای ارزیابی و هم شاخصها و میزان آنها، مورد رسیدگی قرار خواهند گرفت.

## الف - سیاستهای اجرایی

- سرمایه گذاری قبل از اینکه یک امر اقتصادی باشد یک نوع سیاست گذاری است. ساده نگری در امر سرمایه گذاری ممکن است طرحها را از حالت اقتصادی خارج نماید. در امر سرمایه گذاری (سوای آنچه که در سیاستگذاریهای کلان کشور مورد بررسی قرار میگیرد) بطور معمول ابتدا امکان سنجی صورت می پذیرد. امکان سنجی ابعاد وسیعی دارد. منابع تأمین هزینه چه داخلی و چه خارجی و شرایط مترتب بر آنها بخشی از امکان سنجی به حساب می آیند. گاهی تأمین کنندگان منابع مالی برخی از شرایط از جمله تغییر الگوها، نرخهای بهره و غیره را نیز به طرح و حتی به کشور تحمیل می کنند. نمونه واضح آن استقراض از بانک جهانی و صندوق بین المللی پول، فاینانس های خارجی، و یا حتی فروش اوراق مشارکت داخلی برای بسیاری از طرحها است. کتابچه **ایکه از طرف بانک جهانی در ارتباط با توسعه بخش برق در کشورهای در حال توسعه تحت عنوان "نقش بانک جهانی در بخش برق" تهیه و در سال ۷۶ توسط شرکت قدس نیرو ترجمه و در اردیبهشت ماه سال جاری توسط روابط عمومی توانیر توزیع گردیده است** حاکی از دخالت این بانک در الگوهای داخلی کشورهای در حال توسعه بویژه در بخش برق می باشد. خصوصی سازی و توجیه مطلق اقتصادی طرحهای بخش برق در کشورهای در حال توسعه، از جمله دو نمونه از این خواسته ها و دخالتها است.

- در حال حاضر بسیاری از چالش‌های هائیکه در بخش ساخت داخل مطرح است ناشی از تحمیل برخی الگوها توسط فاینانس کنندگان خارجی است. در انتقادیکه به روشهای ساخت داخل در اسفندماه گذشته صورت گرفته بود یکی از مدیران ارشد دست اندرکار اعتراف میکرد که این چالش‌ها بالاجبار بدلیل فاینانس بخشی از کارها پیش آمده است.
- استخراج هزینه‌ها و تفکیک آنها به ارزی و ریالی از قدمهای ابتدایی اجرای هر طرح است. استفاده از منابع و امکانات داخلی بویژه برای طرحهاییکه بخش زیادی از هزینه‌های آن بصورت ریالی قابل انجام است از اهم مسائلی است که باید بدان توجه شود. بسیار جای تأسف است که گاهی دیده میشود برای یک طرح با درصد بالائی از هزینه‌های ریالی از وام خارجی استفاده میشود. در اینکه چگونه منابع ارزی اینگونه طرحها به ریالی تبدیل و هزینه میگردند سؤالها و بحث‌های فراوانی وجود دارد. ولی شاید این خوشخیالی نیز موجب چنین فکری شده باشد که بتوان وام خارجی را از طرحی که نیاز به ارز ندارد به طرح نیازمند دیگر منتقل کرد. در چنین مواردی متأسفانه اغلب وام دهندگان ابتدا مشاور و سپس در یک مناقصه اجباری بین المللی، پیمانکاران خارجی را به اینگونه طرحها تحمیل میکنند تا بخش اعظم وامی را که پرداخت می کنند بانحاء مختلف به کشورشان برگردانند. در آنجا است که پیمانکاران خارجی طرف قرارداد، خود روش تبدیل منابع ارزی به ریالی را مطابق منافع خود جستجو و انتخاب می کنند. برآستی آیا در کشوریکه تنها برای خرید تلفن همراه ظرف ۱۰ روز ۶۰۰۰ میلیارد ریال وجه جمع آوری می شود لزومی به اخذ وام خارجی برای هزینه‌های ریالی خواهد بود؟!.
  - سیاست گذاری در سرمایه گذاریها باید بگونه ای باشد که حتی الامکان از سرمایه‌های خارجی استفاده نشود و اگر اجباری هست بازپرداخت این وامها علی القاعده باید از محل درآمد همان طرحها صورت پذیرد. اگر طرحی گرفتار وام خارجی بشود که نتواند از محل درآمد خود وام دریافتی را مستهلک نماید چنین طرحی مجاز به اخذ وام نخواهد بود. اخذ وام علیرغم ذم ذاتی آن، بشرطی مجاز خواهد بود که سواى تناسب برخی شرایط، قابل بازپرداخت از محل درآمد همان طرح باشد. بازپرداخت وامها میسر نخواهد بود مگر اینکه طرحها فی‌النفسه درآمدزا باشند والا بدهیها با مصرف بی رویه سریعاً رویهم انباشته خواهند شد.
  - ممکن است تصور شود که تولید برق و مصرف آن در صنایع دیگر موجب تقویت تولید ناخالص ملی خواهد شد که این تولید به نوبه خود صرفه جویی‌های ارزی دیگری را برای کشور در برخواهد داشت. البته این تصور، تصور صحیحی است ولی باید بصورت عدد و رقم درآمد، سهم مصرف بهینه برق در صنایع و راههای توزیع آن باید مشخص شود، و بالاخره سهم برق نیز از این صرفه جویی‌های ارزی در صنایع دیگر باید محاسبه گردد و به همین میزان از محل این درآمدها به بخش برق تخصیص یابد. در چنین صورتی دیگر نیازی به استقراض و حداقل استقراض مستقیم توسط بخش برق نخواهد بود.
  - اگر چنانچه افزایش تولید برق موجب افزایش تولید در سایر صنایع و رواج مصرف بدون بازپرداخت دیون ارزی سهم برق باشد، عواقبی مشابه فرض اول را خواهد داشت. چرا که استقراض خارجی برای تولید برق نهایتاً بصورت غیرمستقیم صرف رفاه و مصرف گرایی خواهد شد و بازپرداخت دیون ارزی آن نیز سرانجام بردوش دولت قرار خواهد گرفت.
  - سرمایه گذاریهای خارجی در اشکال مختلف دیگر مثل بیع متقابل (بای بک، بای پروداکت)، BOT و غیره نیز اگر قابل پذیرش سرمایه گذار خارجی قرار گیرد، باز هم عوارض خاص خود را خواهد داشت. در مورد عوارض استقراض و تاریخچه آن در کشورهای فقیر و در حال توسعه منجمله کشور خودمان مطالب فراوان است که باید در مقاله ای مجزا بدان پرداخته شود. همین قدر باید اشاره گردد که در صورت استفاده از سرمایه گذاران خارجی، دولت مجبور خواهد شد که در مقابل سرمایه گذاریهای انجام شده و تولید برق توسط آنها، بابت مصرف بی رویه شهروندان نرخهای سرسام آور ارزی به سرمایه گذاران خارجی بپردازد و حال آنکه دریافتی او از شهروندان بصورت ریالی و ناچیز خواهد بود.
  - یکی دیگر از مشکلات سرمایه گذاری خارجی تضمین سرمایه و سود سرمایه گذاران توسط دولت یا وزارتخانه‌های درآمدزایی مثل نفت و غیره می باشد. در واقع سرمایه گذار حاضر نیست هیچگونه ریسکی را در قبال سرمایه گذاری خود تحمل نماید و حال آنکه از عمده ترین مزایای بیع متقابل، BOT و غیره که این نوع سرمایه گذاری‌ها را از انواع سرمایه



- گذاریهای دیگر منفک می کند پذیرش ریسک سرمایه گذاری توسط سرمایه گذارها است. در غیر اینصورت این نوع سرمایه گذارها نیز به یک سرمایه گذاری معمولی تبدیل می شود که نهایتاً دولت مسئول بازپرداخت آن خواهد شد.
- از دیگر مسائلی که در سرمایه گذاری خارجی مطرح میگردد بازاریابی برون مرزی است. متأسفانه کلیه سرمایه گذاران خارجی در کشورهای در حال توسعه بنحوی سرمایه گذاری می کنند که تولیدات آنها فقط کمبودهای داخلی را تأمین نماید و به روایتی جایگزین واردات گردد. خوشبختانه یا متأسفانه در حال حاضر در مورد سرمایه گذاری در بخش برق مسئله بازاریابی برون مرزی وجود ندارد.
  - در هر کدام از راه حل های پیشنهادی جهت تأمین منابع اگر تعهد ارزی پیش می آید باید دید درآمد آن چگونه تأمین و بازپرداخت آن از درآمد حاصله چگونه صورت میپذیرد و اگر درآمد معقولی حاصل نمیشود، چنین تولید و مصرفی نباید تجویز گردد. کشورهای فقیر مجاز نیستند که رفاه طلبی را پیشه خود کنند و مجاز نخواهند بود که به قیمت بدهکاری خود برای خود رفاه ایجاد نمایند و کمبود خود را با استقراض آنهم از نوع خارجی تأمین نمایند. در اینگونه موارد تنها راه ممکن صرفه جویی و تحمل کاستی ها است. این کاستیها باید بطور عادلانه روی آحاد جامعه منجمله مسئولین کشور توزیع شود.
  - در بخش برق اگر با درایت و سیاست سهمی از تولید فعلی صرف صنایع کشور گردد و در بخش خانگی نیز صرفه جویی شود حجم نیازهای سرمایه گذاری در این بخش نیز کاهش خواهد یافت.
  - دوره زمانی سرمایه گذاری و اجرای طرحها، عامل مهمی در افزایش یا کاهش هزینه ها می باشد. اگر یک طرح برق آبی بیش از ده سال بطول بیانجامد مسلماً هزینه های مترتب بر آن باید با نرخ تنزیل مناسبی افزایش یابد. پیش بینی های دوران ساخت باید با توجه به تکنیهای فنی و اقتصادی بصورت معقول و بصورت واقعی صورت پذیرد. زمانبندی های ایده آل اگرچه برای اعمال فشار به واحدهای اجرایی خوب است ولی برای محاسبه هزینه تمام شده طرح و مقایسات اقتصادی بسیار زیان آور خواهد بود و جنبه خودفریبی خواهد داشت. باید زمان اجرای طرحهایی مثل طرح کارون ۳ و غیره با توجه به تجارب گذشته بصورت واقعی پیش بینی و در ملاحظات اقتصادی منظور گردد. تأخیر در اجرای طرحها متأسفانه هم هزینه ها را بالا می برد و هم تمام شاخص ها را با مشکل مواجه میسازد. شاخص هائیکه با زمان مدام در حال تغییر می باشند با طولانی تر شدن طرح در جهت افزایش تصاعدی هزینه های دینامیک طرح تغییر خواهند کرد. یکی از راه حل هائیکه بتوان تأخیرات احتمالی را بدون اینکه واحدهای اجرایی از آن بویی ببرند پیش بینی کرد اینستکه با یک ضریب مناسبی کلیه هزینه های ناشی از این تأخیرات را در هزینه های طرح لحاظ نمود.
  - گاهی ممکن است طرحهایی به تنهایی توجیه اقتصادی داشته باشند ولی با توجه به کمبود منابع اجرای توأم همه آنها موجه نباشد. در دهه گذشته متأسفانه این مسئله برای بسیاری از طرحهای زیربنایی کشور اتفاق افتاده است. یکی از خط مشی های دولت جدید این بود که از تکرر و زخمی شدن طرحهای بلامنابع جلوگیری نماید.
  - گاهی برخی از طرحها باجاء درمی آیند ولی طرحهای تکمیلی آنها یا پیش بینی نشده اند و یا اگر پیش بینی شده باشند همزمان باجاء در نمی آیند. نمونه بسیار زیادی از اینگونه طرحها چه در بخش آب و چه در بخش برق وجود دارند که چنین چالش هایی در آنها مشاهده میگردد. بعنوان مثال سد جیرفت یا کرخه ساخته می شوند ولی شبکه انتقال و توزیع آن همزمان تکمیل نمی گردد. همزمانی تکمیل شبکه های انتقال نیرو با طرحهای برق آبی نیز مورد سؤال می باشد. بنابراین صرف موجه بودن یک طرح بدون اجرای طرحهای تکمیلی، نمی تواند دلیلی بر اقتصادی بودن آن طرح باشد.
  - تحلیل ریسک در طرحهای در دست مطالعه و اقدام، چه در مورد سیلاب و چه در موارد دیگر، از دیگر چالشهایستکه تنها به مسائل فنی برنمیگردد. در آذرماه سال ۷۷ در اولین کارگاه تخصصی سیلاب طراحی که توسط کمیته فنی سد و طغیان در مجتمع ابوریحان دانشگاه تهران برگزار شد همکار محترمی مقاله جالبی در مورد آمارهای تلفات ناشی از سیلاب و خرابی سدها با ریسک های پائین ارائه داده بود. بنا به آمار ارائه شده این تلفات به مراتب کمتر از تلفاتی بود که در حین اجرای کار در طرحهای آبی و برق



آبی رخ داده است. بنابراین انتخاب ضریب مناسب ریسک قبل از اینکه یک مسئله فنی باشد خود یک نوع سیاستگذاری است که در توجیه اقتصاد طرحها تسهیل ایجاد خواهد کرد.

- در ارزیابیهای اقتصادی بسیاری از پارامترها هستند که هنوز کمی نشده اند. بعنوان مثال مسائل زیست محیطی کنترل سیلاب و رسوب و بسیاری از امتیازاتی که معمولاً در طرحهای برق آبی مطرح می باشند از آنجمله هستند. البته این بدان معنی نیست که به این پارامترها آنقدر بها داده شود که بالاخره طرح توجیه گردد.
  - سرمایه گذاریها حتی الامکان باید متکی بر صنایع داخلی باشند و از امکانات داخلی بهره گیرند. روشهای کلید در دست یا روشهای نیمه کلید در دست دیگری که در آن مدیریت و برنامه ریزی کل کار یا بخش های عمده ای از آن به پیمانکاران یا سازندگان خارجی واگذار می شود، روش مناسبی برای اجرای طرحها نیست. این روش که ابتدا کارها را با قیمت گزاف به پیمانکاران یا سازندگان خارجی واگذار نمایند و سپس پیمانکاران خارجی بخشهایی از کارها را با قیمت ناچیز به سازندگان داخلی واگذار کنند، لقمه را از پس سر به دهان گذاشتن است. امروز برای پیمانکاران و سازندگان خارجی بسیار مطلوب خواهد بود که اگر با بخش ناچیزی از پول زیادی که از خودمان می گیرند بتوانند کارهای حجمی و گران قیمت را در داخل کشور با همه سوبسیدهای موجود انجام دهند. نمونه های بسیاری از این کارها در طرحهای برق آبی، نفتی و در دست اقدام کشور در حال اجرا است که در آنها پیمانکاران و سازندگان بدون انتقال تکنولوژی از همه امکانات داخلی کشور تحت عنوان ساخت داخل سودجویی میکنند. در حال حاضر با یک محاسبه ساده میتوان دریافت که پیمانکاران خارجی برای ساخت ژنراتورهای برقی یا برق آبی با ۱۳٪ پرداخت هزینه (با نرخ ارز ۹۰۰۰ ریال) ۸۴٪ از کارها را در داخل کشور انجام می دهند بدون اینکه ردپایی از انتقال تکنولوژی برجای بگذارند. امروزه برای پیمانکاران خارجی مطلوب نیست که برای ساخت تجهیزات در کشور خودشان سرمایه گذاریهای سنگین همراه با پرداخت هزینه های زیاد کالا، دستمزد، انرژی، بیمه، مالیات، حمل و نقل، استهلاک و غیره را تحمل نمایند. در این مورد مقاله ای در اسفندماه سال گذشته تحت عنوان **نگرشی به فرآیند ساخت داخل در کشور** نوشته شده که توجه علاقمندان را به آن جلب می نماید.
- همانگونه که ملاحظه می شود در ارزیابیهای اقتصادی سیاست گذاریها و روشهای مختلف برخورد با سرمایه گذاری می تواند سرنوشت طرح را از نظر اقتصادی کاملاً دگرگون نماید. بنابراین قبل از هر کار دیگری باید این امکان سنجیها و یا سیاستگذاریها برای ارزیاب روشن باشد.

### ب - روشها و عوامل مؤثر در ارزیابی اقتصادی طرحها

همانگونه که اشاره شد سواى مسائل کلاسیک روشهای مختلفی برای ارزیابیهای اقتصادی طرحها پی گرفته می شود که علی القاعده یکی از آنها به واقعیت نزدیکتر خواهد بود. در هریک از این روشها عوامل مختلفی در ارزیابیها دخالت خواهند داشت. بجز عوامل اصلی و شناخته شده مثل هزینه، درآمد، بهره، تورم و زمان یا عمر، عوامل فرعی ولی مهم دیگری نیز هستند که ممکن است روی هزینه ها و درآمدها و غیره اثر تعیین کننده داشته باشند. تأثیرگذاری عوامل فرعی در هزینه ها و درآمدها و غیره گاهی از خود عوامل اصلی بیشتر است. در اینکه تا چه اندازه عوامل فرعی و جانبی در ارزیابی های اقتصادی دخالت داده شوند به دقت و ریزیابی ارزیاب در پی گرفتن **روش مناسب ارزیابی** در حفاظت از منافع ملی بستگی دارد.

بعنوان مثال در ارزیابی طرحها برخی از ارزیابان به بالاتر از یک بودن نسبت درآمد به هزینه ( $B/C > 1$ ) قناعت می کنند و برخی به بالا بودن نسبت سود به هزینه  $(\frac{B-C}{C})^{(1)}$  بسنده می کنند. در این میان نظریه منطقی دیگری وجود دارد که به میزان افزایش سود در

مقابل افزایش سرمایه گذاری یا هزینه  $(\frac{\Delta(B-C)}{\Delta C})^{(2)}$  توجه می کند، و اگر با افزایش سرمایه گذاری این نسبت ثابت، روبه رشد

و یا حداقل مورد قبول بود افزایش ظرفیت یا افزایش سرمایه گذاری در طرحها موجه خواهند بود والا ظرفیتها و سرمایه گذاریها باید محدود گردند. به زبان ساده تر سرمایه گذاری در یک طرح ممکن است تا یک حدی سودآوری یا نسبت سود به سرمایه بسیار بالای

داشته باشد ولی با افزایش سرمایه گذاری این نسبت کاهش یابد. در چنین حالتی اگرچه هنوز نسبت سود به سرمایه  $(\frac{B-C}{C})^{(3)}$  قابل توجه است ولی در مقایسه با قبل با کاهش زیاد روبرو می باشد و این نشان می دهد که افزایش سرمایه گذاری سودآوری چندانی نداشته است و ظرفیت طرح باید محدود گردد. بهترین راه اینست که ببینیم در اثر افزایش سرمایه گذاری چه مقدار افزایش سود خواهیم داشت و نسبت  $(\frac{\Delta(B-C)}{\Delta C})^{(4)}$  در مقایسه با قبل چگونه خواهد بود.

روش ارزیابی در واقع طراحی فرمول (نرم افزار) مناسبی است که کلیه عوامل مؤثر در توجیه اقتصادی یک طرح خاص را بصورت مستقیم و غیرمستقیم در خود جای می دهد. نظر به اینکه در بررسی شاخص ها به نوعی روشها نیز مورد بحث قرار خواهند گرفت لذا بدلیل جلوگیری از تکرار مطالب از پرداختن بدانها در این بخش خودداری می گردد.

### ج - تعیین ارزش واقعی نرخها و شاخص ها

از مهمترین مسائلی که در ارزیابیهای اقتصادی مطرح است ارزش واقعی نرخها و شاخص ها است. حتی با یکسان گرفتن روش ارزیابی با تغییر یک شاخص ممکن است نتایج متفاوت حاصل گردد. متأسفانه در کشور ما هیچ ضابطه ای برای تعیین ارزش واقعی نرخها وجود ندارد. هر سازمانی به فراخور کار و بار خود در مورد نرخهای مورد استفاده، قضاوت خاص خود را دارد. متأسفانه گاهی برخی از اعمال نفوذهای در جهت تضییع منافع ملی صورت میگیرد. گاهی در جهت بزرگ جلوه دادن طرحی و یا طرحهایی یک وزیر و یا سازمانهای ذیربط بنا بر تمایلات شخصی در نرخها دست می برند و ظرفیت طرحها را بصورت کاذب چندبرابر بیشتر نشان می دهند. متأسفانه این عمل در گذشته در بسیاری از طرحهای طولانی مدت و هزینه بر وزارت نیرو انجام گرفته است. شاخصهای مطرح در ارزیابیها به شرح زیر می باشند.

#### ۱- شاخص های سرمایه گذاری اولیه

خوشبختانه یا متأسفانه برای طرحهای برق آبی شاخص های هزینه برای سرمایه گذاری اولیه وجود ندارد. زیرا هر طرحی به فراخور شرایط منطقه، هزینه خاص خود را دارد. حتی قیمت تجهیزات این طرحها نیز بستگی به همد مورد استفاده دارد. در اینگونه طرحها ابتدا یک طراحی مقدماتی انجام می شود که براساس آن بتوان هزینه های طرح را تا حدودی تخمین زد. البته در گزینه های رقیب علی القاعده باید شاخص های هزینه برای سرمایه گذاری اولیه وجود داشته باشد. شاخص های سرمایه گذاری در نیروگاههای حرارتی قبل از سال ۷۶ با بعد از آن که آمارهایی توسط برنامه ریزی توانیر منتشر گردیده تفاوت زیادی را نشان می دهد. قبل از این تاریخ ارزش هر کیلووات قدرت تولیدی توسط نیروگاه بخاری بیش از ۸۰۰ دلار و توربین گاز نیز بیش از ۳۰۰ دلار به حساب می آمد ولی بعد از آن تاریخ شاخص سرمایه گذاری به میزان زیادی تغییر کرده و برای توربین بخار به سیصد و اندی دلار رسیده است. البته در سال ۷۷ نیز مجدداً قیمتتها تغییر کرده اند، ولی هنوز هم با شاخص های قبل از ۷۶ اختلاف زیادی دارند.

متأسفانه کلیه طرحهای برق آبی بزرگ مثل مسجدسلیمان با شاخص های قبل از سال ۷۶ ارزیابی شده اند و بطور قطع کارون ۳ و غیره نیز باید چنین باشند. حال باید دید این طرحهای عظیم با شاخصهای سرمایه گذاری جدید چه سرنوشتی پیدا خواهند کرد! متأسفانه علیرغم اجرای طرحهای مختلف حرارتی، هنوز هم در مورد سرمایه گذاری اولیه با هزینه تمام شده این طرحها اختلاف نظر وجود دارد. هریک از طرفهای درگیر در مناقشات فنی و اقتصادی روی حرف خود ایستاده اند. یکی روی طرحهای تمام شده قبلی تکیه میکند دیگری امیدوار است که در آینده بهبودی در قیمت تمام شده ایجاد نماید. ارزیابان اقتصادی نیز که اکثراً تحت نفوذ کارفرما هستند کاری به این مناقشات ندارند و مطابق سلیقه خود و کارفرمایشان عمل

می کنند. آمارهای منتشره واحد برنامه ریزی توانیر در سالهای ۷۶ و ۷۷ که در مورد شاخص های سرمایه گذاری و غیره منتشر شده متأسفانه ارقام متفاوتی را نشان می دهند. در مورد این اختلافات آماری نامه نگاریها و بحث های زیادی بویژه در اردیبهشت ماه سال

جاری با برنامه ریزی توأین صورت گرفته است که تا حدودی چالش های آماری موجود را مطرح می سازد. علاقمندان می توانند باین مکاتبات مراجعه نمایند. بهرحال سواى چالش های موجود در ارزیابیهای گذشته آنچه که باید توسط صاحب نظران فنی و اقتصادی مورد اتفاق نظر قرار گیرد شاخص های سرمایه گذاری اولیه طرحها در گزینه های رقیب می باشد.

## ۲- نرخ بهره و تورم

در کشورهای مختلف نرخهای بهره و تورم متفاوت می باشند. در کشورهای غنی که پول و سرمایه در آنجا فراوان است و بانکها نیز بعنوان جمع کننده پول و تنظیم کننده شرایط پولی آن کشورها شدیداً فعالند معمولاً نرخهای بهره و تورم بسیار کم هستند. ولی در کشورهای فقیر که عمدتاً گرفتار وامهای خارجی می باشند نرخهای بهره و تورم بسیار بالا است و بدلیل عدم ثبات اقتصادی قابل مهار شدن هم نیست. متأسفانه در اینگونه کشورها در اکثر اوقات نرخ واقعی تورم از نرخ رسمی بهره بانکی بیشتر می باشد و علت اختلاف نرخ بهره بازار، از نرخهای بهره رسمی نیز همین می باشد. در کشورهای در حال توسعه ارگانها و اشخاص حقیقی و حقوقی بسته به توانمندیشان در دریافت وام یا قرض با بهره های متفاوت روبرو می شوند. اشخاص حقیقی یا حقوقی که از روی استیصال دست به چنین کاری می زنند همواره با بهره هائی تا دو برابر نرخ تورم روبرو می گردند. در همین کشور خودمان بهره های بالای ۵۰٪ (هزاری ۴۰ تا ۵۰ تومان) نیز در بازار بسیار رایج می باشد.

در واقع نرخ تنزیل هم باید نرخ تورم را پوشش دهد و هم ریسک سرمایه گذاری را و هم بهره سرمایه را. تا اینجا نرخ تنزیل مورد توجه منابع اعتباری است. ولی سرمایه گذاران بهره مناسبی هم برای سرمایه گذاری و ارزش افزوده ایجاد شده مطالبه می نمایند. از اینرو نرخ تنزیل باید مقداری به مراتب افزونتر از تورم داشته باشد. به همین دلیل در کشورمان نرخ بهره واقعی در بازار، فراتر از ۵۰٪ است.

در ارزیابیهای اقتصادی، نرخ بهره ممکن است مورد تفاوت داشته باشد. بعنوان مثال نرخ بهره برای ریال و ارز یکسان نخواهد بود! همچنین در احتساب هزینه ها، نباید هر نوع کالا و خدمات و غیره را با بهره های یکسان ارزیابی و محاسبه کرد! بعنوان مثال کالاهای خارجی با نرخهای تورم در خارج از کشور و کالاهای داخلی با نرخ تورم داخل کشور گران خواهند شد. برای کالا و خدمات خارجی که در آینده ممکن است از خارج خریداری شوند باید نرخهای بهره و تورم در کشورهای خارجی طرف قرارداد ملاک عمل قرار گیرند. ولی در مورد کالا و خدمات داخلی باید نرخهای بهره و تورم داخل کشور منظور گردند. برای سرمایه گذاری ارزی و توزیع سالیانه سرمایه در طرحهاییکه به اعتبارات خارجی (فاینانس) بیع های متقابل و استمهالها مبتلا می باشند باید نرخهای بهره مبتلا به دولت و بانک مرکزی معیار قرار داده شود. در عین حال برای سرمایه گذاری ریالی حداقل نرخهای بانکی داخلی و اوراق مشارکت ملاک می باشد.

برخورد یکسان با شرایط مختلف کالا، خدمات و سرمایه خلاف جهت منافع ملی خواهد بود. بطور کلی در ارزیابی های اقتصادی برای هر صنعت، هر پول ایرانی و خارجی، هر کالاهای ایرانی و خارجی و همچنین هر خدمات ایرانی و خارجی و بالاخره هر کشور طرف قرارداد باید به تفکیک، نرخ بهره و تورم شرایط حاکم بر آن مشخص و به تصویب برسد. بدین ترتیب ممکن است در یک طرح چند نرخ بهره و تورم توأم مورد استفاده ارزیاب قرار گیرد.

همانگونه که اشاره شد نرخ تنزیل پوشش دهنده تورم، ریسک، سود سرمایه و بالاخره سود اضافی مورد انتظار از فعالیتهای اجرایی می باشد. بنابراین برای شرائط مختلف محاسبه، نرخهای تنزیل مورد استفاده با هم یکسان نخواهند بود. بعنوان مثال ارزش حال تجهیزاتی که در گذشته خریداری شده اند با نرخ تورم به حال تعدیل خواهند شد. برای محاسبه ارزش حال تجهیزاتی که قرار است در آینده خریداری شوند باید ابتدا با نرخ تورم ارزش آینده آن محاسبه و با نرخ بهره مجدداً به حال برگردانده شود. بنابراین ملاحظه می شود که سواى آنچه که برای نرخها مطرح شد، بکارگیری نرخها نیز بستگی به شرایط محاسبه، نوع کالا و خدمات و زمان وقوع آن خواهد داشت.

مسئله مهمتر اینکه نرخهای بهره و تورم با زمان تغییر می کنند. اگر طرحهایی مثل کارون ۳، مسجد سلیمان و یا طرحهای برق آبی دیگر با نرخ تنزیل ۸٪ ارزیابی اقتصادی گردیده اند ولی برای تکمیل آنها از اوراق مشارکت با نرخ ۱۹٪ استفاده شده و در عین حال نرخهای

رسمی کشور ۲۴٪، نرخ تورم فراتر از این مقدار و نرخهای غیررسمی نیز نزدیک به ۵۰٪ است، در چنین شرایطی سرنوشت توجیهات اقتصادی انجام شده در این طرحها چه خواهد شد؟ یکی از مواردیکه در ارزیابیهای اقتصادی باید مدنظر ارزیاب قرار گیرد رشد منفی و مثبت شاخص های مختلف در طول اجرای طرح و تعیین شاخص های بهینه می باشد!

با توجه به اینکه بخش اعظم هزینه های طرحهای برق آبی ریالی، است لذا منظور کردن نرخ تنزیل ۸٪ نسبت به ۲۴٪ و یا بالاتر، می تواند هزینه این طرحها را از یک دوم تا یک سوم، کمتر از مقدار واقعی نشان دهد و این در حالیستکه سایر چالش ها هنوز به حساب نیامده اند.

در مورد نرخ بهره یا تنزیل کارشناس محترمی از شرکت مهتاب قدس در مقاله ای که ظاهراً در مجله آب و توسعه در پائیز سال ۷۵ به چاپ رسیده مطالب جالب توجهی ارائه داده که طی آن بهره را برای شرایط مختلف اقتصاد بهزیستی و اقتصاد مالی متفاوت در نظر گرفته است. نویسنده محترم با تکیه بر مراجع مختلف و اتفاقاتی که در کشورهای در حال توسعه رخ داده است بر این اعتقاد تکیه کرده است که در اینگونه کشورها در توجیه اقتصادی طرحها، باید بهره اقتصاد بهزیستی در نظر گرفته شود. در عین حال یک بهره اقتصاد مالی تعریف شده که بیشتر در کشورهای توسعه یافته اعمال میگردد. به نظر نویسنده محترم مقاله بهره اقتصاد بهزیستی از بهره اقتصاد مالی به مراتب کمتر خواهد بود.

در مقاله دیگری بازم از شرکت مهتاب قدس، کارشناس محترم دیگری تحلیل ها را به اقتصادی و مالی تقسیم نموده است. شرایط حاکم بر تحلیل اقتصادی در این مقاله تقریباً مترادف با شرایط اقتصاد بهزیستی و شرایط تحلیل مالی نیز مترادف با شرایط اقتصاد مالی در مقاله قبل در نظر گرفته شده است. در این مقاله نیز شاخص های اقتصادی بمراتب متعادل تر از شاخص های مالی پیش بینی شده اند.

البته ما هم با نظر این همکاران محترم موافقیم و به همین دلیل هم در اقتصاد کلان دولت مداخله نکردیم. بهره اقتصاد بهزیستی در اصل اجرای طرحها مطرح است نه برای برتری نسبی گزینه ها. ما فرض را بر این گذاشتیم که بدلیل اعمال اقتصاد بهزیستی اجرای طرح قطعی است. ولی در برتری نسبی گزینه ها هیچ دلیلی برای پائین گرفتن نرخ بهره و به روایتی در نظر گرفتن بهره اقتصاد بهزیستی وجود ندارد و حتماً باید بهره اقتصاد مالی در نظر گرفته شود.

### ۳- نرخ تسعیر ارز

متأسفانه در کشور ما برای ارز نرخهای متفاوتی مطرح بوده است. طرحهاییکه هم اکنون در دست اقدام می باشند. از نرخ ۷۰ ریال (برای هردلار) گرفته تا ۲۵۰ ریال، ۴۰۰ ریال، ۶۰۰ ریال، ۱۴۰۰ ریال، ۱۷۵۰ ریال و نهایتاً ۳۰۰۰ ریال در ارزیابی آنها مورد استفاده قرار گرفته اند. اخیراً نرخهای ۵۸۰۰ ریال و ۹۰۰۰ ریال نیز بعضاً در برخی از ارزیابیهای جدید بویژه توسط واحد برنامه ریزی توانیر مطرح گردیده اند.

واقعیت اینستکه هیچکدام از این نرخها صحیح نمی باشند. برای تعیین نرخ ارز باید سرمایه های ملی مثل نفت را از صحنه اقتصاد کشور کنار گذاشت و در چنین شرایطی نرخ واقعی ارز را تخمین زد.

چندی پیش وزیر نفت اعلام کرده بود که با تصویب مجلس از این پس باید ارز حاصل از فروش نفت صرف سرمایه گذاری بشود نه هزینه های جاری. ولی واقعیت اینستکه با توجه به عمر کم نفت عاقلانه اینستکه این ماده حیاتی را چه در مورد سرمایه گذاری و چه در مورد هزینه های جاری کلاً از صحنه اقتصاد کنار بگذاریم. اگر بتوان چنین حالتی را پیش بینی یا شبیه سازی کرد، آنوقت قیمت واقعی ارز مشخص خواهد شد. بطور قطع قیمت واقعی ارز منهای نفت، چندین برابر نرخ متداول فعلی در بازار خواهد بود. یکی از وظائف کارشناسان اقتصادی تعیین نرخ واقعی ارز بدون نفت می باشد!

قدر مسلم در شرایط اقتصاد بهزیستی که توجیه اصل طرحها را مطرح می سازد شاید بتوان نرخ ارز را متفاوت از نرخ واقعی تعیین کرد. ولی در تعیین برتری نسبی گزینه ها مجاز نخواهیم بود که چنین کاری را انجام دهیم. البته در صورت واقعی گرفتن نرخ ارز، داخلی سازی ارزش واقعی خود را بیشتر پیدا خواهد کرد.



در حال حاضر طرحهایی مثل کارون ۳ و مسجدسلیمان و غیره با نرخهای تسعیر کمتر از ۴۰۰ ریال ارزیابی شده اند. و برخی از طرحهای جدیدتر با نرخهای ۳۰۰۰ ریال مورد ارزیابی قرار گرفته اند. در مقاطعی نرخهای ۶۰۰ ریال و ۱۴۰۰ ریال نیز مطرح بوده اند که احتمالاً برخی از طرحها نیز ممکن است با این نرخها ارزیابی شده باشند. این نرخ هم اکنون به مرز ۹۰۰۰ ریال رسیده و تا مرحله بهره برداری از طرحها نیز بمراتب افزایش خواهد یافت. افزایش نرخ تسعیر آثار توری سویی روی کل شاخص ها، قیمتها و هزینه ها خواهد گذاشت. با بالا رفتن نرخ ارز هزینه های ریالی طرحها نیز به تناسب افزایش خواهند یافت. حال باتوجه به تأخیرات پیش آمده و تغییرات نرخ ارز از ۲۵۰ ریال و ۴۰۰ ریال به رقم فعلی ۹۰۰۰ ریال و بالاتر، لازم است یک بازنگری در ارزیابیها صورت پذیرد. تا اگر چالش هایی از این بابت پیش آمده باشد بنحوی در رفع آنها جهت گیری شود.

#### ۴- نرخ سوخت

یکی از سنگین ترین هزینه ها در نیروگاههای حرارتی بعنوان گزینه های رقیب نیروگاههای آبی هزینه سوخت می باشد. در محاسبه هزینه سوخت ملاحظات بسیاری باید منظور شود. از مهمترین آنها نوع سوخت، نرخ سوخت و هزینه حمل و نقل می باشد! نوع سوخت باید به تناسب شرایط منطقه ای، امکان دست یابی و هزینه های حمل و نقل تعیین شود. مسئله حمل و نقل از جمله موارد مهمیست که تاکنون در ارزیابیها مورد توجه قرار نگرفته است. متأسفانه گاهی این هزینه به چند برابر هزینه واقعی سوخت می رسد. در نامه ای که اخیراً از دفتر برنامه ریزی نفت صادر گردیده هزینه انتقال هر مترمکعب گاز در ۱۰۰۰ کیلومتر را ۲/۴ سنت اعلام نموده است. در مورد نوع و نحوه انتقال سوخت باید یک ارزیابی جانبی دیگری صورت پذیرد.

بعنوان مثال اگر در نقطه ای در کنار پالایشگاه مازوت موجود است ولی گاز باید از نقطه دیگری بدانجا منتقل گردد ممکن است مازوت ولو در صورت امکان صادرات، اقتصادی تر باشد. و اگر در نقطه ای مثل چاه بهار، زاهدان و غیره هزینه انتقال گاز سرسام آور است، ممکن است سوخت گازوئیل ولو با قیمت گران وارداتی به صرفه نزدیک تر باشد. آنچه که مهم است اینستکه هزینه سوخت باید با سرجمع این هزینه ها تعیین گردد.

اصولاً نرخ سوخت را خلاف آنچه که تاکنون در ارزیابیهای اقتصادی انجام میشده! نمی توان برای کل مناطق کشور یکسان در نظر گرفت! اگر سوختی با نرخهای جهانی در کرانه خلیج فارس قابل صدور باشد برای ارزیابی آن در محل تولید باید هزینه حمل و نقل را از قیمت صادراتی کسر و بحساب آورد و اگر سوختی قرار است به مناطقی مثل ایرانشهر و غیره حمل گردد باید هزینه های حمل و یا انتقال بدان اضافه شود. بنابراین برخلاف آنچه که در ارزیابیها تاکنون در نظر گرفته شده در نقاط مختلف کشور، سوخت نرخ یکسان نخواهد داشت!

در نیروگاهها سوختهای مختلفی مصرف میگردند. مهمترین آنها در کشور ما سوخت گاز، مازوت و به ندرت گازوئیل میباشد. اگر سوخت گاز که در کلیه نیروگاهها قابل استفاده است در کلیه مناطق قابل وصول فرض شود میتواند مبنائی برای ارزیابیهای اقتصادی نیروگاههای کشور قرار گیرد.

در مورد نرخ گاز نظرات مختلفی مطرح گردیده است. وزارت نفت در دهه گذشته نرخ هر مترمکعب گاز را ۳/۵۳ سنت در نظر گرفته بود. بدستور وزیر وقت نیرو نرخ گاز برای ارزیابیها ۶ سنت اعلام شد. در نیروگاههای آبی جنوب کشور نرخ سوخت ۱/۸ سنت برای هر میلیون BTU در نظر گرفته شده که با ارزش حرارتی گاز سراسری نرخ هر مترمکعب از گاز به ۷ سنت میرسد. همین امر باعث شده که ظرفیت نیروگاههای برق آبی بیش از اندازه افزایش یابند.

سازمان برنامه و بودجه در سال گذشته در نامه ای به مسئولین عالی کشور مدعی شد که نرخ گاز مطابق آنچه که از ترکمنستان برای مصرف در بخش شمالی کشور خریداری می شود برابر ۴ سنت بر مترمکعب است. مدیر برنامه ریزی تلفیقی وزارت نفت نیز پس از گذشت ده سال از نرخ قبلی اخیراً طی نامه شماره م ب ت/۶۵۸ مورخ ۷۸/۹/۸ اعلام داشته که نرخ گاز وارداتی ۴/۵ سنت برای هر مترمکعب می باشد! و واحد برنامه ریزی توانیر نیز در ارزیابی اخیر خود (نامه شماره ۲۵۲/۶۰۰۸ مورخ ۷۸/۱۲/۱۶) همین رقم ۴/۵ سنت را ملاک عمل قرار داده است. از همه جالبتر اینکه شرکت آب و نیرو در نامه اخیر خود به شماره ۳/۴۶۳۵ مورخ ۷۸/۱۲/۲۲ مجدداً به مشاورین خود اعلام داشته که نرخ سوخت را ۶ سنت در نظر بگیرند!! در این میان یک نظریه متفاوتی از نظرات گذشته



وجود دارد و آن اینکه در حال حاضر سوخت گاز قابل صدور نیست بنابراین نرخهای جهانی برای آن مطرح نخواهد بود و لذا نرخ گاز باید با قیمت واگذاری به صنایع و مردم محاسبه گردد.

در راستای تایید این نظریه باید اعلام داشت که اصولاً زمانی می توانیم نرخ کالاها و خدمات و غیره را جهانی فرض کنیم که اولاً کالاها و خدمات قابل صدور باشند و ثانیاً این کالاها در محل عرضه مثلاً خلیج فارس و غیره حاضر و در دسترس باشند. اگر کالایی در نقطه ای از کشور موجود بود و قابل صدور هم بود باید هزینه حمل و نقل تا نقطه تحویل از قیمت صادراتی و بین المللی کسر گردد.

اصولاً نرخهای جهانی برای محصولات، هنگامی مطرحند که این محصولات متصل و پیوسته به جریان اقتصاد جهانی باشند. هرگونه ناپیوستگی موجب تضعیف این نرخها در خدمت صرف داخلی خواهند شد. این فرضیه در علوم فیزیک نیز به نوعی مطرح است. قوانین پیوستگی و یا قوانین انرژی (برنولی) در فیزیک هنگامی صادقند که جریان سیال پیوسته باشد. در اقتصاد نیز اگر پیوستگی دوجانبه و سالم وجود نداشته باشد نرخهای جهانی مطرح نخواهند بود. حتی پیوستگی یکطرفه نیز موجب مخدوش شدن نرخها خواهد شد. بهرحال اگر روزی قرار باشد از طریق کشورهای همسایه سوخت گاز صادر شود، با توجه به سرمایه گذارهای کلان ارزی و ریالی خطوط انتقال باید دید در ارزیابی اقتصادی مربوطه نهایتاً برای کشور ما چه می ماند. آنچه که در مورد صدور گاز به ترکیه یا پاکستان و هندوستان و غیره مطرح شده است فعلاً در حد روزنامه ها است و ممکن است همانند صدور برق بدون ملاحظات اقتصادی مطرح شده باشد. بهرحال آنچه که فعلاً و حداقل تا ده پانزده سال آینده میتوان گفت اینستکه سوخت گاز قابل صدور نیست و لذا قیمتهای ارزی و جهانی نباید بر آن مترتب باشد.

در ارتباط با بازیابی سوخت در نیروگاههای برق آبی و نیروگاههای سیکل ترکیبی، مطالب زیادی مطرح شده است. واقعیت اینستکه در این طرحها سرمایه گذارهای زیادی صورت گرفته و میگرد تا در طول ۳۰ یا ۵۰ سال آینده سوخت را بازیابی نمایند. سرمایه گذارهای انجام شده و در حال انجام اکثراً ارزی، کلان و بصورت استقراض با بهره های بالا هستند که فی الحال هزینه میگردند تا سوختی که از منابع داخلی استخراج میگردد را در طول ۳۰ تا ۵۰ سال آینده صرفه جویی نمایند! اگر چه صرفه جویی فی نفسه کار پسندیده ایست ولی باید بینیم چه چیزی هزینه میکنیم و چه چیزی بدست می آوریم. بحث ما بیشتر در مورد تعیین ظرفیتهای است.

در مقالات متعددی که تاکنون منتشر گردیده بکرات تفاوت کشورهای صاحب سوخت و فاقد تکنولوژی با کشورهای صاحب تکنولوژی و فاقد سوخت ذکر گردیده است. در تمام این مقالات بجد تاکید شده که اصولاً جواب ارزیابیهای اقتصادی این دو گونه کشورها نه تنها یکسان نیست بلکه نتایج اینها در مقابل همدیگر قرار میگیرند. در بخشی از بررسیها و تحلیل های قبلی که در اردیبهشت ماه سال جاری برای واحد برنامه ریزی توانیر ارسال شده بود به این مسئله کلیدی اشاره گردیده بود که "هروقت ما به تأسیسات، تجهیزات یا قطعه ای نیاز داشته باشیم باید دست به دامان تخصیص دهندگان ارز و فاینانس کنندگان خارجی بشویم و با بهره ای بالا از هفت خان بورکراسی عبور کنیم تا این لوازم را بویژه در موارد انحصاری تا دو سه برابر قیمت نسبت به گذشته خریداری و با صرف زمان و تاخیرات زیاد حمل و نصب نماییم، در مقابل سوخت غیر قابل صدور و در دسترسیتکه خواه و ناخواه چه در منازل و چه در صنایع با نرخهای ریالی عرضه میکنیم. این تفاوت فاحش باید بصورت عدد و رقم در جایی از محاسبات، خود را نشان دهد و این مهم جز با در نظر گرفتن نرخهای ریالی برای سوخت در مقابل نرخهای ارزی برای تجهیزات، قابل تعریف نمیشد." اگر نرخ سوخت ریالی و برابر آنچه که در حال حاضر از نیروگاهها دریافت میگردد و یا در منازل بفروش میرسد مورد محاسبه قرار گیرد آنگاه هزینه های سوخت در گزینه های رقیب از یک پنجم تا یک دهم کاهش خواهند یافت. با پائین آمدن نرخ سوخت ظرفیت نیروگاههای برق آبی و غیره نیز بمراتب کاهش خواهند یافت! و بدین ترتیب از اتلاف سرمایه جلوگیری خواهد شد. متأسفانه اخیراً چالش دیگری نیز در احتساب **ارزش حرارتی** سوخت گاز بروز کرده است. البته این چالش بعد از ارزیابیهای طرحهای در دست اقدام مطرح شده است! در مورد چالش بوجود آمده در احتساب ارزش حرارتی گاز بحث های زیادی شده که در نامه اخیر اینجانب به

برنامه ریزی توانیر درج گردیده است. بهر صورت در احتساب هزینه سوخت باید دقت لازم در احتساب ارزش حرارتی آن بعمل آید. بهترین راه اینستکه نرخ هر واحد از انرژی سوخت مورد نظر ارزیابان قرار گیرد. بهر حال در مورد نرخ سوخت کارشناسان ذیصلاح باید بررسیهای لازم را انجام داده و تصمیم گیری نمایند. مسئله نرخ سوخت در حدی از اهمیت است که باید دولت و مجلس محترم نیز روی آن صحه بگذارد.

## ۵- عمر تجهیزات و طرحها

یکی دیگر از فاکتورهای تأثیر گذار روی هزینه تمام شده طرحها عمر تجهیزات میباشد. در مورد تنوع عمر انواع نیروگاهها در گزینه های رقیب تاکنون مشکلی در بین نبوده است. آنچه که در بین کارشناسان برنامه ریز و دست اندرکاران طرحها مطرح بوده و هم اکنون نیز مطرح است اینستکه برای هر یک از انواع نیروگاهها مثل گازی - بخاری - آبی و سدها عمری معادل ۵۰، ۳۰، ۱۵ و ۱۰۰ سال در نظر گرفته اند. ظاهراً این نرم تاکنون عوض نشده است، ولی آنچه که عوض شده ارزش اسقاطی تجهیزات طرحها میباشد. در واقع چون نخواسته اند حرف قبلی خود را عوض کنند ظاهراً باین طریق عمر تجهیزات را اصلاح کرده اند!

ارزش اسقاطی در آخرین ارزیابی صورت گرفته در طرحهای برق آبی برای گزینه رقیب مثل توربین گاز بدرست یا به غلط چیزی در حدود ۱۵٪ در نظر گرفته شده بود. ولی اخیراً برنامه ریزی توانیر این ارزش اسقاطی را برای توربین گاز به ۸۴٪ رسانده که نگرانی شدید ایجاد کرده است! حال این چه نوع تجهیزاتی است که مرده است ولی ۸۴٪ آن هنوز نفس میکشد این خود جای سؤال دارد! خوشبختانه چالش جدید ایجاد شده در عمر توربین گاز به ارزیابیهای گذشته بر نمیگردد. تکیه بر چالش ایجاد شده در عمر توربین گاز از این جهت است که این نوع توربین بعنوان گزینه رقیب در مقابل سایر گزینه ها مثل بخاری و برق آبی بویژه در استفاده بار پیک مطرح است. در مورد عمر نیروگاهها بحث های مفصلی صورت پذیرفته و بخصوص در نامه هائیکه به سازمان برنامه و بودجه و برنامه ریزی توانیر در سالهای گذشته و امسال نوشته شده به مسئله عمر تجهیزات بصورت مبسوط پرداخته شده است. بهر حال بدلیل اهمیت مسئله و تکمیل این مقاله به ناچار همان مطالب تکرار میگردد.

الف - بنا به تعریف عمر تجهیزات بنحوی تعیین میگردد که ارزش باقیمانده آنها صفر یا معادل ارزش اسقاطی باشد والا هر مقداری که فراتر از آن برای باقیمانده تجهیزات در نظر گرفته شود بمنزله عدم اتمام عمر تلقی میشود.

ب - متأسفانه برنامه ریزی توانیر اخیراً برای توربین گاز بعنوان گزینه رقیب در مقایسه با نیروگاههای بخاری و نیروگاههای برق آبی که در بارهای پایه و پیک کار میکنند عمر ۱۵ ساله را در نظر گرفته و با ۱۶٪ اصلاحات در قطعات داغ، آنرا تا ۳۰ سال افزایش داده است. اگر با ۱۶٪ تغییرات، بتوان عمر ۱۵ ساله! توربین گاز را دو برابر کرد پس چرا و به چه دلیل برنامه ریزی توانیر رقم ۱۵ سال را برای عمر توربین گاز پذیرفته است. ۱۶٪ اصلاحات و تعویض قطعات داغ، در حد تعمیرات اساسی است.

ج - همانگونه که اشاره شد قبل از اینکه اینگونه انتقادات در مورد برنامه ریزیها صورت پذیرد کارشناسان واحد برنامه ریزی توانیر یک ارزش ۱۵ درصدی را برای باقیمانده تجهیزات در نظر می گرفتند که در تطبیق با ارزش اسقاطی در بسیاری از مطالعات اقتصادی منجمله در توجیه نیروگاههای برق آبی جنوب کشور در مقایسه با نیروگاههای حرارتی بصورت مستند کاربرد داشته است. متأسفانه کارشناسانیکه در این ارزیابیها مداخله داشته اند همانهایی هستند که ارزش اسقاطی را اخیراً ۸۴٪ گرفته اند.

د - مسئله عمر امری نسبی است. ۱۵ سال برای توربین گاز، ۳۰ سال برای توربین بخار، ۵۰ سال برای توربین آبی و ۱۰ سال برای خودرو و غیره همگی نسبی و نرم های معمول دنیای صنعتی هستند. بدیهی است که در جهان سوم و یا کشورهای در حال توسعه و فاقد تکنولوژی این نرم ها تغییر می یابند، ولی نسبت آنها باید حفظ شود. قدر مسلم اگر با ۱۶٪ بازسازی بتوانیم عمر ۱۵ ساله توربین گاز را به ۳۰ سال تغییر دهیم با کار مشابهی باید بتوانیم عمر ۳۰ ساله توربین بخار را نیز به ۶۰ سال تبدیل نماییم!

ه - بطور کلی فاکتور عمر را عوامل مختلفی می سازند. ذیلاً به برخی از این عوامل میپردازیم.

- ۱- پیشرفت تکنولوژی یکی از عوامل کاهش دهنده عمر تجهیزات قدیمی می باشد. بعنوان مثال با وجود توربینهای گازی فریم 9، مسلماً توربین های فریم 5 از حالت اقتصادی خارج خواهند شد. راندمان پائین این توربینها که در برخی نقاط مثل ارومیه به ۱۳/۵٪ رسیده است و نیز هزینه های تعمیراتی بالا، اجازه بهره برداری به آنها را بجز در مواقع بسیار ضروری و بیک نمیدهد.
- همین مسئله در مورد نیروگاه بخاری نیز به نوعی مطرح است. در حال حاضر توربینهای بخاری ۱۵۰۰ مگاواتی می سازند که این توربین ها علاوه بر تکنولوژی جدید و راندمان بالا، هزینه های سرمایه گذاری و هزینه های تعمیر و نگهداری کم و همچنین مصرف داخلی بسیار پائینی دارند. این توربین ها و نیروگاههای مربوطه که در شبکه برق به Condensation Plant معروفند علاوه بر اقتصادی بودن، در تامین بار پایه بعنوان ستونهای استوار و محکمی پایداری شبکه برق را تضمین می نمایند. طبعاً با وجود چنین تکنولوژی بالائی کشورهای غربی و صنعتی حق دارند که نیروگاههای بخاری کوچک ۳۰ ساله را نیز از رده خارج نمایند.
- ۲- عامل دیگر در تعیین عمر تجهیزات اینک آنقدر قطعات یک ماشین یا دستگاه در طول عمر ممتد بهره برداری تعویض شده باشد که اگرچه دستگاه پس از پایان عمر هنوز سرپا و مورد قبول است ولی هزینه های سنگین تعمیرات گذشته بنحوی بوده که اگر انجام نمیشد دستگاه پس از آن دوره سرپا نمی بود.
- ۳- مسئله تفاوت کشورهای صاحب تکنولوژی با وارد کننده ها را باید بسیار جدی گرفت. در کشورهاییکه تجهیزات را خود تولید کرده و آنها را ارزان بدست می آورند عمر تجهیزات را پائین میگیرند. آنچه که در کشورمان همیشه ورد زبانها بود این بود که در کشورهای تولید کننده خارجی، خودروها را تعمیر و صافکاری نمیکنند و بلافاصله آنها را در کوره میاندازند ولی ما از جنازه آنها نیز استفاده میکنیم. همین تفکر در مورد کلیه تجهیزات صنعتی نیز صادق است.
- ۴- استفاده از توربین ها در بارهای پایه و بیک یکی از عوامل مهم تغییرات عمر گزینه ها می باشد. این مسئله در توربینهای آبی کمتر خودنمایی میکند. اگر ضریب تولید پائین توربینهای گازی چند نیروگاه سیکل ترکیبی (مورد اشاره در بند ۳ نامه اردیبهشت ماه به معاونت برنامه ریزی) بدلیل استفاده آنها در بار نیمه بیک بوده باشد حتی با اعمال نسبیّت در عمر گزینه ها نباید برای آنها عمری فراتر از ۱۵ سال در نظر گرفت.
- ۵- همانگونه که اشاره شد مسئله نسبیّت را باید در عمر تجهیزات گزینه های مختلف مد نظر داشت. در این مورد قبلاً توضیح داده شده است. بهر حال اگر بخواهیم می توانیم عمر همه گزینه را به یک نسبت افزایش دهیم.

## ۶- نرخهای هزینه های جاری

### ۱-۶- هزینه های تعمیر و نگهداری

هزینه های تعمیر و نگهداری شامل هزینه های تعمیراتی و لوازم یدکی مصرفی خواهند بود. متأسفانه با وجود قدمت زیاد نیروگاههای آبی و حرارتی آمار صحیحی از این هزینه ها در دست نیست. هر سال اعداد و ارقام جدیدی صادر میگردد که محقق و ارزیاب را در استفاده از آنها دچار تردید می نماید. بعنوان مثال ارقام منتشره از طرف دفتر برنامه ریزی توانیر در دو سال ۷۶ و ۷۷ تحت نامه های شماره ۲۵۲/۷۲۵۵ مورخ ۷۶/۱۲/۹ و شماره ۱۱/۶۱۷۷/۱۳۶۶۵ مورخ ۷۸/۸/۲۹ ارقامی تا ۱۰ برابر اختلاف را نشان می دهند. معلوم نیست که قبل از این تاریخها چه آماری در ارزیابیهای اقتصادی طرحهای برق آبی و غیره مورد استفاده قرار گرفته است.

در این مورد لازم است گروهی از کارشناسان دفتر برنامه ریزی، دفتر فنی تولید و نیروگاهها با یک کار تحقیقاتی کوتاه مدت هزینه های واقعی تعمیرات نیروگاههای موجود را تا آنجا که شاید و باید استخراج نمایند و اگر در مواردی نقصانهائی وجود دارد با یک داوری جمعی این نقصانها مرتفع گردند. در احتساب هزینه های تعمیرات باید توجه داشت که قیمت های لوازم یدکی انحصاری از هیچ قاعده ای تبعیت نمی نمایند ولی از روند روبه رشد قیمتها می توان به نتایج بهتری دست یافت.

## ۲-۶- هزینه های سالانه بهره برداری

در مورد این هزینه ها آمار بهتری میتوان داشت و تعداد پرسنل بهره برداری و هزینه های سالیانه آنها، نیروگاه به نیروگاه مشخص و قابل محاسبه می باشند. البته در محاسبه هزینه های جاری باید ارزش حال هزینه های گذشته معیار محاسبه قرار گیرند و بهترین حالت اینستکه هزینه های همین سال جاری را برای طول دوران مطالعه مورد توجه قرار داد. البته همانگونه که اشاره شد آمارهای منتشره فعلی دفتر برنامه ریزی توابع بدلائلی که در فوق اشاره شد مخدوش میباشد.

در مورد هزینه های جاری چه تعمیراتی و چه بهره برداری باید توجه داشت که در حال حاضر نیروگاههای جدید و پر ظرفیت دارای هزینه های جاری کمتری نسبت به نیروگاههای قدیمی و کم ظرفیت می باشند. در داوری محاسبات هزینه باید این مسئله نیز مدنظر قرار گرفته و چند نیروگاه پر ظرفیت که نزدیک به گزینه های مورد انتخاب می باشند ملاک قضاوت قرار گیرند.

## ۲-۷- هزینه های انتقال نیرو

هزینه های انتقال نیرو نیز همانند انتقال سوخت در نقاط مختلف کشور یکسان نخواهد بود. برای انتقال نیرو از نقطه ای به نقطه پرمصرف دیگر مطابق برنامه، باید هزینه های سرمایه گذاری، نگهداری و تعمیرات و افت انرژی در تأسیسات انتقال را نیز مدنظر قرار داد. متأسفانه تاکنون در ارزیابیهای اقتصادی طرحها بویژه طرحهای برق آبی جنوب کشور و یا در صادرات انرژی این هزینه ها لحاظ نگردیده اند!

در بحث انتقال چه سوخت و چه نیرو مطالب زیادی وجود دارد. بعنوان مثال اگر قرار باشد نیروگاههای برق آبی جنوب کشور با نیروگاههای حرارتی مورد مقایسه قرار گیرند باید دید که تولید نیروگاهها بیشتر در چه مناطقی مورد مصرف قرار می گیرند. بدیهی است بدلیل پائین بودن هزینه انتقال سوخت نسبت به انتقال نیرو، نیروگاههای حرارتی در نزدیکترین مکان ممکن به نقطه مصرف احداث خواهند شد و حال آنکه نیروگاه آبی بالاجبار بر روی رودخانه مورد مطالعه و در موقعیت مناسبی ساخته خواهد شد. برای نیروگاه حرارتی هم هزینه انتقال سوخت مطرح است و هم هزینه انتقال نیرو ولی برای طرحهای برق آبی فقط هزینه انتقال نیرو مطرح می باشد. این موارد باید در ارزیابیها در نظر گرفته شوند.

## ۲-۸- هزینه ها و درآمدهای ناشی از شرایط بهره برداری

از جمله مسائلی که در ارزیابی ها باید در نظر گرفت اینستکه انرژی الکتریکی در چه زمانی از شبانه روز قابل تحصیل می باشد. قدر مسلم اینکه با توجه به فزونی تقاضای برق در ساعات پیک ارزش انرژی الکتریکی در این ساعات بیش از سایر اوقات شبانه روز می باشد. این تفاوت باید بنحو مناسبی ارزیابی و در محاسبات اقتصادی لحاظ گردد. از دیگر مسائل اینکه اگر یک نیروگاه آبی برای بارپیک سرمایه گذاری می شود باید با نیروگاههای معادل قابل استفاده در بار پیک مقایسه گردد. همین قدر باید اشاره شود که اگر نیروگاههای برق آبی بخواهند با آمار و ارقامیکه اخیراً دفتر برنامه ریزی برق برای توربین گاز مطرح کرده، مقایسه گردند هیچکدام از طرحهای برق آبی موجود جواب نخواهند داد!

## ۲-۹- جریان پرداختها، هزینه های ناشی از تأخیر و عدم نفع

طولانی بودن یا طولانی شدن اجرای طرحها که بیشتر در طرحهای برق آبی چشمگیرتر است از یکطرف جریان پرداختی در طول ساخت را افزایش می دهد و از طرف دیگر عدم نفع ناشی از تأخیر در بهره برداری را بعنوان درآمد منفی بصورت هزینه به طرح تحمیل می کند. با توجه به طولانی بودن زمان اجرای طرحهای برق آبی، باید دید هزینه های ناشی از جریان پرداختها چگونه محاسبه گردیده است و برای تأخیرهای احتمالی چه پیش بینی شده اند.

برای هر یک از طرحها که زمان ساخت طولانی تر از گزینه های رقیب دارند باید عدم نفع بدلیل تأخیر در بهره برداری محاسبه گردد. در برخی از کشورها در بسیاری از طرحهای برق آبی در هنگام ساخت تأسیسات



پیش راه اندازی پیش بینی می‌گردد که در مراحل که ساخت سد هنوز تکمیل نشده بتوان از تأسیسات مربوطه انرژی گرفت. قدر مسلم چنین کاری در هیچیک از طرحهای برق آبی کشور پیش بینی نگردیده و لذا هزینه های مترتب بر آنها باید لحاظ گردند. مسئله مهمتر اینکه اینگونه طرحهای بلندمدت، پرهزینه موجب بروز تورم در کشور خواهند شد که این نیز خود بعنوان یک پارامتر منفی در اقتصاد کشور تأثیر بسیار منفی برجای خواهد گذاشت و باید این مسئله در جایی از ارزیابی اقتصادی لحاظ گردد.

### ۱۰- ضرایب تولید Plant Factor

یکی از عوامل موثر در ارزیابیهای اقتصادی احتساب ضرایب تولید واقعی در گزینه ها می باشد. هرچه ضریب تولید کمتر باشد هزینه تمام شده هر کیلووات ساعت تولید برق افزایش خواهد یافت. متأسفانه ضرایب تولید در نظر گرفته شده برای طرحهای برق آبی جنوب کشور بسیار پائین است. بعلاوه تغییرات فصلی نیز اجازه بهره برداری مناسب از این نیروگاهها را در طول سال نمی دهد. در مورد چالش های ضرایب تولید در مقاله اول بطور مفصل توضیح داده شده است. مضاف بر آنها چالش های دیگری از ناحیه تغییرات اکولوژی و بهره گیری از سرشاخه بوجود آمده که باید بدانها پرداخته شود.

تغییرات اکولوژی در ضرایب تولید نیروگاههای برق آبی تأثیر منفی خواهد گذاشت. خشکسالیهای موجود بخشی بدلیل تناوب دوره ای سالهای خشک و تر و بخشی بدلیل گرم شدن کره زمین و تغییرات اکولوژی زمین و منطقه است. معمولاً حالت اول در محاسبات فنی لحاظ می گردد و ظرفیت بهینه نیروگاه براساس این شرایط بدست می آید. ولی حالت دوم از موارد دیگری است که در مطالعات دیده نشده است اگر اوضاع بر همین منوال پیش رود هیچ امیدی به طرحهای برق آبی نمی توان داشت.

بهره گیری از سرشاخه های رودخانه کارون برای شهرهایی مثل اصفهان، یزد و رفسنجان و غیره تأثیر بسیار زیادی در ضرائب تولید نیروگاههای آبی زنجیره ای خواهد گذاشت. هرچه این بهره گیریها بیشتر باشند تولید طرحهای پائین دست نیز کاهش بیشتری خواهند یافت. این مورد نیز از چالش های دیگری است که متأسفانه در استفاده بهینه از سرمایه گذارها مشکل ایجاد خواهد کرد.

در نیروگاههای آبی بدلیل مشخص بودن هیدرولوژی رودخانه مشکلی از نظر محاسبه این ضرائب نداریم. در گزینه های رقیب نیز با توجه به آمارهای موجود علی القاعده نباید مشکلی باشد ولی متأسفانه این مشکل در تحلیل های واحد برنامه ریزی برق بصورت حاد خودنمایی میکند و هنوز ضرائب تولید نیروگاههای گازی مورد بحث است. خوشبختانه عملکرد هر یک از گزینه ها در سنوات گذشته در آمارهای تفصیلی صنعت برق درج شده اند که بر این اساس هر یک از آنها دارای یک ضریب تولید واقعی می باشند. متأسفانه این ضرائب تولید با ضرابی که برنامه ریزی توانیر مدنظر دارد تفاوت زیادی دارند. که به راحتی نمی توان از سر آن گذشت. از مواردیکه ارزیابان و صاحبانظران فنی و اقتصادی باید برسر آن اتفاق حاصل نمایند ضرائب تولید واقعی نیروگاههای مختلف است.



### نتیجه گیری

با توجه به آنچه که از نظر گذشت، ملاحظه میشود که چالش های اقتصادی زیادی برای طرحها بویژه طرحهای برق آبی وجود دارد. تأثیر برخی از این چالش ها پس از محاسبه دقیق روشن خواهد شد ولی برخی از آنها را از همین حالا می توان حدس زد. این موارد عبارتند از :

- ۱- نرخ تنزیل در ارزیابیهای طرحهای برق آبی ۸٪ در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه بخش اعظم هزینه های این طرحها ریالی است و نرخ تنزیل ریالی رسمی حدود ۲۴٪ و نرخهای غیررسمی تا دو برابر این مقدار می باشند، همچنین نرخهای تنزیل ارزی نیز به حدود ۱۸٪ میرسد. لذا با در نظر گرفتن نرخ واقعی تنزیل، در ظرفیت این طرحها تا یک سوم محدودیت ایجاد خواهد شد.
- ۲- همانگونه که اشاره شد در اکثر طرحهای برق آبی نرخ تسعیر از ۲۵۰ تا ۴۰۰ ریال و در این اواخر هم بعضاً ۳۰۰۰ ریال در نظر گرفته شده است با توجه به نرخهای واقعی ارز تا مرحله بهره برداری که پیش بینی می شود از ۹۰۰۰ ریال نیز فراتر رود، باید دید که وضعیت طرحها با نرخهای جدید به چه صورت در خواهد آمد. البته با بالا رفتن نرخ تسعیر از یکطرف هزینه تمام شده طرحها بالا خواهد رفت از طرف دیگر هرچه هزینه های طرح در قیاس با گزینه های رقیب ریالی تر باشد به نفع طرح تمام خواهد شد. باید در جمع دید که با واقعی گرفتن نرخ ارز نتایج ارزیابی چه خواهد شد.
- ۳- با توجه به اینکه در ارزیابیهای انجام شده نرخ هر مترمکعب سوخت گاز ۶ سنت در نظر گرفته شده است، اگر این نرخ بصورت ریالی در نظر گرفته شود قیمت سوخت از ۱/۱۰ تا ۱/۴۰ کاهش خواهد یافت. به همین نسبت در ظرفیت طرحهای برق آبی نیز محدودیت ایجاد خواهد شد.

البته چالش های دیگری در شاخص های سرمایه گذاری، هزینه های جاری، هزینه های انتقال نیرو، جریان پرداختی، عمر، عدم نفع، ضرایب تولید و غیره نیز وجود دارند که همگی در ظرفیت نصب شده نیروگاههای آبی محدودیت ایجاد خواهند کرد. مضاف بر همه اینها چالش های فنی مطرح شده در مقاله اول نیز همگی بار مالی دارند که هزینه اجرای طرح را بسیار بالا میبرند. اگر کلیه محدودیت ها و چالش های موجود در یک جمع بندی لحاظ گردند ظرفیت مفید و واقعی نیروگاههای برق آبی بسیار محدود خواهد شد و از اتلاف وقت و سرمایه جلوگیری بعمل خواهد آمد.

# بررسی پتانسیل فرسایش هیدرولیکی در تونل‌های آب بر

(زمینه ۱- محور ۳)

مهندس مسعود امیدی<sup>۱</sup>

کارگاه سد و نیروگاه کارون ۳، شرکت سایبر

## چکیده:

این مقاله ابتدا اشاره ای به فرآیند رفتاری پوشش بتنی تونل‌های آب بر دارد، در ادامه با تشریح مشخصات هیدرولیکی تونل‌های انحراف آب روسیه و تونل انحراف آب سد کارون ۳، غیر یکنواختی در فرسایش هیدرولیکی را تعیین نموده و چگونگی تقلیل این فرسایش را بررسی میکند.

سپس عطف به مقاومت فشاری نمونه‌های ماکوذه از لاینینگ بتنی تونل و تطبیق آن با تئوریه‌های آماری، معیار پذیرش کیفی ذیربط را ارائه میدهد.

در ادامه با اشاره به پدیده کاویتاسیون و سرعت عبور جریان هیدرولیکی در تونل، در انواع مقاطع مختلف تونلها از جمله دایره ای کامل، دایره ای و چند ضلعی و نعل اسبی و ... نحوه فرسایش پذیری را در انتهای سال هدف بهره برداری پیش گویی میکند.

---

<sup>۱</sup> کارشناس سد سازی و عضو سازمان نظام مهندسی امریکا (ASCE)

**مقدمه :**

خلاصه ای که هم اکنون پیش روی شماست، نگرشی است مجمل بر قسمتی از بحث مهندسی بهره برداری و نگهداری از سیستمهای زیر زمینی انحراف و انتقال آب با عنوان مقاومت سایش سطوح یا پتانسیل فرسایش هیدرولیکی که به طور ویژه در خصوص تونل عظیم انحراف آب شماره یک سد کارون ۳ تهیه و تدوین گردیده است.

در ابتدای سخن می بایست به این نکته اشاره داشت که گر چه براساس مبانی طراحی سیستم انحراف دریک پروژه ی سد سازی، سازه ی انحراف دهنده ی آب، اعم از تک منظوره چند منظوره برای دوره ی زمانی مشخص طراحی میشود، ولی توجه به این مسئله حائز اهمیت است که در اکثر پروژه های سد سازی، سازه ی انحراف آب در مدت زمان بیشتری نسبت به دوره ی طراحی، تحت سرویس و عملکرد هیدرولیکی خود می باشد؛ لذا اعمال ضرایب ایمنی کافی در فرآیند طراحی - اجراء - نگهداری و بهره برداری از ویژگی خاصی برخوردار است.

در این خصوص موارد شایان نگرش ذیلا در ۵ بخش مورد بررسی قرار گرفته است.

**بخش اول: فرایند رفتاری پوشش تونلهای آبگذری**

عملکرد مورد انتظار از پوشش داخلی تونلهای آبگذری که عمدتاً به صورت بتنی اجراء می شوند عبارتند از:

- (۱) مقاومت لاینینگ بتنی در مقابل عامل ترک خوردگی
  - (۲) بیشترین انتقال نیرو تحمل نیرو در مقابل فشار هیدرولیکی آب از داخل تونل و انتقال آن نیرو به توده سنگ پیرامونی
  - (۳) عملکرد تونل در مدت زمانی بیشتر از دوره ی انحراف آب (لحاظ نمودن تفاوت دوره ی انحراف ثوری و حقیقی (عملی)؛ بدیهی است حالات فوق در شرایط دو گانه جریان هیدرولیکی در تونلها که عبارتند از: ۱) مقطعی غیر پر آب و ۲) مقطع پر آب یا تحت فشار مورد توجه قرار می گیرند.
- به طور کلی مقطع بلوک کف و قسمت‌های تحتانی دیواره های جانبی تونلها تا حداکثر ۱/۵ m بالاتر از کف تونل بیشترین احتمال فرسایش پذیری را دارد؛ به این ترتیب، هدف اصلی از عملکرد بهینه ی لاینینگ بتنی در تونلهای آبگذری را می توان حداقل کردن میزان فرسایش کف یا ایجاد فرسایش هیدرولیکی همگون و یکنواخت در طول تونل بیان داشت، ذکر این نکته ضروری است که عمدتاً درجه ی فرسایش سطح در تونلهای آبگذری متناسب با حجم رسوبات معلق عبوری و یا بار بستر از تونل می باشد. به بیان دیگر، هیچ گاه نمی توان عامل فرسایش هیدرولیکی را حذف نمود و یک عملکرد مثبت و کارا زمانی مصداق پیدا می کند که حداقل بتوان نرخ فرسایش و سایش سطح مقاطع مختلف تونل را یکنواخت و همگون کرد.

**بخش دوم: غیر یکنواختی در فرسایش هیدرولیکی**

در ادامه عوامل اثر گذار در غیر یکنواختی فرسایش هیدرولیکی تونلهای انحراف را مورد بررسی قرار می دهیم:

- (۱) تغییرات دامنه ای زیاد در مقاومتهای فشاری بلوکهای کف در طول تونل
- (۲) نابرابری سن بتنهای اجراء شده در مقایسه با تاریخ شروع انحراف آب به داخل تونل
- (۳) تغییرات شیب و خم شدگی طولی در طول تونل که بر اثر بتن ریزی پدید آمده است
- (۴) عدم ویراسیون کافی در بعضی مناطق بتن ریزی شده

### بخش سوم؛ چگونه نرخ فرسایش هیدرولیکی را تقلیل دهیم:

تمهیدات مفید در جلوگیری از فرسایش هیدرولیکی شدید در تونل‌های آبگذری را می‌توان به شرح موارد ذیل کلاسه بندی کرد:

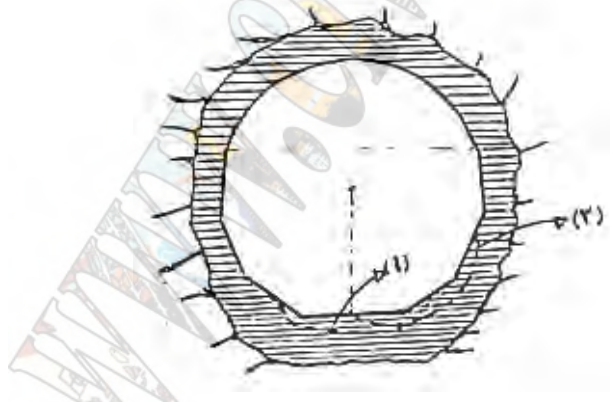
- (۱) در زمان عملکرد یک تونل به صورت مقطع هیدرولیکی آزاد، در صورتی که آبهای زیر زمینی به صورت تحت فشار عمل کنند، نصب لوله های در مقطع نشتآبی لازم است و در صورت بالا بودن دبی، مقطع بتنی بایستی توسط آنکواژ به سنگ دوخته شود.
- (۲) مکانهای مجاور دریچه های انسدادی در ورودی تونل‌های انحراف بالا با بتن با کیفیت بالا اجراء شود یا پوشش فلزی یا پلیمر محافظ در این مکانها تعبیه شود.
- (۳) در مقاطع غیر دوار، بهتر است شیب سطح بلوک به طرف مرکز در حدود 2% باشد.
- (۴) در زمانی که تونل دارای قوس در طول خود می‌باشد، بهتر است مقطع کف دارای شیب عرضی یا دور باشد تا انتقال نیروی خطوط پروفیل آب به سهولت انجام شود و در نتیجه فرسایش غیر یکنواخت و چرخش جریان به صورت آشفته و امتداد های متقاطع بوجود نیاید.

۱- خط فرسایش کف زمانیکه جریان در طول محور

تونل حرکت کند «امتداد مستقیم»

۲- خط فرسایش کف زمانیکه جریان در قوسهای افقی

طولی تونل حرکت کند «امتداد منحنی»



مقطع تیپ تونل انحراف آب اول سد کارون ۳

- (۵) پوشش بلوکهای کف را در قسمت داخلی قوس می‌توان به صورت پلیمر محافظ تقویت کرد.
- (۶) اتصال بلوکهای کف و دیواره های تونل می‌بایست کاملاً صاف و بدون زوائد اضافی باشد و ترجیحاً درزهای سازه ای در این محلها تعبیه گردد.

## بخش چهارم: تطابق تئوریهای آماری با فرسایش هیدرولیکی

براساس مطالعات گسترده ای که توسط آقای دکتر کوپرمان بر روی تونلهای عظیم انحراف آب با سرعت جریان بالا و سطوح مقطع بزرگ در روسیه صورت پذیرفته و در مقاله ای به نام پیشرفتهای طراحی در تونلهای انحراف به چاپ رسیده، چنین نتیجه گیری شده است که بیشترین فرسایش هیدرولیکی در تونلهای با مقطع دوار، در محل بلوکهای کف و در طول محور وسطی تونل دیده می شود، در حالی که محل بحرانی فرسایش پذیری در مقاطع نعل اسبی در نزدیکی محل دریاچه ها، و در طول دیواره های جانبی دیده می شود. همچنین اشاره شده که عمق فرسایش از کف به طرف تاج تونل کمتر می شود؛ و در حالتی که تونل به صورت مقطع پر آب عمل می کند، تنها عاملی که از فرسایش هیدرولیکی لاینینگ تاج و دیواره ها جلوگیری به عمل می آورد، تزریقات پس خورند لاینینگ در حد فاصل سنگ پیرامونی و لایه ی خارجی بتن لاینینگ می باشد. از همین جا گریزی کوتاه به بحث لاینینگ تزریقیهای تاج تونلها می زنیم و اثرات آن را از بعد فرسایش پذیری لاینینگ مورد بررسی قرار می دهیم.

به طور کلی، علاوه بر اهدافی مانند ایجاد مانع نشت آب و آب بند پیرامون تونل توسط عملیات تزریق، افزایش صلبیت نسبی تونل در جرم توده ی سنگ نقش مهمی را در ارتباط با مطلب مورد نظر بازی می کند؛ به بیان دیگر، با عملیات تزریق، حد ویراسیون تونل که در اثر تلاطم جریان آب و تغییرات پروفیل آب به صورت بحرانی، نرمال، تند و... پدید می آید، کاهش پیدا می کند و در نتیجه لرزش تنه ی تونل در هنگام عبور جریان، به ویژه جریانات تمام مقطع میرا می شود. در همین زمان، به لحاظ تلاطم پدیده آمده در جریان، سایش لاینینگ سقف افزوده شده و در ضمن آن تنش شعاعی هیدرولیکی میل به گسیختن لاینینگ؛ خصوصا در قسمت سقف تونل که دارای غار و حفره های پر نشده است، دارد؛ بنابراین تزریق تونل در یک بعد از ابعاد مؤثر آن در تعدیل نیروی وارده و ایجاد توازن

مؤلفه های نیرو و نهایتا جلوگیری از فرسایش لاینینگ از اهمیت خاصی برخوردار است.

در پروژه ی سد و نیروگاه کارون ۳ و تونل عظیم انحراف آب آن که براساس معیارهای طراحی با دوره ی بازگشت پنج ساله ی سیلابی به مقدار  $2300 \text{ m}^3/\text{s}$  طرح شده است، حداکثر سرعت جریانی برابر  $17/6 \text{ m/s}$  را با سطح مقطع  $131,08 \text{ m}^2$  از خود عبور می دهد. در این خصوص و با توجه به مطالب بخش دوم این گزارش که عمده ترین اثر تزاید فرسایش را بوجود می آورند، منحنیهای برای تونل انحراف یک در قالب نمودارهای (۱) و (۲) تهیه گردیده است.

همان گونه که پیش از این نیز بدان اشاره شد، مقاطع بلوک کف بیشترین احتمال فرسایش پذیری را دارند؛ لذا نمودارهای فوق الذکر در مقاطع کف بررسی شده است. در نمودار (۱) میزان مقاومت فشاری نمونه های اخذ شده از مقاطع کف در طول تونل انحراف در سن ۲۸ روزگی ملحوظ گردیده است و چنانچه مشخص است، دامنه ی جامعه ی آماری حاضر به این شرح است:

$$S_{\max} = 466 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{\min} = 251 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_{\text{ave}} = 340 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = 47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C.V. = \% 13/8 \text{ (ضریب تغییرات)}$$

ضریب تغییرات جامعه ی مقاومتها، همگرایی نتایج را نشان می دهد.

ذکر این نکته لازم است که آقای دکتر کوپرمان در خصوص حداقل مقاومت فشاری بتن لاینینگ تونلها، عدد  $200 \text{ kg/cm}^2$  را لازم می داند و این در حالی است که متوسط مقاومت کف تونل انحراف (۱) کارون ۳  $340 \text{ kg/cm}^2$  می باشد. جدول شماره



(۱) طرح اختلاط بتن تونل انحراف (۱) را نشان می‌دهد .  
 از دیگر سو ، اختلاف زیاد میان سنین بتنه‌ای اجراء شده تا افتتاح انحراف آب می‌تواند ایجاد عدم هماهنگی در فرسایش و سایش را پدید آورد بدین منظور نمودار (۲) سن ریخته شده در مقاطع کف تونل نسبت به کیلومتر از طولی را نشان می‌دهد .  
 چنانچه از روی نمودار مستفاد می‌گردد، عمده گسستگی نمودار در کیلومتر از 1+584 تا 1+600 رخ داده است و چنانچه این حد فاصل را مرز دو جامعه آماری (۱) از کیلومتر از 1+164 تا 1+600 و جامعه آماری (۲) از کیلومتر از 1+600 تا 1+810 بدانیم ، آنگاه خواهیم داشت :

جامعه آماری (۱)	جامعه آماری (۲)
N=19	N=14
روز Save. # 153/3	روز Save. #233
روز s#17/8 انحراف معیار	روز s#9/8 انحراف معیار
C.V.#11/6% ضریب تغییرات	C.V.#4/2% ضریب تغییرات

ضرایب تغییرات جوامع آماری فوق ، همگرایی نتایج را نشان می‌دهد .  
 حال دو فاکتور اساسی را در کنترل سن بتن جهت آمادگی تماس با جریان هیدرولیکی تحلیل می‌کنیم :  
 الف ) سن کلیه مقاطع بتنی کف بیشتر از سن طراحی بتن ( سن مقاومت مشخصه ی بتن = 28 روز ) می‌باشد ؛  
 یعنی:  $SI = 153/3 > 28$   $SII = 233 > 28$   $Save = (233 + 153/3) / 2 = 193/2 > 28$   
 ب ) مقطع بحرانی حد فاصل کیلومتر از 1+584 تا 1+600 بیشترین احتمال فرسایش هیدرولیکی را می‌تواند داشته باشد ولی سایر مقاطع در شرایط بکخواخت تحت فرسایش قرار خواهند گرفت .  
 نمودار (۳) خلاصه آماری پذیرش کیفی لاینینگ تونل انحراف (۱) را نشان می‌دهد .  
 حال ذکر این نکته ضروری است که طبق مطالعات و تحقیقات بعمل آمده در مجاری آبگذری ( از جمله تونلهای انحراف آب ) بحرانی ترین بخش از نظر فرسایش پذیری 50% اول طول تونل می‌باشد و با توجه به اینکه کیلومتر از 1+600 تا 1+810 در نیمه ی دوم طول تونل واقع شده . لذا اثر فرسایشی شدید حاصل از جریانات هیدرولیکی را نخواهد داشت .

### بخش پنجم : اشاره به تئوری کاویتاسیون از نقطه نظر نحوه فرسایش پذیری

بعد دیگر مسئله فرسایش پذیری تونلهای پوشش بتنی را می‌توان در تئوری حفره زایی یا کاویتاسیون جست و جو کرد .  
 به طور کلی ، در مجاری عبور جریان هیدرولیکی که سیستم هوادهمی در آنها تعبیه نشده است ، احتمال بروز پدیده ی حفره زایی وجود دارد . کاویتاسیون را می‌توان همان جوشش آب در دمای ثابت نام گذاری کرد ، چرا که جوشش آب تغییر فاز مایع آب به گاز با افزایش حرارت در فشار ثابت می‌باشد در صورتیکه کاویتاسیون تغییر فاز مایع آب به گاز با کاهش فشار در دمای ثابت می‌باشد .  
 طی این پدیده ، جریان هیدرولیکی با برخورد بازواند لاینینگ بتنی تونل که ایجاد سطوح ناصاف را بر روی پوشش میکنند ، تولید یک جریان تلاطمی را کرده که پروفیل هیدرولیکی این تلاطم با رسیدن به شرط ایجاد کاویتاسیون که در قبل ذکر شد ، موجب سایش و ایجاد نوعی خلاء مکنده بر روی سطح بتن میکند و بتن پشت زواند سطح را سائیده و گود خواهد کرد . در تونل انحراف آب سد کارون (۳) طی عملیات ترمیمی لاینینگ تا حد ممکن سعی بر هموار نمودن و بر طرف کردن سطوح زانده دار و ناصاف شده است . ولی در هر حال در محل اتصال بلوکهای بتن ریزی شده مجارو هم ایجاد جابجائی و ناصافی بتن اجتناب ناپذیر است .

## جمع بندی سخن

- با توجه به مطالب مشروحه مقاله ، جمع بندی وضعیت تونل و دیگر عوامل ذیمدخل در این باب تصریح میگردد:
- ۱) احتمال ایجاد حفره هایی تا عمق ۵ سانی متر و سطح مقطع حدود ۵۰ سانتی متر در انتهای دوره ای انحراف آب در دیواره های طرفینی تونل وجود دارد.
  - ۲) در مقاطع ترمیم شده توسط ملات ترمیمی ، احتمال فرسایش تا عمق ۱۵ سانتی متر وجود دارد.
  - ۳) در هندسه طراحی تونلهای آب بر با دوره بهره برداری بیش از ۳۶ ماه ترجیحاً از مقاطع نعل اسبی استفاده شود.
  - ۴) در تونلهای با کف افقی ، دور یا شیب عرضی در قوسهای افقی طولی لحاظ شود.
  - ۵) ویبراسیون کافی در حین بتن ریزی از عوامل بسیار موثر در افزایش عمر بهره برداری تونلهای آب بر است
  - ۶) محلهای ترمیم شده توسط فلات ترمیمی بطور نسبی فرسایش پیدا میکنند، لذا توصیه میشود محلهای مورد نظر دج بری شده و سپس توسط شاتکریت پر شود.
  - ۷) محلهای خروجی و ورودی آب در تونلها حتی الامکان بصورت فلزی در طولی متناسب پوشش شود.
  - ۸) بیشترین فرسایش در طول پروفیل طولی تونلهای قوسدار در جناح داخلی قوس پدید میاید لذا توصیه میشود مقاطع تونل در محدوده قوسها حتی الامکان با بتنهای میکروسیلیسی اجرا شود.
  - ۹) تزریقات شعاعی تونلهای آب بر نقش بسیار موثری در یکنواختی و کاهش قابل ملاحظه عمق سایش هیدرولیکی حاصل زا بار بستر یا جریان آب خواهد داشت .
  - ۱۰) فرسایش شدید پوشش بتنی که منجر به عریان سازی شبکه آرماتور بندی تونل میشود عمدتاً حاصل بار بستر میباشد ، لذا تونلهای آنگذری میبایست طوری طراحی شوند تا حتی الامکان در هیچ مقطع زمانی بصورت سیفون عمل نکنند.
- نتیجه آنکه با داشتن ۳ نمودار سن ، مقاومت ، عمق فیزیکی فرسایش که پس از اتمام دوره بهره برداری بدست میاید ، میتوان کلیه تمهیدات لازم در فاز مهندسی بهره برداری و نگهداری سیستمهای هیدرولیکی را برای کلیه تونلهای آب بر انجام داد

## مراجع و مأخذ

- 1-Kuperman , (1975) Improvements in diversion tunnel design , Moscow , CCCP
- 2 - USBR , (1982) , Concrete manual , U.S.A
- 3- USBR , (1979) , Small dams , U.S.A
- 4- USBR , (1988) , Design of concrete dams , U.S.A

**KARUN III D.P.***1st div. tunnel lining concrete***CONCRETE MIX DESIGN DATA**

<b>DATE:31-03-76</b>	<b>MIX CODE :D.T./MAIN</b>	<b>CLASS:B-350-37.5</b>
<b>DESIGN NO:1</b>	<b>CEMENT TYPE: (5) PORTLAND TEHRAN FIRM</b>	
<b>DESIGN STRENGTH:30 MPa</b>	<b>MATERIAL : NATURAL</b>	
<b>REMARK : MIX IS FOR LINING CONCRETE OF 1st div. TUNNEL</b>		

<b>COMPONENT MATERIALS</b>	<b>ABSOLUTE VOL.m<sup>3</sup></b>	<b>1.0 m<sup>3</sup> BATCH wt.kg</b>	<b>MISCELLANOUS</b>
<b>CEMENT</b>	0.11	350	[5] TEHRAN
<b>WATER</b>	0.175	175	SITE WELL WA.
<b>Air VOL. %</b>	0.012	1.20%	
<b>FINE AGG.</b>	0.283	760	NATURAL
<b>C.A 5-19</b>	0.23	620	NATURAL
<b>C.A 19-37.5</b>	0.19	520	NATURAL
<b>C.A 37.5-75</b>	-	-	
<b>Air, E AGENT</b>	as req'd	-	
<b>W.R.A.</b>	-	-	
<b>TOTAL</b>	1	2398	

Cementitious materials : 350 kg/m<sup>3</sup>

w/c ratio: 50 %

fly ash:nil %

Sand content : 40.0 % (of total agg.)

Design slump : 70-90 mm

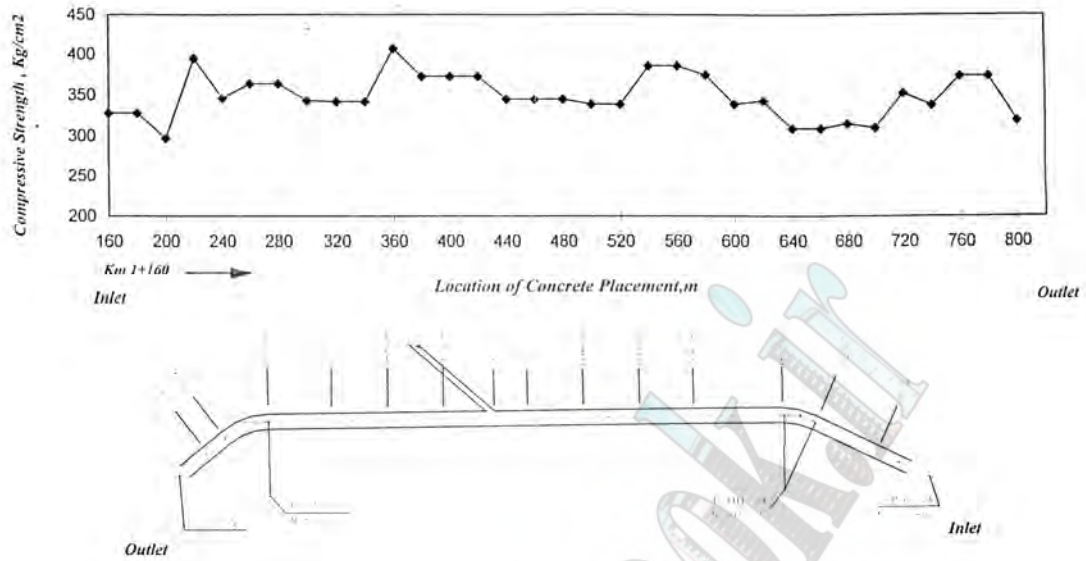
Design air content: 3 %

Sand F.M. (des.)=3.04

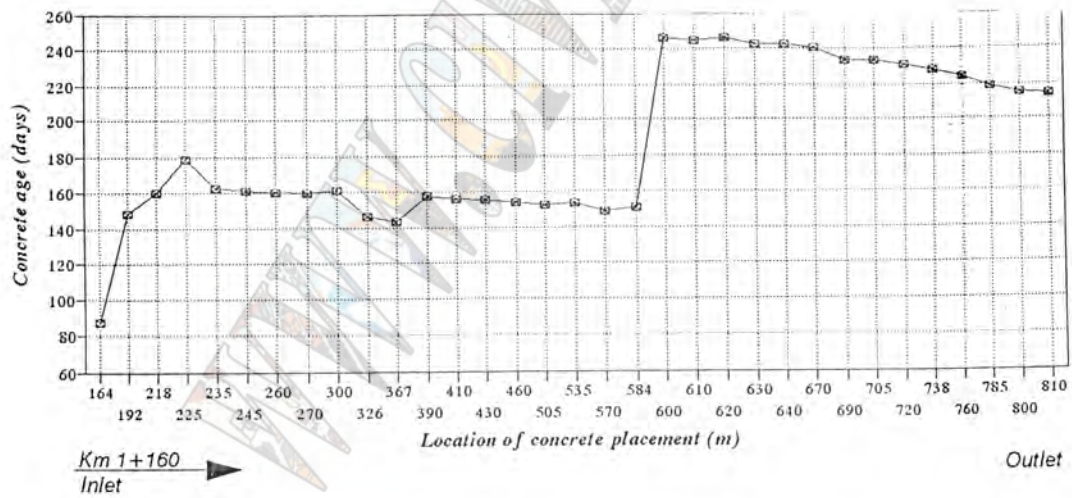
Maximum size aggregate (M.S.A) = 37.5 mm

**Relative density (bulk SSD)**Relative density (bulk SSD) of coarse aggregate (19 -37.5mm) : 2737 kg/m<sup>3</sup>Relative density (bulk SSD) of coarse aggregate (5 -19mm) : 2696 kg/m<sup>3</sup>Relative density (bulk SSD) of fine aggregate (0 -5mm) : 2685 kg/m<sup>3</sup>**Rodded bulk density**Rodded bulk density of coarse aggregate (19 -37.5mm) : 1687 kg/m<sup>3</sup>Rodded bulk density of coarse aggregate (5 -19mm) : 1647 kg/m<sup>3</sup>Rodded bulk density of fine aggregate (0 -5mm) : 1580 kg/m<sup>3</sup>

جدول ۱: طرح اختلاط بتن در تونل انحراف آب شماره (۱) سد کارون

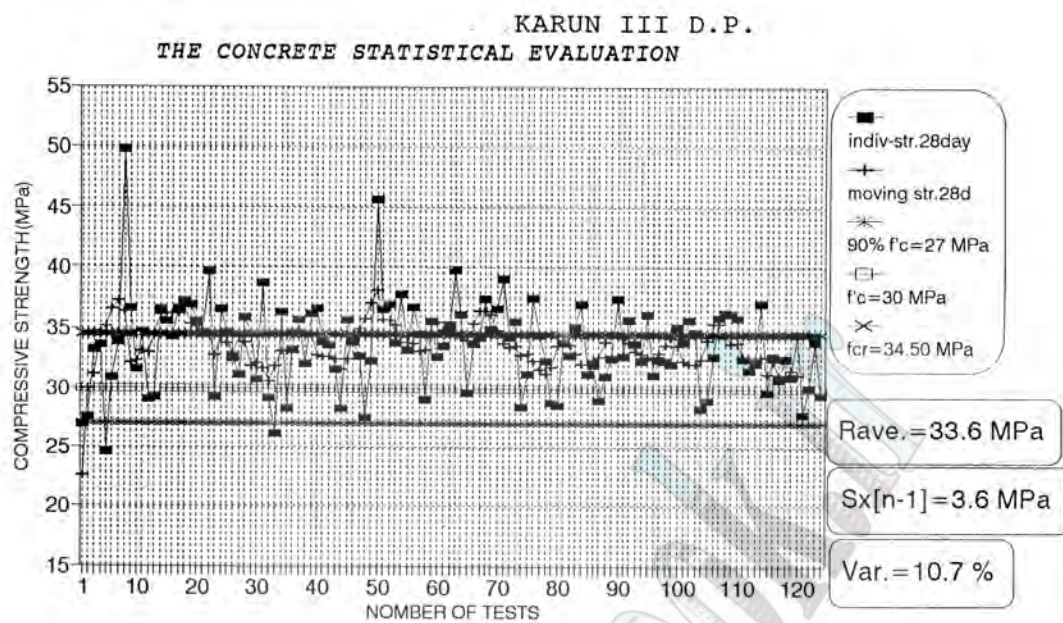


نمودار ۱: میزان مقاومت فشاری نمونه های اخذ شده از مقاطع کف تونل انحراف آب شماره ۱ نسبت به پروفیل طولی تونل



نمودار ۲: سن بتن اجرا شده در تونل انحراف شماره (۱) نسبت به پروفیل طولی تونل





نمودار ۳: خلاصه آماری پذیرش کیفی بتن لاینینگ تونل انحراف آب شماره (۱) سد کارون ۳



# بررسی مسائل هیدرولیکی و مقایسه مشخصات فیزیکی و هیدرولیکی مجاری تحت فشار (تخلیه کننده تحتانی) سدها در ایران

امیر خسروجردی<sup>۱</sup>

محمد رضا کاویانپور<sup>۲</sup>

## چکیده:

مجرای تخلیه کننده تحتانی یکی از ابنیه های هیدرولیکی مهم یک سد میباشد. بدلیل اهمیتی که این سازه ها دارند و بلحاظ سرعت زیاد جریان (بخصوص درمحل قرارگیری دریچه) و همچنین عدم اطلاعات کافی در زمینه عملکرد مناسب هیدرولیکی آنها، انجام تحقیقات و بررسیهای بیشتری در این زمینه احساس میگردد. این مقاله با بررسی هفت مجرای تحتانی در ایران، ضمن معرفی و مقایسه این طرح ها از نظر پارامترهای هیدرولیکی و فیزیکی، عملکرد هیدرولیکی آنها و روشهای توصیه شده جهت بهبود آنها را مورد بحث و بررسی قرار می دهد. مشکلاتی که از جنبه هیدرولیکی گریبانگیر این طرح ها میگردد، شامل: ۱- برخورد جت آب خروجی از دریچه به دیوارها و سقف پائین دست، ۲- عدم تطابق دبی عبوری مورد نظر در طراحی با دبی عبوری واقعی، ۳- ارتعاش مخرب دریچه سرویس بر اثر عملکرد توام دریچه سرویس و دریچه اضطراری، ۴- رخداد پدیده کاویتاسیون در محدوده جلو دریچه سرویس و در صورت عملکرد توام دو دریچه سرویس و اضطراری، ۵- وقوع پدیده کاویتاسیون در محدوده بین دو دریچه، ۶- خیزش آب در قسمتی از مجرای پائین دست دریچه که دارای محور قوسدار میباشد.

<sup>۱</sup> دانشجوی مقطع دکترای Ph.D. در رشته ساختمانهای انتقال و توزیع آب، عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد علوم و

تحقیقات تهران، عضو پیوسته کمیته ملی سدهای بزرگ ایران

<sup>۲</sup> استاد یار دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی، عضو پیوسته کمیته ملی سدهای بزرگ ایران

**مقدمه [۲]:**

مجاری تخلیه کننده شامل ملحقاتی مانند ورودی، مجرای تونل در بالادست دریاچه، دریاچه اضطراری، دریاچه سرویس، مجرای تونل در پائین دست دریاچه، تبدیل ها و در انتها، حوضچه آرامش، میباشند.

مقاله حاضر با تاکید بر جریان در نواحی دریاچه و مقداری از ناحیه تونل بالادست و پائین دست دریاچه، به بررسی برخی پارامترهای هیدرولیکی و مسائل آن پرداخته است. بعلاوه ایجاد فشرده‌گی در جریان و بروز سرعت بالا در منطقه دریاچه، بیشترین توجه در محدوده دریاچه صورت میگیرد. عمدتاً جریان از دو طریق میتواند به پائین دست دریاچه انتقال مییابد، ۱- دبی عبوری از زیر دریاچه که قسمت اعظم جریان عبوری است و ۲- دبی عبوری از روی دریاچه. به دلیل مجزا شدن جریان وجود دو مسیر فوق، در آنالیز نیروهای هیدرولیکی دریاچه، نیروی پائین کشنده یا بالا کشنده نیز ایجاد میگردند. پارامترهای هیدرولیکی نقش مهمی در طراحی ابنیه های تخلیه کننده تحتانی دارند. بطوری که یک طرح مناسب وقتی است که جریان، بدون هیچ گونه مسئله ای و با یقین دبی مورد دلخواه طراح در حالی که مسائل اقتصادی نیز در نظر گرفته میشود، بتواند از مجرا عبور نماید. در مطالعه فوق با بررسی پارامترهای هندسی و هیدرولیکی به بعضی از مسائلی که همواره گریبانگیر این طرح ها میباشند، پرداخته شده است.

مطالعات فوق حاصل انداز گیریهای مدل هیدرولیکی هفت طرح تخلیه کننده (یا تونل آب بر نیروگاه) سد داخلی است که مربوط به سدهای کوثر، کرخه، جره، تبارک آباد و گیلانغرب، ایلام و دشت عباس میباشند. مدلهای فوق در مرکز تحقیقات آب (وابسته به وزارت نیرو) بررسی گردید که در اینجا جا دارد از زحمات کشان این مرکز بخصوص گروه های ابزار دقیق و سازهای هیدرولیکی این مرکز کمال قدر دانی بعمل آید. مطالب مقاله در چهار قسمت (۱- پارامترهای هندسی و هیدرولیکی، ۲- کاویتاسیون، ۳- ارتعاش و ۴- نتیجه گیری) ارائه میگردد.

**معرفی پارامترهای هندسی و هیدرولیکی:**

پارامترهای مورد بررسی در تخلیه کننده های مورد بررسی در این تحقیق شامل پارامترهای هندسی و پارامترهای هیدرولیکی شامل سرعت، دبی عبوری از مجرا، هد بالا دست دریاچه، پروفیل سطح آب و فشار میباشند.

**۱- پارامترهای هندسی [۵،۶،۷،۸،۹،۱۰،۱۱]:**

- در مجاری تحتانی، ابعاد هندسی بر اساس هیدرولیک مجرا، سازه و مسائل بهره برداری، متفاوت میباشند.
- انتخاب ابعاد هندسی مناسب یک مجرای تحتانی نقش مستقیم در عملکرد آن دارد و لذا تامین شرایط زیر باید مد نظر قرار گیرد:
- ظرفیت تخلیه مجرا نیازهای طراحی را تامین نماید.
  - در مجرای بالا دست دریاچه جریان تحت فشار و در پائین دست دریاچه جریان بصورت آزاد عمل نماید.
  - حداقل مکان در مجرای پائین دست دریاچه، از برخورد های جریان آب به سقف مجرا جلوگیری گردد.
  - مجرا و تجهیزات آن تحمل فشارهای طراحی را داشته باشد.
  - سازه دریاچه اقتصادی و ارزان باشد.
  - در عملکردهای مختلف دریاچه ها، از بروز خطر کاویتاسیون در نقاط مختلف و ارتعاش دریاچه در امان باشد.
  - اجزاء بالا در دریاچه ها بر نیروهای نامتوازن هیدرولیکی و اصطکاک غلبه نماید.
- جدول (۱) ابعاد هندسی طرحهای مذکور نشان داده شده است.
- طبق جدول فوق بلحاظ هیدرولیکی، عمده اصلاحاتی که معمولاً بعد از طراحی بر اساس مطالعات مدل هیدرولیکی، ممکن است انجام گیرد عبارتند از: تعیین مکان بهینه هواده، پله دادن بعد از دریاچه سرویس بمنظور هوادهی بهتر جت، تغییر زاویه باز شدگی در قسمت قبل از دریاچه، تعبیه سازه انحراف در ناحیه سقف در بعد از دریاچه، تغییر ابعاد دریاچه بلحاظ دبی عبوری مورد نظر و تبدیل قبل از مجرای دریاچه.

## ۲- پارامترهای هیدرولیکی:

### ۲-۱- سرعت جریان:

سرعت از پارامترهای مهمی بوده که علاوه بر تعیین الگوی جریان، در بررسی وقوع پدیده خلاء زائی، لرزش و غیره مورد استفاده می‌باشد.

با توجه به سرعت بسیار زیاد جریان از زیر دریچه، عدد رینولدز در زیر دریچه  $Re = 2.d.v/v$ ، از ۱۰۰۰۰۰ بیشتر می‌گردد بنابراین اثر لزجت را میتوان نادیده گرفت لذا در مطالعات مدل هیدرولیکی، برای تحقق تشابه دینامیکی از عدد رینولدز استفاده نمیشود بلکه این امر تنها بر اساس عدد فرود صورت می‌گیرد که عملیتر نیز میباشد [۲].  $d$ : ضخامت جت زیر دریچه،  $v$ : سرعت زیر دریچه،  $v$ : لزجت.

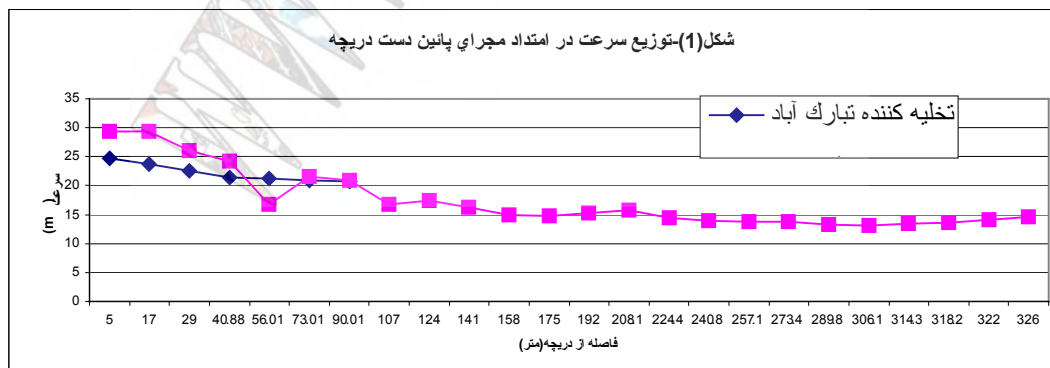
در غالب اندازه گیری های سرعت، دو طرح زیر مورد مطالعه مدلی قرار گرفت.

### الف مجرای تخلیه کننده تحتانی سد گیلانغرب: [5]

حد اکثر سرعت جریان در محدوده پائین دست دریچه برابر ۲۹ متر بر ثانیه اندازه گیری شد که در شرایط باز شدگی کامل دریچه ها و هد پشت دریچه، ۴۷ متر و در شرایط دبی عبوری ۴۸/۵۹ متر مکعب بر ثانیه، اتفاق می افتد. اندیس کاویتاسیون در محل وقوع سرعت ماکزیمم بین ۰/۲ تا ۰/۲۵ است که در مرز وقوع خلاء زائی قرار دارد. مطابق اندازه گیریها سرعت جریان بتدریج از جلو دریچه تا انتهای پائین دست تونل سیر نزولی دارد.

### ب- مجرای تخلیه کننده تحتانی سد تبارک آباد: [7]

با اندازه گیری سرعت در هفت نقطه بعد از دریچه سرویس حداکثر سرعت معادل ۲۴/۷۴ متر بر ثانیه، کمی بعد از دریچه سرویس اتفاق می افتد و این در شرایطی است که هد پشت دریچه برابر ۴۰/۸ متر و دبی عبوری ۴۸ متر مکعب بر ثانیه میباشد. با توجه به این نکته، که معمولاً در شرایط وقوع جریان با سرعت بیش از ۲۰ متر بر ثانیه که در نقطه ای از مسیر اتفاق می افتد، امکان وقوع پدیده کاویتاسیون باید مد نظر قرار گیرد [4]، لذا در دو طرح فوق برای مقابله با این پدیده از هوا ده استفاده شده است. همچنین در هر دو طرح بعد از دریچه روند نزولی سرعت مشاهده میگردد. ولی این تغییرات در مجرای تحتانی سد تبارک آباد ملایم تر میباشد.



## ۲-۲-دبی عبوری از مجرا [5,6,8,9]

طبق بررسی های بعمل آمده از مدل هیدرولیکی ، میزان دبی عبوری از مجرای تونل بستگی به عوامل زیر دارد:

- میزان باز شدگی دریچه ، بطوریکه با افزایش میزان باز شدگی آن دبی افزایش میابد.
- میزان هد پشت دریچه که ناشی از ارتفاع آب مخزن می باشد.
- ابعاد دریچه و مقطع مجرای دریچه، با افزایش ابعاد فوق دبی نیز افزایش میابد.
- افت انرژی در مسیر جریان ، بطوریکه هر قدر افت انرژی را بتوان در طول مسیر کاهش داد (مثلا استفاده از تبدیلات ملایم در مسیر جریان و یا با ایجاد سازه هائی در مسیر جریان جهت تسهیل عبور سیال ) ، دبی افزایش میابد.

با توجه به نتایج بدست آمده از مدل مجاری تحتانی سد های گیلانغرب، ایلام ، کرخه (مجرای آب بر) و کوثر، عوامل موثر بر دبی عبوری در جدول (۲) ارائه گردیده است.

نام طرح	دبی اندازه گیری شده (m <sup>3</sup> /s)	ارتفاع سطح آب مخزن نسبت به کف مجرای دریچه (هد انرژی) (m)	افت انرژی تا محل دریچه (متر) (m)	میزان باز شدگی دریچه (%)	ابعاد دریچه (متر×متر)	ملاحظات
تخلیه کننده تحتانی سد گیلانغرب	30.70	13.2	1.9	100	1.4×1.7	ساین ارقام ناشی از اندازه گیریهای بعد از اصلاح مدل می باشد
	40.23	23.2	4.5	100	1.4×1.7	
	46.86	33.2	8.6	100	1.4×1.7	
	55.83	43.2	9.9	100	1.4×1.7	
	59.48	47	7.8	100	1.4×1.7	
	39.52	47	-	75	1.4×1.7	
	24.1	47	-	50	1.4×1.7	
	12	47	-	25	1.4×1.7	
اندازه گیریها قبل از اصلاح ابعاد دریچه	94.81	47	-	100	1.6×2	
	81.03	47	-	75	1.6×2	
	47.49	47	-	50	1.6×2	
	34.2	47	-	25	1.6×2	
تخلیه کننده تحتانی سد ایلام	10.05	57	-	20	1.6×1.3	دریچه اضطراری کاملا باز و دریچه سرویس دارای باز شدگی متغییر
	19.9	57	-	40	1.6×1.3	
	29.96	57	-	60	1.6×1.3	
	41.88	57	-	80	1.6×1.3	
	52.86	57	-	100	1.6×1.3	
	5.74	10	-	20	2×2.5	
	12.1	10	-	40	2×2.5	

دریچه اضطراری کاملاً باز و دریچه سرویس دارای بازشدگی متغیر - حد اکثر دبی اندازه گیری ۳۵ متر مکعب بر ثانیه	2×2.5	60	-	10	19.61	تخلیه کننده تحتانی سد کوثر		
	2×2.5	80	-	10	31.76			
	2×2.5	83	-	10	35			
	2×2.5	10	-	30	6.93			
	2×2.5	20	-	30	15.02			
	2×2.5	30	-	30	24.05			
	2×2.5	41	-	30	35			
	2×2.5	10	-	50	9.72			
	2×2.5	20	-	50	20.4			
	2×2.5	32	-	50	35			
	2×2.5	10	-	75.75	12.3			
	2×2.5	20	-	75.75	26.17			
	2×2.5	26	-	75.75	35			
	هد بالا دست دریچه بر اساس حد اکثر تراز مخزن	8.5×4.8	100	-	64		175	تونل آب بر نیروگاه سد کرخه

جدول (۲) - عوامل موثر بر دبی عبوری از مجرا در طرح های مختلف

## ۳-۲ هد انرژی: [5,6,7,8,9,11]

همانطور که در قسمت پیشین به آن اشاره گردید، یکی از عوامل برقراری جریان در مجرای تونل وجود هد انرژی (هد)، ناشی از تجمع آب مخزن سد است بطوریکه هراندازه مقدار فوق بلحاظ ارتفاع سطح آب مخزن زیاد باشد جریان بیشتری از تونل عبور مینماید. در طول مسیر جریان، هد ناشی از سطح آب مخزن، بجهت اتلاف انرژی کاهش میابد، بطوری که میزان افت انرژی به الگوی جریان و افت انرژی بستگی دارد. معمولاً افت انرژی برای دبیهای بزرگتر، افزایش میابد، بعنوان مثال در طرح تخلیه کننده سد گیلانغرب برای دبی ۳۰/۷ متر مکعب بر ثانیه و هد مخزن ۱۳/۲ متر، افت انرژی تا قبل از دریچه معادل ۱/۹ متر اندازه گیری گردید. و این در حالیست که طرح فوق در دبی ۵۵/۸۳ متر مکعب بر ثانیه (هد ۴۳/۲ متر) افت انرژی برابر ۹/۹ متر را نشان داد. بنابراین با توجه به اینکه در برخی مواقع افت انرژی قابل ملاحظه میباشد، شکل هندسی مجرا در مسیر جریان بایستی بهینه گردد.

## ۴-۲ عمق جریان:

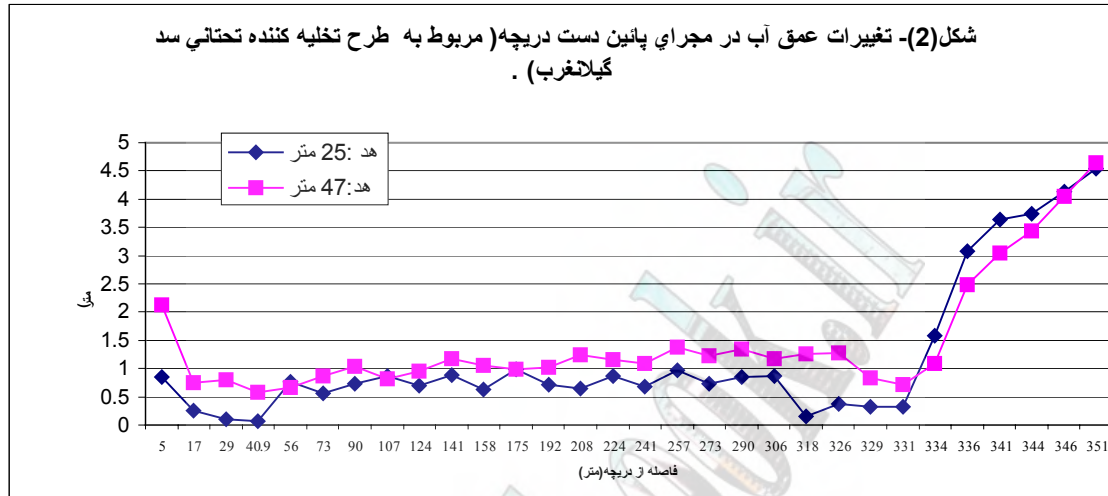
مطالعات انجام گرفته روی مدل‌های هیدرولیکی نشان دهنده جریان تحت فشار قبل دریچه و آزاد بعد از دریچه میباشد. لذا پروفیل سطح آب در سراسر مجرا حدالامکان بایستی به سقف برخورد نماید. همچنین در صورت نامتقارن بودن سطح آب و نوسانات شدید آن، مخصوصاً در انتهای مجرا، کارائی مطلوب حوضچه آرامش کاهش خواهد یافت. لذا بررسی پروفیل سطح آب در بهینه سازی مجرا نقش مهمی دارد. در زیر به بررسی دو طرح تخلیه کننده تحتانی (سد تبارک آباد و سد گیلانغرب) میپردازیم.

## الف - تخلیه کننده تحتانی سد گیلان غرب: [5]

اندازه گیری عمق آب در مدل هیدرولیکی فوق، در ۲۰ نقطه در امتداد تونل بعد از دریچه انجام گرفت. در تراز نرمال سطح آب مخزن (هد ۴۷ متر)، جت آب خروجی از دریچه، به سقف و دیواره های مجرا پائین دست برخورد مینماید. همچنین پس از رسیدن جریان به قسمت قوسی شکل تونل، شاهد خیزش جریان بروی دیواره تونل و تا سقف میباشیم. البته مسئله فوق در مسیرهای قوسی،

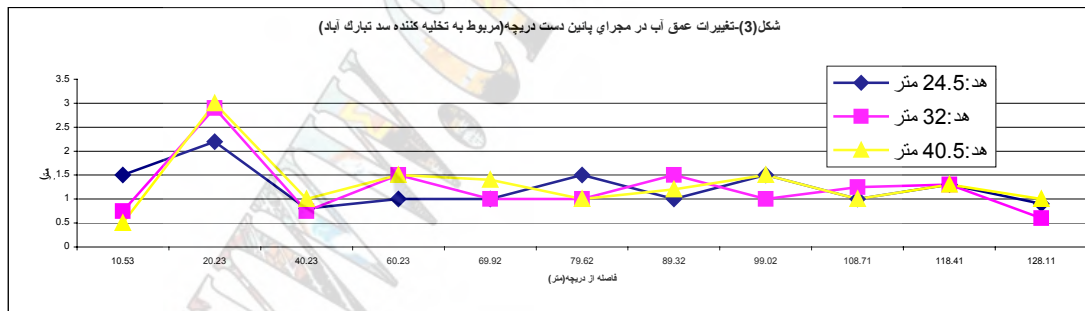


بدلیل وجود نیروی گریز از مرکز امری اجتناب ناپذیر در طرح اصلاحی بوده، عدم برخورد جت خروجی دریاچه بسقف تونل، نشان دهنده عملکرد موفق طرح میباشد. این اصلاح شامل تغییر بر روی ناحیه ای از مجرا که در مسیر جت خروجی واقع میشود، است. شکل (۲) پروفیل سطح آب در بعد از دریاچه را برای هد ۴۷ و ۲۸ متر نشان میدهد. پروفیل ارتفاع اندازه گیری شده فوق مربوط به بعد از اصلاح میباشد.



### ب- تخلیه کننده تحتانی سد تبارک آباد: [7]

عمق آب در طول مجرای بعد از دریاچه در ۱۱ نقطه، اندازه گیری گردید. نتایج اندازه گیری فوق در سه هد: ۴۰/۵، ۲۴/۵ و ۳۲ متر مطابق شکل (۳) نشان داده شده است. در فاصله حدود ۱۰ متری پائین دست دریاچه، جت خروجی از دریاچه (دریاچه در حالت کاملاً باز)، جریان نا آرام و آشفته ای را در تونل بوجود آورده، بطوریکه سطح آب در طرفین دیواره تونل بطور متقارن افزایش می یابد.



### ۵-۲- فشار [5,6,7,9,10,11]:

اندازه گیری فشار یکی از مهمترین بخش مطالعات مدلی را تشکیل میدهد چنانچه بررسی وقوع کاویتاسیون، ارتعاش، نیروهای وارد بر دریاچه و افت انرژی در مسیر جریان را ممکن می سازد. وقوع فشار منفی بخصوص در ناحیه زیر دریاچه و شیارهای دریاچه باعث خداد پدیده کاویتاسیون میگردد. شکل (۴) روند تغییرات فشار در طول مجرا برای طرحهای مختلف مورد مطالعه را نشان میدهد. جدول (۳)، به شناسایی فشارهای بحرانی و عواقب ناشی از آن در عملکرد مجرا میپردازد، همچنین این جدول حاکی از آن است که عمدتاً در فشارهای بسیار پائین مشکلات ناشی از بروز کاویتاسیون و ارتعاش وجود دارد که بنابراین برای مرتفع ساختن آن تمهیدات لازم باید در نظر گرفته شود.

نام طرح	حد اقل فشار (متر)	محل وقوع حداقل فشار	وضعیت مجرا	بررسی ارتعاش (در حالت عملکرد توام دو دریچه)	بررسی کاویتاسیون
تخلیه کننده سد گیلانغرب	-0.55	در فاصله ۱۳ متری بعد از دریچه	باین اندازه گیری قبل از اصلاح (بازشدگی در ناحیه بعد از دریچه) صورت پذیرفت. - بازشدگی دریچه ۱۰۰ درصد. - دبی ۵۹/۴۸ (m <sup>3</sup> /s)	—	ضریب کاویتاسیون در این منطقه بین ۰/۲ تا ۰/۲۵ برای اطمینان از عدم بروز کاویتاسیون در منطقه فوق بهتر است این ناحیه پوشش دار گردد
تخلیه کننده سد تبارک آباد	-0.37	در فاصله ۵۵/۴۱ متری بعد از دریچه	- اندازه گیری در بازشدگی ۱۰۰ درصد - دبی ۴۸ (m <sup>3</sup> /s)	—	ضریب کاویتاسیون در این منطقه ۰/۳۸ می باشد بنابراین بروز کاویتاسیون منتفی است
تخلیه کننده سد جره	قابل توجه	جلو دریچه سرویس	- بازشدگیهای دریچه سرویس از ۹۲ تا ۹۶ درصد - اندازه گیری قبل از اصلاح	برای حالت لبه دریچه اریب دار ۴۵ درجه اتفاق نمی افتد.	وقوع کاویتاسیون در جلو دریچه در حد بحرانی است.
تخلیه کننده دشت عباس	بدون فشار منفی	-	بازشدگیهای دریچه از ۷۰ تا ۱۰۰ درصد	—	در تمام نقاط ضریب کاویتاسیون از ۰/۳۴ کمتر نگردید بنابراین امکان وقوع کاویتاسیون منتفی است
تخلیه کننده سد ایلام	قابل توجه	بین دو دریچه و در ناحیه شیارهای دریچه	- بازشدگیهای دریچه سرویس شامل ۲۵، ۵۰، ۷۵ درصد قبل از اصلاح	وقوع ارتعاش بروی دریچه سرویس . برای بر طرف کردن آن از دو مجرای هواده استفاده شده که مطلوب بوده است.	وقوع کاویتاسیون ، هنگام عملکرد توام دو دریچه حتمی است. برای رفع مشکل کاویتاسیون استفاده از دو هواده (جهت افزایش فشار) واقع در بین دو دریچه سرویس و اضطراری پیشنهاد گردید
تونل آب بر نیروگاه سد کرخه	بدون فشار منفی	-	در بازشدگیهای ۱۰۰ درصد دریچه	بدون هیچ ارتعاش.	هنگام عملکرد دو دریچه، کاویتاسیون منتفی است.

جدول (۳) - مشخصات نقاط بحرانی فشار برای چند طرح مورد مطالعه ناشی از مدل هیدرولیکی.

### ۶-۲- نیروهای وارد بر دریچه [۶، ۱۰]:

در مجاری تحتانی، جریان علاوه بر اینکه از زیر دریچه میگذرد، امکان عبور از بالای دریچه را نیز خواهد داشت، اما سرعت عبوری جریان از زیر دریچه نسبت به سرعت جریان از بالای دریچه بسیار بیشتر می باشد. وجود جریانهای فوق، باعث نامتوازن شدن فشار هیدروستاتیک بر پایین و بالای دریچه و ایجاد نیروی قائمی تحت عنوان نیروی پایین کشنده<sup>۱</sup> (برایند نیروهای فشاری وارد بر بالا و پایین دریچه، رو به بالا است) و یا نیروی بالا برنده<sup>۲</sup> (برآیند نیروهای فشاری وارد بر بالا و پایین لبه دریچه، روبه پائین است)، مینماید. مقدار نیروی برآیند از رابطه زیر قابل محاسبه می باشد.

$$F = (K_t - K_b) \cdot B \cdot d \cdot \rho \cdot V^2 / 2$$

Down pull Force<sup>-1</sup>  
Uplift Force<sup>-2</sup>

که در آن:

F: نیروی بالا برنده (یا پائین کشنده)

Kt: ضریب نیرو در قسمت فوقانی دریچه

Kb: ضریب نیرو در قسمت تحتانی دریچه

B: عرض دریچه

d: ضخامت دریچه

p: جرم مخصوص آب

V: سرعت جت فشرده از زیر دریچه فاکتورهای زیر میباشد:

عمدتا نیروی بالا برنده (یا پائین کشنده) تابع فاکتورهای زیر میباشد [6]:

۱- وضعیت بالا دست و پائین دست جریان

۲- نحوه آب بندی دریچه و شکافی که دریچه در آن می لغزد

۳- درصد باز شدگی دریچه

۴- نسبت ارتفاع کانال به ضخامت دریچه

۵- شعاع انحناء لبه دریچه

بنابراین شرایط هندسی و هیدرولیکی مجرا، نقش مهمی در مقدار این نیرو خواهد داشت.

نیروهای قائم وارد بر دریچه شامل نیروی بالا برنده (یا پائین کشنده)، نیروی اصطکاک در برابر حرکت دریچه و وزن میباشد. در دریچه های با جریان رو گذر، سرعت باز بسته شدن دریچه اثر قابل ملاحظه ای بر نیروی بالا برنده (یا پائین کشنده) دارد. هر چند حرکت دریچه نسبت به سرعت جریان و تغییرات الگوی جریان در زیر دریچه ناچیز میباشد. ولی شرایط جریان در قسمت فوقانی دریچه و هنگام حرکت آن دارای تغییرات قابل ملاحظه ای میباشد و بنابراین عدم توجه به سرعت حرکت دریچه نتایج مطالعات را با خطا مواجه میگرداند [1].

طبق بررسی بعمل آمده از طریق آزمایش مدل هیدرولیک در مورد دو دریچه سد جره و سد کرخه مطالعات فوق بعمل آمد بطوری که نتایج آن در دو حالت حرکت دریچه و عدم حرکت دریچه بصورت زیر میباشد:

### الف - دریچه بدون حرکت:

- طبق مطالعات انجام گرفته بر روی دریچه مجرای تخلیه کننده تحتانی سد جره، نیروی پائین کشنده تا باز شدگی حدود ۵۰٪، افزایش مییابد. در باز شدگی ۸۵٪ نیرو بصورت پائین کشنده میباشد.

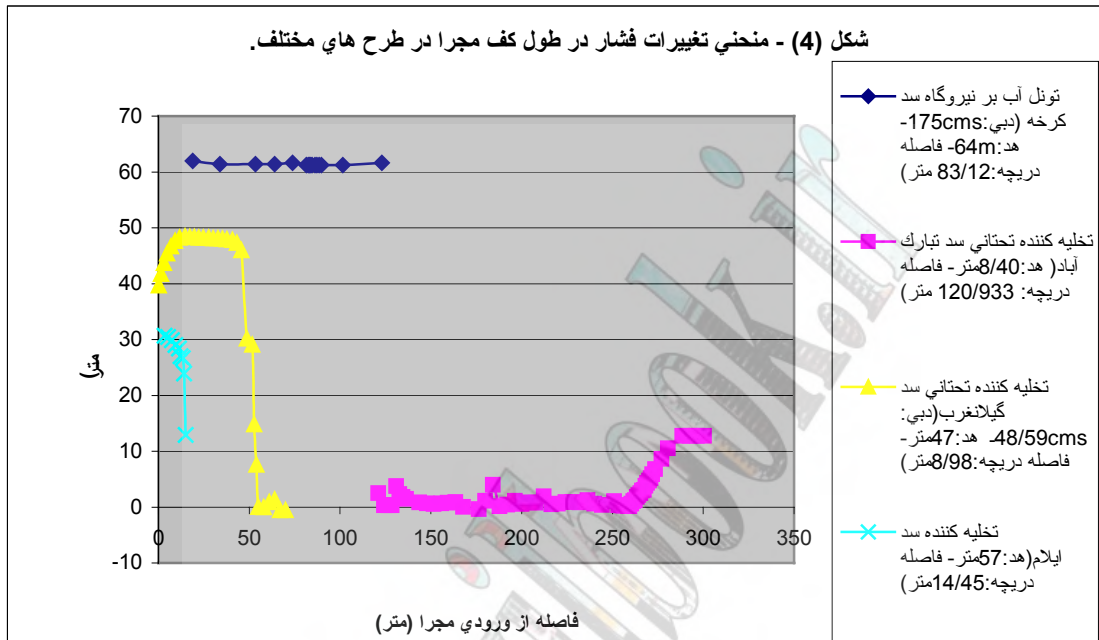
مطالعات در مورد دریچه تونل آب بر نیروگاه سد کرخه (دبی ۱۲۵ m<sup>3</sup>/s) نشان میدهد که نیروی بالا برنده بر دریچه حاکم بوده و با افزایش باز شدگی دریچه، نیروی بالا کشنده افزایش میابد، ولی برای دبیهای بیشتر، در ابتدای باز شدگی، نیرو پائین کشنده و سپس نیرو بالا برنده حاکم است، بعنوان نمونه، برای دبی ثابت ۳۴۳/۷۷ cms، تا باز شدگی حدود ۱۷ درصد نیروی پائین برنده بر دریچه حاکم بوده و در باز شدگیهای بیشتر از ۱۷ درصد، نیروی بالا برنده حاکم است.

- در تونل آب بر نیروگاه سد کرخه، در دبی ۳۴۳/۷۷ cms، تا باز شدگی ۱۰٪ نیروی پائین کشنده افزایش و سپس در باز شدگیهای ۱۰٪ تا ۱۷٪، نیروی پائین کشنده کاهش و به صفر میرسد. از باز شدگی ۱۷٪ تا ۴۰٪ نیروی بالا برنده حاکم بوده که بتدریج با افزایش باز شدگی در این محدوده، نیروی بالا برنده افزایش می یابد، از باز شدگیهای ۴۰٪ تا ۱۰۰٪، نیروی بالا برنده با تغییرات کمتری افزایش می یابد. روند فوق در مورد دبیهای ۱۸۷،۲۵۰ و ۳۱۲،۵ متر مکعب بر ثانیه نیز صادق است، بطوریکه میزان باز شدگی در روند تغییرات متفاوت است.

این نتایج ناشی از مطالعات دو طرح فوق حاصل میگردد:

- در درصدهای باز شدگی کمتر، با افزایش دبی، نیروی پائین کشنده افزایش می یابد.

- با افزایش دبی تا درصد های بیشتری از بازشدگی دریچه ، نیروی پائین کشنده بر دریچه حاکم است.
- برای یک دبی ثابت ، با افزایش درصد بازشدگی دریچه ، در ابتدای بازشدگی نیروی پائین کشنده افزایش و سپس کاهش می یابد، تا اینکه نیروی پائین کشنده صفر و از آنجا، نیروی بالاکننده حاکم گردد.



### ب- دریچه در حال بسته شدن:

روند تغییرات نیروهای بالا برنده و پائین برنده در بازشدگی های مختلف ، با روند تغییرات حالت قبل مشابه بوده ولی نقاط ماکزیمم و مینیمم اندکی تفاوت دارد.

- طبق ، آزمایش مدل هیدرولیکی طرح دریچه تونل آب بر نیروگاه کرخه ، با افزایش سرعت بسته شدن دریچه (از  $1 \text{ m/min}$  به  $2/2 \text{ m/min}$ ) ، محدوده نیروی پائین کشنده گسترده تر و مقدار آن افزایش می یابد.

- در درصد های باز شدگی کمتر (کمتر از  $10\%$  تا  $15\%$ ) با افزایش دبی ، نیروی پائین کشنده افزایش می یابد.

از نتایج مندرج در دو حالت از بررسی دریچه ذکر شده (الف و ب)، میتوان اثر بسنه شدن دریچه در مقدار نیروی بالا برنده (یا پائین کشنده) را استنباط نمود که مورد تأیید مرجع [2]، نیز میباشد.

### کاویتاسیون [5,7]:

در سازه هیدرولیکی که در معرض سرعت های بالی جریان میباشند، هرگاه فشار از مقدار فشار بخار آب (Pv) کمتر شود، حباب های بخار بوجود می آید. حبابها بهمراه جریان حرکت نموده و پس از رسیدن به محل پر فشار منفجر شده و باعث جریان تخریبی میگردد. در ابتدای تخریب ، روی بستر بتن بتدریج ناهمواری های ثانویه ایجاد شده ، موجب جدائی بیشتر جریان میشود بطوریکه صدمات ناشی از آن توسعه می یابد. با تکرار این فرآیند، بعد از مدتی ، تخریب تا عمق چند متر نیز ادامه میابد ، در این صورت خسارت وارد بر سازه اساسی خواهد بود. بروز پدیده فوق را کاویتاسیون نامند.

سه عمل مهم در بروز پدیده فوق عبارتند از سرعت زیاد جریان، فشار کم و ناهمواری سطوح مقدار اندیس کاویتاسیون<sup>۱</sup>، معیاری است جهت پیشبینی رخداد کاویتاسیون بطوریکه مقدار آن از رابطه زیر بدست می آید:

$$\delta = (P - P_v) / (0.5 \rho v^2)$$

$\delta$ : ضریب کاویتاسیون، P: فشار در نقطه مورد بررسی،  $P_v$ : فشار بخار آب،  $\rho$ : جرم حجمی آب و  $v$  سرعت جریان در نقطه مذکور میباشد.

هرگاه اندیس کاویتاسیون از مقدار بحرانی کمتر شود احتمال وقوع پدیده کاویتاسیون وجود دارد. مقدار بحرانی فوق بستگی به موقعیت، شکل و ناهمواری روی سطح در نقطه مورد بررسی دارد. معمولاً با توجه به آنکه در سازه های هیدرولیکی، بتن بکار برده میشود، ناهمواری ها دارای شیب ۲۰:۱ (نسبت ارتفاع ناهمواری به طول آن) است. ضریب کاویتاسیون بحرانی برای شیب خلاف جریان ناهمواری ۰/۲ و برای شیب موافق جریان، ۰/۲۵ در نظر گرفته میشود.

یکی از طرق جلوگیری از پدیده مخرب کاویتاسیون، تزریق هوای کافی در قسمتهای مورد تهدید میباشد، لذا در صورت عدم برقراری جریان هوای کافی در منطقه مورد خطر (از نظر کاویتاسیون)، با تعبیه هواده، هوای کافی، تزریق تا فشار افزایش می یابد. مطالعات مدلی در مورد چند طرح مذکور نشان میدهد تعبیه هواده در منطقه خطر کاویتاسیون، کارساز میباشد. در مجرای تحتانی، مناطقی که بیشتر در معرض خطر کاویتاسیون میباشند، در قسمت جلو دریچه سرویس و مابین دو دریچه سرویس و اضطراری (در صورت عملکرد توام دریچه ها) واقع میباشند. شیار های دریچه که یک سطح ناهموار در مقابل جریان را ایجاد مینماید، در معرض خطر کاویتاسیون قرار خواهد داشت. لذا در عمل مجرای هواده بعد از دریچه سرویس و بین دو دریچه قرار می گیرد. علاوه بر این، با ایجاد پله بعد از دریچه سرویس جت خروجی از دریچه در تماس بیشتر هوا قرار می گیرد. طراحی بهینه قطر و محل لوله عمدتاً از مطالعات مدل هیدرولیکی حاصل میگردد بطوریکه قطر هواده از طریق زیر در مدل بدست می آید:

ابتدا با نصب لوله هواده در منطقه مورد بررسی، که بواسطه آن شاهد بهبود وضعیت هوادهی در آن میباشیم، به ازاء قطر اولیه، سرعت هوا در مجرای هواده اندازه گیری میگردد. در مرکز تحقیقات آب اندازه گیری فوق از طریق دو روش، ۱- سیم داغ<sup>۱</sup> و ۲- استفاده از اختلاف مانومتری، استفاده میگردد. با داشتن سرعت هوا در هواده ( $v$ )، و سطح مقطع آن ( $A$ )، دبی جاری در لوله هواده ( $Q_{air}$ ) از طریق زیر محاسبه میشود:

$$Q_{air} = A \cdot v$$

اگر نسبت دبی هوای جاری ( $Q_{air}$ ) در هواده به دبی آب جاری در تونل ( $Q$ ) را با  $\beta$  نشان دهیم، داریم:

$$\beta = Q_{air} / Q$$

پارامتری بعد فوق ( $\beta$ ) در مدل و در نمونه اصلی<sup>۲</sup> یکسان میباشد. بنابراین اگر مقدار  $\beta$  در دبی آب مربوط به نمونه اصلی ( $Q_p$ )، ضرب گردد، دبی هوا ( $Q_{air-p}$ ) در نمونه اصلی حاصل میگردد.

$$Q_{air-p} = \beta \cdot Q_p$$

در عمل بمنظور اطمینان، مقدار  $Q_{air-p}$  را در یک ضریب اطمینان ( $1/4$ )، ضرب مینمایند. سرعت هوا در نمونه اصلی را حد اکثر ۶۰ متر بر ثانیه در نظر میگیرند، بنابراین قطر لوله هواده از نمونه اصلی ( $d_p$ ) بر اساس سرعت ۶۰ متر بر ثانیه بصورت زیر محاسبه میگردد:

$$D_p = (2 \cdot Q_{air-p} / (\pi \cdot v))^2, v = 60 \text{ m/s}$$

در مطالعات مدلی دو طرح زیر جهت بررسی رخداد کاویتاسیون از ضریب کاویتاسیون استفاده شده است.

### الف- طرح تخلیه کننده تحتانی سد گیلانغرب:

بمنظور مطالعه کاویتاسیون، مقادیر ضریب کاویتاسیون در نقاط مختلف محاسبه گردید.

با توجه به فشار منفی ۰/۵۵-، که در فاصله ۱۳ متری بعد از دریچه (با وجود تعبیه هواده) اندازه گیری گردید، کاویتاسیون در آن منطقه مورد بررسی قرار گرفت، و بر اساس محاسبه ضریب کاویتاسیون از ناحیه دریچه تا پائین دست آن، تغییرات ضریب

Cavitation Index -<sup>1</sup>  
Hot wire -<sup>1</sup>  
Prototype -<sup>2</sup>

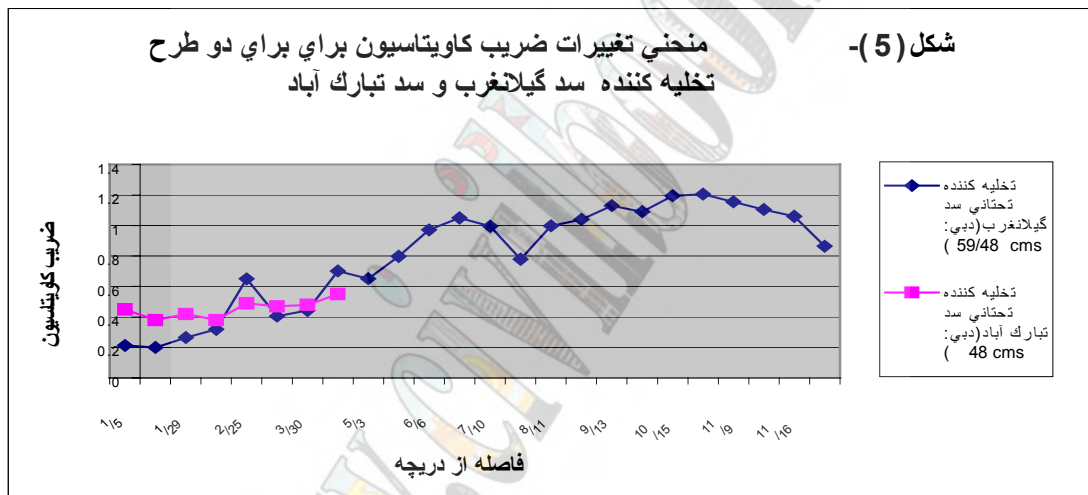


کاویتاسیون مطابق شکل (۵)، یک روند صعودی را نشان میدهد. حد اقل ضریب کاویتاسیون در محدوده پائین دست دریچه میباشد که نزدیک به مقدار بحرانی (۰/۲) میباشد، ولی در عین حال هیچ کدام از ضرائب کاویتاسیون از مقدار ۰/۲ فراتر نگردیده است. برای اطمینان بیشتر، مطلوب آن است که تا فاصله ۲۰ متر از زیر دریچه پوشش محافظتی به تونل داده شود. اندازه گیریهای فوق مربوط است به دبی ۵۹/۴۸ cms.

هرچقدر میزان دبی کاهش یابد، منحنی توزیع ضرائب کاویتاسیون به سمت بالا انتقال می یابد، بعبارت دیگر بر اثر کاهش دبی، ضرائب کاویتاسیون افزایش می یابند. بنابراین در دبی های کمتر خطر وقوع کاویتاسیون منتهی میباشد.

### ب- طرح تخلیه کننده تحتانی سد تبارک آباد :

در شرایط وجود لوله هواده که در سقف تونل بعد از دریچه، تعبیه گردیده است، ضرائب کاویتاسیون در طول مجرا (از دریچه به سمت پائین دست) محاسبه گردید. طبق این مقادیر، تمامی ضرائب از حد بحرانی (۰/۲) بیشتر بوده بطوریکه حداقل آنها ۳۸ / ۰ و در فاصله ۲۲ متری، میباشد. بنابراین وقوع پدیده کاویتاسیون منتهی میباشد. شکل (۵) روند تغییرات ضرائب کاویتاسیون برای طرح فوق را نشان میدهد.



مطالعات فوق برای دو طرح اخیر نشان میدهند که تعبیه هواده مناسب نقش مثبتی را در حذف پدیده کاویتاسیون دارد. در عملکرد توام دریچه ها بر اثر بروز آشفتگی فوق العاده زیاد، افت شدید فشار در بین دو دریچه، موجب بروز کاویتاسیون میگردد که در این صورت تعبیه هواده در بین دو دریچه، مناسب میباشد.

### ارتعاش دریچه [۶، ۳، ۱۰، ۹]:

در مواردی پیش می آید که دریچه سرویس بنا به دلایلی دچار مشکل می گردد، لذا جهت تعمیر آن در زمان کوتاهی، دریچه اضطراری از حالت کاملاً باز به حالت کاملاً بسته، حرکت می یابد. تا بدین صورت جریان عبوری از آن قطع گردد. بنابراین لحظه ای وجود دارد که دو دریچه در عملکرد توام بسر میرند. در چنین حالتی بدلیل آشفتگی شدید جریان در بین دو دریچه، احتمال وقوع ارتعاش و کاویتاسیون موضعی وجود دارد. سیالی که از زیر دریچه اضطراری میگذرد، به لبه دریچه سرویس برخورد نموده و با ایجاد گردابه های با فرکانس بالا و آشفتگی خطوط جریان، موجب لرزش و ارتعاش دریچه سرویس میشود. این ارتعاش میتواند مخرب نیز باشد. بر اساس اندازه گیریهای آزمایشگاهی، و استفاده از روابط تئوری، میتوان ارتعاش را بصورت زیر بررسی نمود.

اگر فرکانس تشدید دریچه و  $g$  شتاب ثقل،  $E$  مدل الاستیسیته دریچه در حالت معلق،  $s$  طول معلق دریچه و  $\delta$  وزن دریچه در واحد سطح باشد، فرکانس تشدید از رابطه زیر قابل تحصیل است:

$$Fr = 1/(2\pi) \cdot \left( \left[ (g \cdot E) / (12 \cdot s \cdot \delta) \right] \right)^{1/2}$$

عدد استرال<sup>۱</sup> در بحرانی ترین حالت ارتعاش افقی، با توجه به شکل ۶ (منحنی زیرین)، به ازاء درصد بازشدگی در حالت ارتعاش شدید افقی ( $\delta/h$ )، بدست میآید. از طرفی رابطه عدد استرال از رابطه زیر بدست میآید:

$$S = F \cdot h / V_s$$

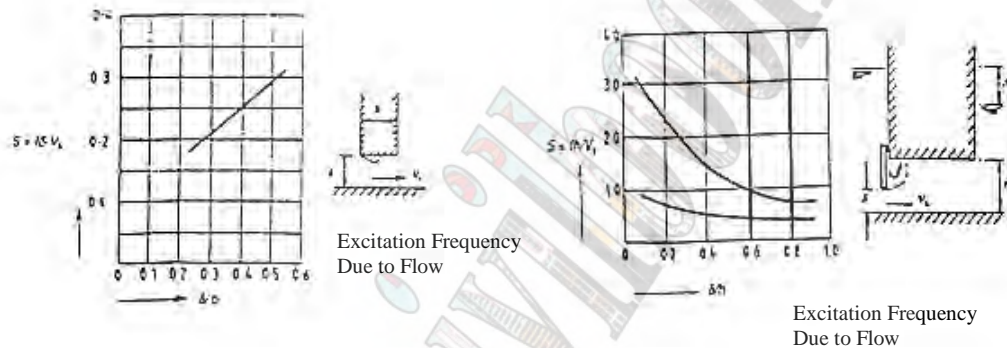
که در آن  $h$ : ارتفاع باز شدگی دریچه،  $F$ : فرکانس ارتعاش ناشی از جریان،  $V_s$ : سرعت جت عبوری از زیر دریچه  $\sqrt{2 \cdot g \cdot h}$  و  $S$ : عدد استرال میباشد.

بنابراین با محاسبه و اندازه گیری پارامترهای رابطه اخیر،  $F$  بدست میآید. ارتعاش در صورتی وجود دارد که فرکانس تشدید از فرکانس ناشی از جریان بیشتر باشد ( $Fr > F$ ).

همچنین عدد استرال درمورد ارتعاش عمودی، طبق شکل (۷) برای بازشدگی دریچه در حالت بحرانی و استفاده از رابطه زیر که در آن  $\delta$  ارتفاع بازشدگی دریچه میباشد، فرکانس ارتعاش عمودی  $F$  بدست می آید.

$$S = F \cdot \delta / V_s$$

خطر وقوع ارتعاش وقتی است که  $Fr > F$  باشد.



(ب)

(الف)

شکل (۶) - عدد استرال برای الف- ارتعاش افقی، ب- ارتعاش عمودی

نتایج ناشی از بررسی مدلی سه طرح، مطابق زیر می باشند:

#### الف- طرح مجرای آب بر نیروگاه سد کرخه:

با توجه به فرکانس تشدید دریچه ( $Fr = 0.89 \text{ hz}$ )، فرکانس ارتعاش افقی ناشی از جریان ( $F$ ) در بازشدگیهای ۸۰٪ و ۲۰٪، بترتیب برابر ۱/۵ و ۳ بدست می آید که فرکانس اخیر از فرکانس تشدید ( $Fr$ ) بیشتر میباشد. همچنین فرکانس ارتعاش عمودی  $F$  ناشی از جریان، به ازاء  $\delta/b$  برابر ۲۵ hz میباشد، که از فرکانس تشدید  $Fr$  بیشتر میباشد. بنابراین در هیچ یک از دو حالت ارتعاش، خطر ارتعاش وجود نخواهد داشت.

#### ب- طرح مجرای تخلیه کننده تحتانی سد جره:

طبق بررسیهای بعمل آمده در صورت وجود شیب ۴۵ درجه در لبه دریچه، وقوع ارتعاش منتفی است.

#### ج- طرح مجرای تخلیه کننده تحتانی سد ایلام:

وقوع ارتعاش شدید بروی دریچه سرویس، قبل از تعبیه هواده مابین دو دریچه، که بعد از تعبیه هواده، این ارتعاش برطرف گردید.

## نتیجه گیری:

این مقاله ضمن ارائه نتایج بررسی های هیدرولیکی بعمل آمده در چند طرح کشور و مقایسه آنها از ابعاد مختلف هیدرولیکی، سعی در کمک به طراحان این ابنیه نموده است.

طی بررسی های بعمل آمده در مورد چند طرح مدل هیدرولیکی (مربوط به هفت تخلیه کننده تحتانی در ایران)، مسائل هیدرولیکی یک طرح تخلیه کننده به قرار زیر میباشند:

- بعد از خروج جت آب از زیر دریاچه سرویس، ممکن است با برخورد جت به کف مجرا و سپس انحراف آن به اطراف دیواره و سقف مجرا مورد اصابت این جت و ضربه قرار گیرد.

برای رفع این مشکل بر اساس مطالعه تخلیه کننده تحتانی سد گیلانغرب، با تغییر شکل تونل در محل جریان خروجی از دریاچه و تبدیل آن به بازشدگی تدریجی، مانع برخورد آب به سقف خواهیم گشت.

- مقدار دبی مورد پیشبینی در طراحی، با دبی واقعی عبوری از مجرا متفاوت می باشد، بعنوان نمونه طی آزمایشهای مدل بروی طرح مجرای تحتانی سد گیلان غرب، میزان حد اکثر دبی عبوری از حد اکثر دبی محاسبه شده در طراحی بیشتر گردید که برای رفع این مسئله با کاهش ابعاد دریاچه و مجرا، به دبی مورد نظر نزدیک شد.

- در مواقع عملکرد همزمان دو دریاچه اضطراری و سرویس به علت آشفتگی ناشی از جت عبوری از دریاچه اضطراری، ممکن است با ارتعاش مخرب دریاچه سرویس مواجه شویم. آزمایشهای مدلی در مورد چند طرح نشان میدهد که در محدوده ما بین دو دریاچه اگر از لوله هواده واقع در بین دو دریاچه استفاده گردد فشار افزایش خواهد داشت. و بنابراین وقوع ارتعاش مخرب در دریاچه سرویس مرتفع خواهد گردید. همچنین برای رفع مسئله فوق نیز با افزایش سرعت حرکت دریاچه اضطراری از اثرات مخرب طولانی مدت ارتعاش دریاچه سرویس بر حذر خواهیم بود.

- در مواقع عملکرد همزمان دریاچه اضطراری و سرویس، بر اثر وجود آشفتگی در ناحیه ما بین دو دریاچه و وجود شیارهای دریاچه، با افت شدید فشار مواجه خواهیم بود بنابراین پدیده کاویتاسیون در آن ناحیه محتمل می باشد.

برای رفع این مشکل جهت افزایش فشار میتوان از لوله های هواده بین دو دریاچه و یا تغییر شیار، استفاده نمود. همچنین با نصب یک سازه انحراف در ناحیه سقف در بعد از دریاچه سرویس، فشار دو ناحیه بین دو دریاچه (بخصوص شیارها) افزایش خواهد داشت.

برای کوتاه کردن مدت زمان وقوع پدیده کاویتاسیون در هنگام عملکرد توام، با افزایش سرعت حرکت دریاچه اضطراری، مدت زمان قرارگیری دریاچه ها در حالت بحرانی کاهش می یابد.

- عدم رعایت استانداردهای طراحی در شیارها موجب افت شدید فشار در آن منطقه میگردد و بنابراین پدیده کاویتاسیون تشدید میگردد.

- در نواحی از مجرای جریان که محور طولی آن قوسی شکل است خیزش و بالاروی آب بر روی دیواره تا سقف مجرا ممکن است اتفاق افتد البته وقوع این حالت بدلیل وجود قوس اجتناب ناپذیر است. لذا پیشنهاد میگردد در محدوده وقوع این پدیده پوشش حفاظتی مناسب منظور گردد.

## منابع :

- 1- Naudascher . E.(1984). Scale Effects in model tests ,proceeding IAHR symposium on scale effects in modeling Hydraulic Structures Esslingen , Germany . Paper 1-1.
- 2- Naudascher .E.(1991) .Hydrodynamics Forces .A.A. Balkema . Rotterdam , Brookfzled.
- 3-Lewin , Jack .(1995).Hydrulic gates and valves , Tamson telford Publications , London.
- 4- Willi H . Hager (1992), Energy dissipators and hydraulic jump , Kluwer Academic Publishers .
- ۵- گزارش نهائی آزمایشهای هیدرولیکی تونل تخلیه کننده تحتانی سد گیلانغرب، مرکز تحقیقات آب ، اردیبهشت ۱۳۷۸ ، نشریه شماره ۵۱
- ۶- گزارش نهائی آزمایشهای هیدرولیکی دریاچه اضطراری تونل آب بر نیروگاه کرخه ، مرکز تحقیقات آب ، مهر ۱۳۷۷ ، نشریه شماره ۳۰۶۳
- ۷- گزارش نهائی آزمایشهای هیدرولیکی عمقی سد تبارک آباد، مرکز تحقیقات آب ، مرداد ۱۳۷۷ ، نشریه شماره ۳۱۱۶
- ۸- گزارش نهائی آزمایشهای هیدرولیکی دریاچه های تخلیه کننده موقت عمقی کوثر، اردیبهشت ۱۳۷۸ ، نشریه شماره ۱۸۸
- ۹- گزارش نهائی مدل هیدرولیکی دریاچه های تونل تخلیه کننده تحتانی سد ایلام ، مرکز تحقیقات آب ، شهریور ۱۳۷۷ ، نشریه شماره ۳۰۶۴
- ۱۰- گزارش نهائی مدل هیدرولیکی تخلیه کننده سد جره ، مرکز تحقیقات آب
- ۱۱- گزارش مدل هیدرولیکی تخلیه کننده سد دشت عباس ، مرکز تحقیقات آب

# بهسازی و ترمیم بتن با نگرش ویژه به سدها و سازه های آبی و شرایط خاص ایران

علیرضا عضدی<sup>۱</sup>

## چکیده:

در این مقاله روشهای مختلف بهسازی و ترمیم بتن سدها و سازه های آبی به اختصار شرح داده شده و مزیت های نسبی هر روش با نگرش خاص به شرایط کشور ارائه خواهد شد.

روشهای مورد بحث عبارتند از:

۱. تعویض رویه بتن
۲. بتن پاشی
۳. تزریق
۴. پوشش سطح بتن
۵. حفاظت سطح بتن

هر یک از الگوها خود شامل چندین روش می باشد که در حد شناخت شرح داده شده است.

ارائه مزیت های نسبی، ذکر معایب و مقایسه هر یک از روشها با یکدیگر و در پایان بررسی مزیتها و معایب این روشها در شرایط کشور، بخشهای مختلف این مقاله را تشکیل داده اند.

## کلمات اصلی و مهم:

- بهسازی و ترمیم بتن
- سد و سازه های آبی
- پوشش و حفاظت سطوح
- تزریق
- مواد شیمیایی
- بتن پاشی
- سیمان

---

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد سازه های هیدرولیکی - مدیر فنی شرکت مهندسين مشاور بی سنگ - عضو کمیته فنی کنترل ایمنی و پایداری سدها (IRCOLD)



**مقدمه :**

نگهداری، بهسازی و مرمت سدها و سازه های وابسته به آنها، بخش مهمی از طرحهای مرتبط به امور سد سازی را به خود اختصاص داده است و بسته به میزان توسعه یافتگی کشورها، فعالیت در این بخش بیشتر و مهمتر می باشد. در شرایط خاص کشور، با توجه به حجم گسترده سدها و سازه های در دست احداث، این گونه طرحها در آینده نزدیک از اهمیت قابل توجهی برخوردار خواهند شد، لذا شایسته است از هم اکنون قسمتی از فعالیتهای آموزشی و اطلاع رسانی در این بخش صورت گیرد. مقاله حاضر نیز گام کوچکی در این زمینه است.

این مقاله ادعای نوآوری و ارائه فن آوری جدیدی را نداشته و تنها به جمع آوری دانش روز در این زمینه پرداخته است. مقایسه روشها و ارائه برتریهای هر روش برای شرایط کشور با توجه به تجربه نگارنده در طرحهای ملی و تجربیات حاصل از طرحهای اجرا شده در کشورهای با شرایط مشابه، صورت گرفته است.

**کلیات :**

بهسازی و ترمیم بتن، بحث مفصلی است که ارائه کلیه نکات و زوایای آن نیازمند تالیف چندین جلد کتاب می باشد و ادعای این مقاله نیز بررسی جامع این مطلب نیست، بلکه هدف دستیابی به یک جمع بندی کلی از موضوع می باشد.

در بحث ترمیم و بهسازی شناخت نکات زیر برای طراح ضروری است.

- ۱- شناخت کافی نسبت به شرایط اقلیمی و منطقه ای ساختگاه طرح
  - ۲- شناخت کامل از مشکلات طرح و مسائل مرتبط به آن
  - ۳- آگاهی کافی از دانش و فن آوری روز ترمیم و بهسازی بتن
  - ۴- مطالعه طرحهای اجرا شده در کشورهای با شرایط مشابه منطقه طرح
  - ۵- پاسخ به این سؤال حیاتی که آیا سازه مورد بهسازی در خطر تخریب بوده و مدیریت بحران بر آن حاکم است و یا خیر؟
- در صورتیکه جواب این پرسش مثبت باشد عامل زمان مهمترین و چنانچه پاسخ منفی باشد، هزینه و فن آوری تعیین کننده ترین طرح خواهد بود.

روش های مختلف ترمیم و بهسازی بتن بسیار متنوع و گوناگون می باشند، نگارنده بر اساس منابع مورد مطالعه و طرحهای اجرا شده روش های موفق را به شرح زیر جمع آوری و ارائه نموده است (در این مقاله مقدمات توضیح داده نشده و فرض بر آشنایی مخاطبان با موضوع بوده است).

روش های بهسازی و ترمیم مورد نظر این مقاله عبارتند از :

- الف - ترمیم بتن با بتن
- الف - ۱ - تعویض بتن ( برداشتن بتن آسیب دیده و سپس بتن ریزی در جا )
- الف - ۲ - ترمیم بتن با ملات سیمان
- الف - ۳ - رویه ریزی با بتن درشت دانه در سطوح وسیع
- الف - ۴ - رویه ریزی با بتن تسلیح شده به فیبرهای دارای مقاومت کششی
- ب - بتن پاشی ( شاتکریت )
- ج - تزریق
- ج - ۱ - تزریق با سیمان

- ج - ۲- تزریق با مواد شیمیائی
- د - پوشاندن سطح بتن با مواد شیمیائی
- د - ۱- پوشش با اپوکسی
- د - ۲- پوشش با مواد پلی اورتان
- و - حفاظت سطح بتن با رنگ ها و روغن های شیمیائی
- و - ۱- حفاظت با روغن بزرگ
- و - ۲- حفاظت با رنگ لاتکس
- و - ۳- پوشش با لاستیکهای کلروینه شده

### معرفی روش ها:

الف - ترمیم بتن با بتن

الف - ۱- تعویض بتن شامل برداشتن بتن آسیب دیده و بتن ریزی در جا این روش بسیار ساده و شامل برداشتن سطوح آسیب دیده و سپس بتن ریزی درجا با بتن معمولی بدون استفاده از هر گونه عملیات تزریق و یا استفاده از مواد شیمیائی می باشد.

این الگو در صورتی مناسب است که با سطوح آسیب دیده گسترده ای مواجه باشیم و ترجیحاً بتن مورد مرمت مسلح نباشد برای دستیابی به یک بهسازی موفق لازم است عمق نواحی جایگزین شده کافی باشد (بعنوان یک معیار، حداقل ۱۵ سانتی متر).

الف - ۲- ترمیم با ملات

در این سیستم استفاده از ملات خشک و یا ملات ریزی درجا ممکن می باشد. ابعاد نواحی آسیب دیده نباید آنقدر عریض و یا آنقدر کم عمق باشد که قرارگیری ملات غیر ممکن شود. به ترتیب در مورد اول تعویض بتن و درحالت دوم بتن پاشی موفق تر خواهند بود.

الف - ۳- رویه ریزی با بتن درشت دانه در سطوح وسیع

در مواقعی که با سطوح وسیعی جهت مرمت مواجه شویم بویژه اگر این نواحی در زیر سطح آب قرار داشته باشند، ترمیم بوسیله بتن ریزی معمولی مشکل بوده و توصیه می شود از بتن حجیم ساخته شده از مصالح سنگی درشت دانه استفاده شود. ریختن این بتن آسان و دوره عملیات و هزینه ها نسبت به سایر روش ها اندک می باشد.

الف - ۴- رویه ریزی با بتن تسلیح شده به فیبرهائی دارای مقاومت کششی

بهسازی در این روش بر افزایش مقاومت کششی و برشی بتن استوار بوده و در سطوحی که با پدیده فرسایش مواجه اند قابل استفاده و رقیبی برای نصب پوشش فولادی می باشد.

فرسایش در اکثر سازه های جانبی سدها شامل سر ریز ها، تونلهای انحراف و انتقال آب و تخلیه کننده های عمقی پدیده ای شناخته شده است و بخش عمده ای از فعالیتهای بهسازی و مرمت، ترمیم این آسیب ها و افزایش قابلیت تحمل سازه ها به فرسایش می باشد. استفاده از فیبرهائی کششی که شامل فیبرهائی فولادی و شیمیائی می باشد روشی درخور توجه و از نظر هزینه و فن آوری ساخت کاملاً قابل توجه و جذاب می باشد.

ب - بتن پاشی (شاتکریت)

بتن پاشی الگویی مناسب و قابل قبول برای حفاظت سطوح سنگی می باشد در سازه های بتنی در مواقعی که با پوسته و قلوه کن شدن رویه بتن مسلح به صورت موضعی سروکار داشته باشیم و امکان ترمیم با ملات مقدور نباشد بتن پاشی میتواند به عنوان یک روش مطرح گردد.

در بسیاری از سازه ها و به ویژه در محل نوسانات سطح آب و در مجاورت اسپری قطرات آب، بتن پاشی روشی پایا نبوده و پوسته شده و ریختن از سطح در سازه های سنگی و بتنی مشاهده شده است. ولی در کل این روش سریع، نسبتاً کم هزینه و از نظر فن آوری ساخت، ساده می باشد. و در مواردی که زمان نقش بسزایی در تصمیم گیری طراح داشته باشد روشی قابل توجه می باشد.

### ج - تزریق

تزریق روشی کاملاً شناخته شده و موفق برای بهسازی پارامترهای کیفی سنگ و بتن از دیدگاه تحکیم و آب بندی بوده و به دانش و فن آوری گسترده ای تبدیل شده است. این روش برای بهسازی سنگ شناخته شده تر می باشد. در بحث بهسازی و مرمت بتن تزریق به دو گونه مطرح می گردد.

### ج - ۱ - تزریق سیمان

چنانچه در بتن با ترکها، منافذ و شکافهای داخلی مواجه شویم و هدف بهسازی، تحکیم بتن باشد تزریق با سیمان و ملات قابل استفاده و کارا است ولی چنانچه ابعاد ترکها به حد ریز ترکها کاهش یابد دوغاب سیمان قابل تزریق نبوده و می بایست از سیمان بسیار نرم (Microcement) و یا مواد مشابه استفاده گردد.

### ج - ۲ - تزریق با مواد شیمیائی

قابلیت تزریق مواد شیمیائی درخور توجه می باشد، ولی به علت گران بودن این مواد طراحان از آنها جهت پر کردن ریز ترکها استفاده می نمایند. اصولاً تزریق ریز ترکها در مواقعی مطرح می شود که آب بندی بتن مورد نظر طراح باشد. در چند سال اخیر دانش تولید و فن آوری استفاده از این مواد پیشرفت قابل توجهی داشته و طیف وسیعی از آنها در دو شکل سخت و انعطاف پذیر ارائه شده است.

### د - پوشش سطح بتن با مصالح شیمیائی

اصولاً پوشش سطح بتن با مواد شیمیائی باهدف حفاظت بتن از عوامل جوی و اثرات فرسایشی عملکرد سازه مطرح می گردد. در طرحهای ترمیم بتن در اکثر موارد پوشش به همراه تزریق جسم بتن مطرح می گردد ولی چنانچه به صورت یک روش ترمیم سطح به این مصالح بنگریم مواد مختلفی مطرح میگردند. از نظر نگارنده دو ماده شیمیائی زیر عملکرد بهتری از سایر مصالح داشته اند و تجربیات اجرایی نیز موید برتری آنها می باشد. این مواد عبارتند از:

### د - ۱ - اپوکسی

این ماده برای ترمیم بتن و اتصال فولاد به بتن کاملاً کاربرد داشته و تجربیات موفقی از کاربرد این ماده در کشورهای غربی وجود دارد. مقاومت آن در برابر دوره های یخ زدن و آب شدن یخ که در ایران در اکثر مناطق دیده میشود بسیار خوب بوده ولی در مقابل به تابش آفتاب مستقیم (اشعه ماوراء بنفش) به ویژه در مناطق گرم، حساس میباشد که در بسیاری از مناطق کشور نیز این پدیده مشاهده میشود.

### د - ۲ - پلی اورتان

این ماده از اپوکسی ارزانتر بوده ولی کاربرد آن به سهولت استفاده از اپوکسی نمی باشد. این ماده مقاومت بسیار خوبی در برابر تابش آفتاب (اشعه ماوراء بنفش) از خود نشان داده است.

و - حفاظت سطح بتن با رنگها و روغن ها

اصولاً بحث حفاظت درمحل هائی مطرح می گردد که اثرات فرسایشی محیط، تخریب بالقوه را ایجاد می نمایند. در سدها و سازه های آبی بخش های مختلف و مهمی از سازه ها مواجه با پدیده هواز دگی و فرسایش محیطی می باشند (قسمت فوقانی در بالا دست سدها، مقاطع کنترل و پایه های سرریزها، کانالهای انتقال و بسیاری دیگر از سازه های روباز که در معرض پاشیدن آب و نور مستقیم خورشید قرار دارند).

نکته اصلی در بحث حفاظت، قطع کردن ارتباط سطوح بتنی با محیط اطراف می باشد مواد متنوعی برای حفاظت سطوح بتنی به کار رفته است ولی از بین مصالح مختلف، عملکرد مواد زیر مناسبتر بوده است.

و-۱- پوشش با روغن بزرک

و-۲- پوشش با رنگ لاتکس

و-۳- لاستیکهای کلرینه شده

استفاده از این مواد از نظر اجرائی ساده و نسبت به سایر روشها کم هزینه می باشد و گزارشهای عملکرد آنها در طرحهای اجرا شده بویژه در آمریکا حاکی از موفقیت آنها می باشد.

ذکر این نکته نیز ضروری است که با توجه به سهولت اجرا، چنانچه قابلیت عملکرد آنها در طول زمان کاهش یابد، قابل تجدید می باشند.

### شرایط خاص کشور و نتیجه گیری :

در نظر داشتن شرایط خاص جغرافیائی و منطقه ای از مهمترین وظایف هر طراح در انتخاب روش و فن آوری مورد استفاده می باشد. ترمیم و بهسازی نیز خارج از این اصل نبوده و طراح می بایست به این نکته توجه داشته باشد.

از روش های ذکر شده جهت ترمیم و بهسازی بتن، ساده ترین و در دسترس ترین روش، روش ترمیم بتن با بتن می باشد که در مقابل بیشترین زمان عملیات را به خود اختصاص می دهد.

روش های تزریق و پوشش شیمیائی از نظر زمانی سریع بوده ولی مصالح مورد استفاده در آنها اکثراً از منابع خارجی تامین می گردد. خوشبختانه فن آوری تزریق و استفاده از این مصالح در ایران کاملاً شناخته شده می باشد.

طراح می بایست این نکته را همیشه در نظر داشته باشد که تکیه صرف بر منابع اروپای غربی و آمریکای شمالی بعضاً موجب گمراهی وی می گردد زیرا کشورهای اروپای شمالی و غربی و بخش عمده ای از آمریکای شمالی در مناطق سرد و مرطوب قرار گرفته اند در حالیکه کشور ما دارای آب و هوای متنوعی از گرم و خشک، سرد و کوهستانی و معتدل و مرطوب می باشد. به عنوان مثال منابع اروپایی و آمریکایی اپوکسی را ماده ای بسیار مناسب جهت پوشش دانسته اند که مقاومت بسیار خوبی در برابر دوره های یخ زدن و آب شدن یخ دارد ولی می بایست به این نکته توجه داشت که اپوکسی به تابش مستقیم اشعه ماوراء بنفش به ویژه در مناطق آفتابی منطقه ما بسیار حساس می باشند در مقابل این منابع توجه خاصی به پلی اورتان نشان نداده اند در حالی که این ماده در برابر تابش اشعه ماوراء بنفش مقاومت خوبی از خود نشان داده است. نکته دیگری که در طراحی ها موجب انتخاب نادرست میگردد پیش فرض ها و تکیه بر سنت های اجرائی می باشد به عنوان مثال در اکثر پروژه های اجرائی شاکریت به عنوان یک گزینه برتر اجرائی جهت حفاظت سطوح سنگی یا بتنی مطرح میگردد ولی طراح می بایست در نظر داشته باشد که پوسته شدن شاکریت در محل های تحت اسپری و نوسانات سطح آب چه در سنگ و چه در بتن پدیده ای بسیار محتمل و مشکل آفرین می باشد.

## مراجع و مأخذ

- 1- U.S.B.R. , CONCRETE MANUAL , 1988
- 2- A.M.Neville and J.J.Brooks , CONCRETE TECHNOLOGY , 1990
- 3- Committee for ICOLD , India , And CBI&P Research Needs in Dam Safety ,  
Proceedings 3-6 DEC - 1991 (CONCRETE AND MASONRY  
DAMS)

www.civilbook.ir



## درسهای از شکست سدهای بزرگ

### چنگیز فولادی<sup>۱</sup>

#### چکیده:

مرزهای مهندسی سد با به کارگیری درسهای آموخته از طرحهای شکست خورده گسترش بسیاری یافته است. اغلب مسائل قابل انتساب به علت‌های ساده و غالباً مربوط به ارزیابی غلط کیفیت و کمیت پارامترهای پی سدها بوده است. نظر باینکه توانائی سازند‌های طبیعی در محل‌های احداث سد و مخزن، برای نگهداری یا هدایت آب بسیار متفاوت می‌باشند، هر ساختگاه سد ویژگیهای مختلفی دارد که توجه و بررسی خاصی را طلب می‌کند.

از مدتها قبل مهندسين زيادي آمار شکست و حوادث پيش آمده در سدهای مخزنی را برای ارتقاء دانش صنعت سد سازی جمع آوری نموده تا این سازه‌های مسلم مفید را براساس بهره برداری مناسب از یافته‌های موجود ایمن تر طراحی نموده و یا این سازه‌ها مناسب تر ساخته شوند. از سالهای ۱۹۷۴ تا ۱۹۸۳ کمیسیون جهانی سدهای بزرگ اقدام به چاپ نشریاتی نموده که در مجموع سعی گردید تا در مطالعات مذکور به سئوالات زیر پاسخ لازم داده شود:

۱. پروسه‌های اصلی یا مکانیسم اصلی حوادث چه بوده‌اند
  ۲. براساس اطلاعات موجود در طول صد سال گذشته، چه پیشرفت‌هایی در مجموع در رابطه با رعایت حفظ ایمنی در طراحی و ساخت سدها حاصل گردیده است.
- لکن سئوالات دیگر بدون پاسخ مانده‌اند. بطور مثال آمار موجود نشان‌دهنده تعدد حوادث عمدتاً در سدهای خاکی بوده‌اند ولی مشخص نگردید که علت، بلحاظ آسیب پذیری بیشتر مصالح این نوع سدها بوده و یا واقعیت این است که تعداد این نوع سدها بیشتر از سایر انواع سدهاست؟

طراحی صحیح سد مستلزم توجه به استعداد تخریب آب مهار نشده است. برای اطمینان از مهار قدرت آن، آن را باید حذف یا محدود به معابر امن نمود. با احداث هر سد، تعادل طبیعی در ساختگاه آن هم به هم می‌خورد و با آبرگیری مخزن، در تمام موانع تشکیل دهنده مخزن، نفوذ آب رژیم جدیدی پیدا میکند. مشخصات مصالح سد و پی آن تغییر کرده و باعث تغییر در تواناییهای ساده می‌گردد. ظرفیت سازند طبیعی برای تحمل بارهای اضافه‌ای که بر آن وارد میشود ممکن است تا حد زیادی بر اثرات نفوذ آب، از جمله فرسایش، انحلال و فشارهای منفذی بستگی داشته باشد.

در این مقاله حتی امکان سعی گردید تا عوامل و فاکتورهای مؤثر شکست در انواع سدهای خاکی، بتنی و سازه‌های جنبی این سدها مورد اشاره قرار گیرند و اثرات عواملی نظیر مصالح ساختمانی، ارتفاع، نوع سد، نوع سهولت، کهولت، بهره برداری و نگهداری و طراحی سد که هر کدام و یا ترکیبی از آنها بنحوی در شکست پروژه‌ها دخالت دارند مورد اشاره قرار گیرند تا بدینوسیله طراحان، سازندگان و بهره برداران از نتایج ارائه شده بتوانند اطلاعات مفیدی را در جهت بکارگیری آنها برای دستیابی به نتایج مفید بهره‌گیری نمایند. هر چند که آمار مورد بحث با کاستی‌هایی ارائه شده است، لکن هدف ارائه مسائل اساسی مربوط به طرحهای ناموفق بوده تا بتوان توجه دست اندرکاران را در انجام امور محوله یاری نمود.

<sup>۱</sup> دکترای مهندسی سیویل - مدیر امور فنی شرکت پیمانکاری پیماب وابسته به وزارت نیرو

## ۱- مقدمه

حدود ده هزار سد با ارتفاع بیش از ۳۰ متر بنا شده اند، که اغلب توصیه های موجود ICOLD در رابطه با مبانی، معیارهای و ضوابط مطالعات، طراحی، ساخت، بهره برداری، و نگهداری مربوط به این دسته از سدها می باشد. تعداد سدهای کمتر از ۳۰ متر (۱۰ تا ۳۰ متر) تا سال ۱۹۹۵ که طبق تعریف ICOLD از گروه سدهای بزرگ محسوب می شوند. ۳۵۰۰۰ سد گزارش شده است مبانی طراحی، ساخت و ... این گروه در بسیاری از کشورها با یکدیگر متفاوت بوده که براساس آمار موجود، اغلب شکست ها مربوط به این گروه از سدها بوده است.

از ۴۵۰۰۰ سد بزرگ، ۲۰۰۰ سد با ارتفاع بیشتر از ۶۰ متر و ۷۰۰۰ سد بین ۳۰ تا ۶۰ متر موجودند. از مجموع تعداد ۲۰۰۰ سد بلندتر از ۶۰ متر، ۳۰ درصد آنها بتنی و ۲۰ درصد سد بتنی قوسی اند و بقیه از نوع سدهای خاکی که اغلب از نوع خاکی سنگریزه ای اند می باشند.

۹۰ درصد از کل سدها، روی پی سنگی بنا شده اند و سدهای خیلی بلند عمدتاً برای تولید انرژی ساخته شده و سرریز آنها از نوع دریچه دار می باشند. ۸۰ درصد از کل جمعیت سدهای بلند در کشورهای صنعتی بوده که در مجموع این سدها ۱۵ درصد از کل جمعیت سدهای بلند را شامل می شوند.

مجموع تعداد ۲۰۰۰ سد بلندتر از ۶۰ متر، نصف سرمایه گذاریهای انجام شده در این صنعت را شامل میشود که بطور تقریب بعد از سالهای ۱۹۳۰ میلادی، بروشهای مکانیزه و مشابه هم در تمام کشورها ساخته شده اند.

از ۳۵۰۰۰ سد بزرگ کمتر از ۳۰ متر، حدود ۹۰ درصد آنها از نوع خاکی اند. اغلب روی پی های سنگی ضعیف یا آبرفت بنا شده اند و دارای سرریز آزاد و بدون دریچه اند.

۲۵۰۰ تا از این سدها قبل از سالهای ۱۹۳۰ میلادی و اغلب در کشورهای صنعتی ساخته شده اند، از سالهای ۱۹۳۰ به بعد (عمدتاً بین سالهای ۱۹۳۰ تا ۱۹۸۰ میلادی) بیش از ۲۵۰۰۰ سد در کشورهای غیر صنعتی ساخته شده و عمدتاً به روش های مکانیزه ساخته شده اند. هدف اصلی این سدها عمدتاً تامین آب کشاورزی بوده و قیمت آنها کمتر از ۱/۵ میلیون دلار برآورد گردیده است. لذا برای مطالعات، تحقیقات اکتشافی شناخت پی و مصالح ساخت، کنترل کیفیت و بهسازی پی این سدها در مقایسه با سدهای بلندتر بودجه کافی تامین نشده و در عملیات ساخت و بهره برداری و نگهداری نیز نظارت مستقیم و کافی و تخصصی نیز خیلی ضعیف (برحسب شرایط حاکم در هر کشور) عمل گردیده است.

اگر چه این آمار کامل نمیباشد (شکست سدهای کشور چین و آمار سالهای بعد از ۱۹۹۵) در این مقاله منظور نشده است) لکن در مجموع، شکست مجموعه سدها که حدود ۲ درصد کل سدهای موجود را نشان میدهند و رقم قابل ملاحظه ای از قربانی ها و افت سرمایه های ملی در کشورهای مختلف را در بر میگیرد. لازم به ذکر است که مجموع خسارات حاصل از شکست سدهای کوتاهتر از ۳۰ متر ۱۰ برابر بیشتر از خسارات حاصل از سدهای بلندتر گزارش شده است.

نویسنده مقاله تاکید می نماید که علاوه بر اینکه امروزه با آگاهی از وقوع شکست تعداد خیلی معدود از سدهای ساخته شده و آگاهی از روند کاهشی و رضایتبخش از خطرپذیری شکست سدها در ۲۰ سال گذشته مواجه ایم، همچنان میبایست به آموزه ها و تجربیات آموزنده ای که از این وقایع به ما منتقل گردیده بنحو شایسته ای بهره برداری نموده تا حداقل ها را به حداقل ممکن برسانیم و هر چه بیشتر در جهت رفع نواقص سدهای موجود و سدهای آینده گام های مؤثر برداشته و بدین وسیله از سرمایه های ملی خود نگهداری و حمایت لازم را بعمل آورده و وظایف قانونی خود را برای نسل های امروز و فردای کشورمان بانجام برسانیم

## ۲- یافته های حاصل از مطالعات شکست سدها

یافته های حاصل از شکست سدها بشرح زیر می باشند:

الف - درصد شکست سدهای بزرگ

- ۲/۲ درصد شکسته شده مربوط به سدهای ساخته شده قبل از سالهای ۱۹۵۰ میلادی (۱۳۲۹ شمسی) بوده اند.
- درصد سدهای شکسته شده ساخته شده بعد از ۱۹۵۱ کمتر از ۰/۵ درصد بوده اند

ب - به بیان مطلق ، بیشترین شکست مربوط به سدهای کوچک است که در هر حال نسبت بزرگی از سدهای در حال بهره برداری می باشند .

ج - بیشتر شکست ها مربوط به سدهای ساخته شده جدید بوده اند . جالب توجه اینکه ۷۰ درصد از شکست ها در ۱۰ سال اول بهره برداری از سد رخ داده است و از این تعداد ، چندین سد دقیقاً در همان سال اول بهره برداری شکسته شده اند .

د - بیشترین میزان شکست سدها در سدهائی رخ داده که در ۱۰ سال بین ۱۹۱۰ تا ۱۹۲۰ ساخته شده اند که قابل تفسیر است .

ذ - مسائل پی ، بیشترین عامل شکست در سدهای بتنی بوده است . این مسائل همراه با فرسایش درونی در پی (piping) و خلل در نیروی مقاومتی برشی در پی بوده اند ( هر کدام ۲۱ درصد دخالت داشته اند )

ر - در سدهای خاکی و سنگریزه ای ، بیشترین عامل شکست ، لبریزی از سدها ، فرسایش در بدنه سد و ضعف در پی سدها بوده اند .

س - در سدهای بنائی عامل اصلی شکست ، لبریزی از سد که همراه با فرسایش درونی در پی بوده است گزارش گردیده است .

ش - سدهای که بدلیل پدیدار شدن عارضه ای در سازه های وابسته شکسته شده اند . در این دسته از سدها بیشترین آمار مربوط به عدم کفایت ظرفیت آبگذری سرریز گزارش شده است [۱].

## ۳- نتایج آنالیز یافته های موجود

### ۱-۳ ابعاد سد و ظرفیت مخزن

بیشتر شکست سدها مربوط به سدهای با ارتفاع متوسط بوده است . حدود ۷۰ درصد از این سدها با ارتفاع کمتر از ۱۵ تا ۳۰ متر ارتفاع بوده که حجم مخزن آنها بیش از ۱ میلیون متر مکعب بوده است . ( نمودار شماره ۲۱ ) همانطوریکه در شکل نشان داده شده است بیشترین شکست مربوط به سدهای با ارتفاع کمتر می باشد . در شکل ۲ شکست سدهای با ظرفیت تا یک میلیارد مترمکعب نشان داده شده است که بیشترین تعداد مربوط به حجم های کمتر میباشد .

### ۲-۳ شکست سدها برحسب ارتفاع سد

نتایج نشان میدهند که حادثه شکست سدها بطور قابل ملاحظه ای در سدهای با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر بیشتر از سدهای با ارتفاع بیشتر از ۶۰ متر بوده است

( رجوع شود به شکل ۳-۳ )

### ۳-۳ شکست سدها برحسب نوع سد

در اشکال ۴ و ۵ و ۶ بیشترین تعداد سدهای شکسته شده را مربوط به سدهای خاکی نشان میدهد که در بخش های بعدی به آنها پرداخته خواهد شد .

### ۳-۴ تاثیر عامل کهولت سد در شکست سدها

شمار زیادی از سدهای جدید نیز مانند سدهای قدیم با شکست مواجه شده اند. در شکل ۸، تعدادی سدهای ساخته شده در مدت ۱۰ سال را نشان میدهد. شکل ۸- گویای جزئیات بیشتری از شکست سدها که در یک دوره صفر تا ۱۰ ساله اتفاق افتاده است را نشان میدهد. همانطوریکه در شکل نشان داده شده بیشترین تعداد سدها با کمتر از یکسال بهره برداری با شکست مواجه بوده اند.

### ۳-۵ شکست سدهای بتنی

در سدهای بتنی همانطوریکه در شکل شماره ۱۰ نشان داده شده ناهنجاریهای پیش آمده در فوندانسیون ها از قبیل فرسایش داخلی در پی و بدنبال آن ضعف در پایداری و مقاومت برشی آن از عمده عوامل مؤثر در شکست سدهای بتنی بوده اند لازم به ذکر است که چهار شکست پیش آمده در سدهای بتنی قوسی نظیر سد Malpasset، Vaughn و Iddar بلحاظ شکست سازه ای بدنه نبوده، بلکه بلحاظ وقوع ناهنجاری در پی، فرسایش درونی، نشست در پی و ضعف مقاومت برشی بوده است و یا مانند سد، Moyie River، بلحاظ لبریز شدن جریان سیلاب از تکیه گاههای سد بوده است یادآوری میشود که شکست این سد بطور کامل اتفاق نیافتاده و بخشهایی از آن تخریب گردیده است.

### ۳-۶ شکست سدهای خاکی

در سدهای خاکی عامل لبریز شدن از سد از جمله مهمترین عامل شکست این سدها محسوب میشود. همچنین فرسایش داخلی در بدنه نظیر پدیده پایپینگ (piping) نیز از عوامل مؤثر محسوب می گردند. شکل II لبریزی از سد را عامل مهم شکست این نوع سدها بیان مینماید.

### ۳-۷ شکست سدها بلحاظ عدم کارکرد سازه های جنبی آنها

در سدهائیکه سازه های جنبی باعث شکست آنها شده اند، عدم کفایت سرریز از عمده ترین عامل مؤثر شکست بوده است. (رجوع شود به شکل ۱۲)

### ۳-۸ اقدامات انجام شده

در شکل ۱۳ اغلب اقدامات انجام شده بطور شماتیک نشان داده شده است براساس نتایج موجود ۵۰ سد از ۱۴۰ سد شکسته شده بحالت خود باقیمانده است. ۲۴ سد از ۱۴۰ سد با طرح جدید در محل دوباره ساخته شده اند. ۲۲ از ۱۴۰ سد با طرح قبلی دوباره ساخته شد و در ۱۸ سد از ۱۴۰ سد بازسازی نواحی خراب شده صورت پذیرفت.

### ۳-۹ شکست سدها در حین ساخت

بجز شکست فرازبند یا سد اصلی در اثر لبریز شدن، حالات دیگری گزارش نشده است. این شکست ها می تواند تاخیرات زیادی در ساخت مجدد پروژه و هزین های اضافی گزافی را برای بازسازی به پروژه تحمیل نماید.

سد COCOROBO در برزیل، از نوع خاکی با ارتفاع ۳۳/۵ متر از بستر رودخانه و طول تاج ۶۳۴ متر با حجم مخزن  $10^6 \times 243$  متر مکعب بلافاصله بعد از ساخت مصالح بالادست بدنه سد به حجم ۳۰۰۰۰۰ متر مکعب قبل از آبیگری لغزیده بطوریکه بهره برداری از سد امکانپذیر نبوده است. (۱۹۶۷ میلادی)

در سد MARMARIK در آمریکا، از نوع خاکی با ارتفاع ۶۴ متر از بستر رودخانه و ۵۰۰ متر طول تاج، حجم  $10^6 \times 35$  متر مکعب حجم در ایام پایانی ساخت بدنه سد لغزشی قبل از آبیگری سد و ۱۰ تا ۱۲ متر نشست بدنه (که حدود ۳۰۰ متر از تاج را در بر میگردد) بوقوع پیوست این شکست در شیب پائین دست شامل تکیه گاه راست تا عمق پی و سایر بدنه سد تا تراز پی گسترش یافت

. فعالیت پتانسیل زمین لغزش خیلی قدیمی در تکیه گاه چپ و اشباع هسته رسی بدنه سد را از جمله عوامل مهم این واقعه ایجاد دانسته اند .

سد GONCALVES در کشور برزیل ، از نوع خاکی و سنگریزه ای با ارتفاع ۴۰ متر از بستر رودخانه و ۳۴۰۰ متر طول تاج و حجم مخزن  $10^6 \times 2440$  متر مکعب با لغزش شیب بالادست سد ماههای پایانی ساختمان سد مواجه می شود .  
 سدهای دیگر از جمله CARSINGTON (انگلستان ۱۹۸۴) سد MIRGENBACH (فرانسه ۱۹۸۲) و سد TRONERAS (کلمبا ۱۹۶۳) نیز از جمله سدهائی هستند که در حین ساخت با شکست مواجه شده لکن اطلاعات دقیقی از علل شکست این سدها در دست نیست .

#### ۴- طبقه بندی علل شکست سدها

#### الف - سدهای بتنی شامل سد و پی آن

##### ۱- طراحی ناقص

۱-۱ نقص در طراحی پی سد شامل :

- عدم کفایت مطالعات اکتشافی در ساختگاه
- تغییر شکل و فرو نشست زمین پی سد
- مقاومت برشی
- نشست
- فرسایش داخلی در پی و در تکیه گاهها
- نیروهای کششی در پاشنه بالا دست
- سیستم آب بندی در پرده آب بند و سایر سیستمهای آن
- نشن در سیستم زهکشی

##### ۲- کیفیت بتن

- مقاومت در مقابل یخ زدگی
- نفوذ پذیری
- کهولت

##### ۳- وقوع پدیده های پیش بینی نشده و یا وقوع پدیده هائی با مقادیر غیر مجاز مانند

- زیر فشار
- لبریزی از بدنه سد و از تکیه گاهها

۴- ناهنجاری در رفتار سازه ای قوس (قوسها) شامل پی و تکیه گاههای ساخته شده ( بلوکهای اطمینان).

۵- رفتار سازه ای سدهای پایه دار و وزنی شامل نیروهای تنشی فشاری (Tensile stress) .

#### ب - سدهای خاکی

##### ۱- طراحی ناقص

۱-۱ نقص در طراحی پی سد شامل :

- تغییر شکل و فرونشست زمین پی سد



- مقاومت برشی در پی
- نشست در پی
- فرسایش درونی پی piping
- فعالیت لغزش زمین های با پتانسیل لغزشهای قدیمی محدود سد

۲- مصالح خاکی بدنه سد و روش ساخت ( منهای فیلترها و زهکش ها ) شامل :

- مصالح رسی تورم زا
- مصالح یکنواخت ماسه و سیلت
- ضعف در تراکم مصالح

۳- موارد پیش بینی نشده یا پدیده های با مقادیر غیرمجاز شامل :

- افزایش در فشارهای هیدرواستاتیکی با رسوبگذاری در مخزن
- بارندگیهای تند و فرسایشی روی مصالح بدنه سد
- وقوع امواج در مخازن
- زلزله ها
- حفاریهای انفجاری قوی در نزدیکی بدنه سد
- لبریزی از بدنه سد
- شکست در شیروانی بالادست
- تاخیر در ساخت بدنه سد و اتمام پروژه در دوره های پیش بینی شده

۴- شکست بلحاظ رفتار سازه ای سد خاکی

- هسته نفوذ ناپذیر
- سیستم آب بندی سد
- مصالح نواحی Transition در بدنه سد
- حفاظت شیب بالادست سد و پائین دست
- اتصال بین بدنه خاکی و سازه های بتنی در مجاورت بدنه سد
- حرکت نامتقارن بدنه شامل ترک ، ، شکست هیدرولیکی بدنه سازه و ...
- نشست های پیش بینی نشده در بدنه که موجب ترک میشوند
- نشست آب
- پدیده piping
- پدیده روانگرایی در پی
- لغزش در شیروانیهای بالادست و پائین دست

ج - سازه های خروجی وابسته به سد

۱- نقص در طراحی مجاری انتقال آب و تجهیزات و اجراء آن شامل :

- نقص در پی ( در صورتیکه مشخصات پی این سازه ها ، پی سد متفاوت باشند ) شامل : تغییر شکل و حرکت زمین پی و فرسایش در پی
  - بلحاظ خرابی در پوشش فلزی یا بتنی مجاری انتقال آب
  - بلحاظ عدم مقاومت کافی تجهیزات مکانیکی
  - بلحاظ رفتار سازه ای شامل :
  - رفتار سازه ای سرریز
  - عدم کفایت ظرفیت سرریز
  - فرسایش غیر مجاز در پایاب سرریز و
  - نقص در طراحی سرریز
  - ایجاد امواج عرضی جریان روی سرریز (شوت و ورودی)
  - جریان با رسوبات همراه با کنده های بزرگ درخت باشد
- چ - بلحاظ نگهداری ، تجهیزات تخلیه سیلاب و
- ح - مخازن سدها که عمدتاً لغزش زمین در حریم مخازن موجبات اصلی عامل مخرب را فراهم کرده اند .

### ۵- نتیجه گیری

- از مجموع سدهای شکسته شده که هر گروه به نوعی به عوامل و فاکتورهای مؤثر مرتبط بوده اند درسهای آموزنده کسب گردیده است .
- استفاده از آمار و ارقام سدهای شکسته شده و تجزیه و تحلیل عوامل مؤثر در شکست نتایج بشرح زیر را حاصل نموده اند :
- ۱- به طراحی و مطالعات مبنایست توجه لازم نمود . بودجه کافی در اختیار کارفرما و مشاور قرار گرفته شود تا برای سدهای با ارتفاع کمتر (کمتر از ۳۰ متر ) نیز مطابق استانداردها و ضوابط لازم تحقیقات و اکتشافات ضروری صورت پذیرفته و مانند سدهای باند تر از ۶۰ متر کلیه موارد مطالعاتی بطور دقیق کندوکاو گردد .
  - ۲- آنگیری از سدها مبنایست مطابق استانداردها و دستورالعمل های مشاور صورت پذیرد . بخش اعظم شکست سدها در سالهای اول تا دهم دوره بهره برداری اتفاق افتاده است .
  - ۳- بهره برداری صحیح و نصب سیستم های هشدار دهنده در بالادست و پائین دست سدها الزامی است
  - ۴- تحلیل های اقتصادی و فنی بنحوی در طرحها صورت پذیرد که مطابق برنامه زمانبندی اجرا شوند تا بدینطریق از ریسک کمتر در مقابل وقوع سیلاب در امان باشد .
  - ۵- به سدهای خاکی بیشتر توجه شود . در زمان مطالعات ، طراحی ، طرح سازه های وابسته سد و بهره برداری از سد توجه به ضوابط و معیارهای بین المللی شده تا خطر تخریب این نوع سازه ها کمتر شود .
  - ۶- به سدهای کوتاه در بهره برداری و نگهداری توجه لازم مبذول گردد و بر اساس شرایط طرح تمهیدات لازم در طرح گنجانیده شود .

۶- مراجع :

- 1- DAM FAILURES STATISTICAL ANALYSIS ICOLD BUL.NO.99
- 2- DAMS LESS THAN THIRTY METERS HIGH , ICOLD BUL .NO.109
- 3- DAM – BREAK FLOOD ANALYSIS ICOLD , BUL.NO.111



## CLASSIFICATION OF CAUSES DAM FAILURES

### (Used codes)

#### 1. Concrete dams including foundations

- 1.0 Inadequate design
- 1.1 Due to foundations
  - 1.1.1 Inadequacy of site investigation
  - 1.1.2 Deformation and land subsidence
  - 1.1.3 Shear strength
  - 1.1.4 Seepage
  - 1.1.5 Internal erosion
    - 1.1.5.1 In foundation
    - 1.1.5.2 In abutment
  - 1.1.8 Tensile stresses at the upstream toe
  - 1.1.11 Grout curtains and other watertight systems
  - 1.1.14 Leak of drainage system
- 1.2 Due to concrete
  - 1.2.3 Resistance to freezing and thawing
  - 1.2.8 Permeability
  - 1.2.13 Ageing of concrete
- 1.3 Due to unforeseen actions or to actions of exceptional magnitude (as a principle when the case does not fall under other headings)
  - 1.3.2 Uplift
  - 1.3.7 Overtopping
    - 1.3.7.2 of abutment
    - 1.3.7.3 of main section
  - 1.3.8 Deterioration of concrete-rock interface
- 1.4 Due to structural behavior of the arch and multiple arch dams (Including the Construction period)
  - 1.4.5 Artificial abutments and foundation
- 1.5 Due to structural behavior of gravity and buttress dams
  - 1.5.2 Tensile stresses
  - 1.5.6 Facings

#### 2. Embankment dams, including foundations

- 2.0 Inadequate design
- 2.1 Due to foundations
  - 2.1.2 Deformation and land subsidence
  - 2.1.3 Shear strength
  - 2.1.4 Seepage
  - 2.1.5 Internal erosion (piping)
    - 2.1.12 Strengthening treatment
    - 2.1.17 Sliding of ancient landslide
- 2.2 Due to embankment materials and method of construction, excluding filters and Drains (see 2.4)
  - 2.2.3 Dispersive clays

## 2.2.4 Silts and fine uniform sands

### 2.2.12 Placing

### 2.2.13 Compaction

## 2.3 Due to unforeseen actions or to actions of exceptional magnitude (as a principle , When the case dose not fall under headings)

### 2.3.1 Hydrostatic pressure and pressure due to silt accumulation (including Pressure and impact of ice in the reservoir)

### 2.3.4 Precipitation

### 2.3.5 Waves in the reservoir

### 2.3.7 Earthquakes (natural or triggered)

#### 2.3.7.1 Strong blasting nearby

### 2.3.8 Overtopping

### 2.3.9 Rupture of dam upstream

### 2.3.10 Delay in construction

## 2.4 Due to structural behavior of the dam

### 2.4.2 impervious core

### 2.4.3 other watertight systems – including steel, wood and concrete

### 2.4.4 Transition zones

### 2.4.9 Bonding between concrete (masonry, steel, ... ) structures and adjoining embankments

### 2.4.10 Differential movement (including load transfer, cracking, arching Hydraulic fracture)

#### 2.4.10.1 unexpected settlement in the body producing cracks

### 2.4.11 Seepage

### 2.4.12 Internal erosion (piping)

### 2.4.13 Liquefaction

### 2.4.14 Upstream slips

### 2.4.15 Downstream slips

### 2.4.16 Rupture or exceptional flow of conduits inside the body of the dam

## 2.6 Due to maintenance

### 2.6.6 Sam cut to prevent overtopping

## 3. Masonry dams including foundations

### 3.1 Due to foundations

#### 3.1.3 Shear strength

#### 3.1.4 Seepage

#### 3.1.5 Internal erosion

### 3.2 Due to mortar

#### 3.2.9 Masonry construction (including order of placement)

### 3.4 Due to unforeseen actions or to actions of exceptional magnitude (as a Principle, when the case dose not fall under other headings)

#### 3.4.2 Uplift

#### 3.4.6 Overtopping

## 4. Appurtenant works

### 4.0 Inadequate design

#### 4.0.1 Tunnels and canals

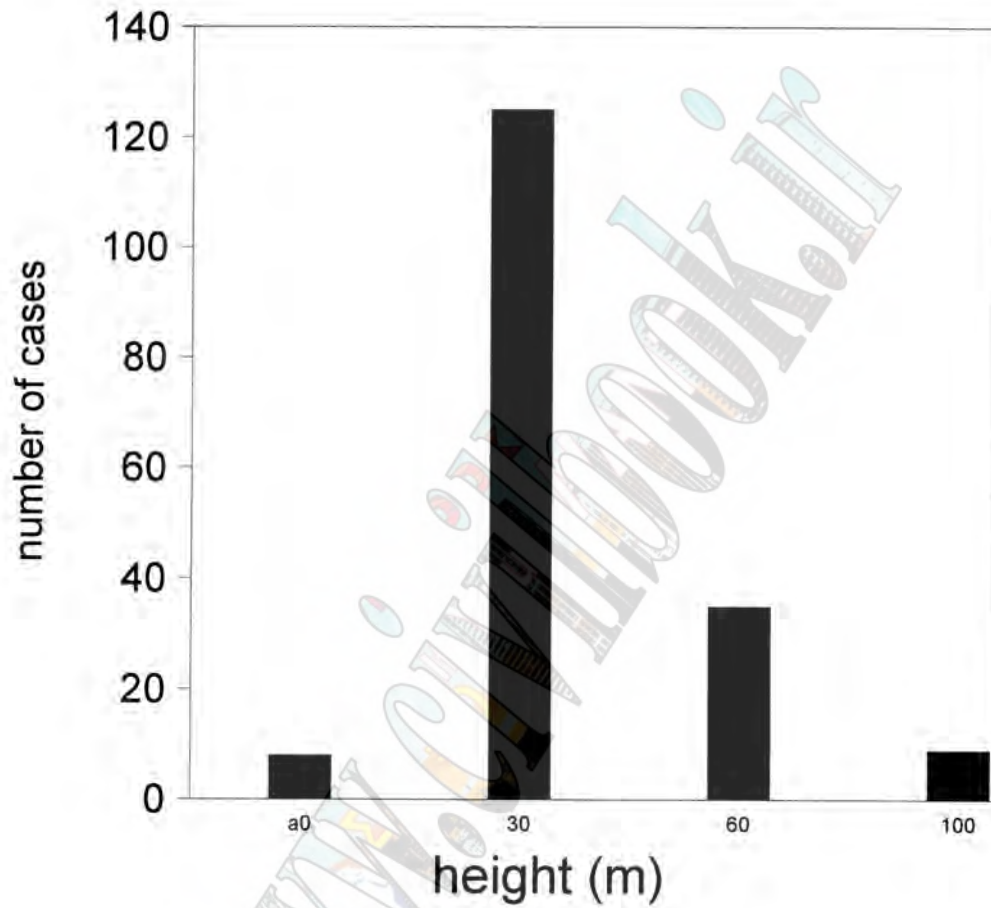
#### 4.1 Due to foundations (when these ones do not have the same characteristics as



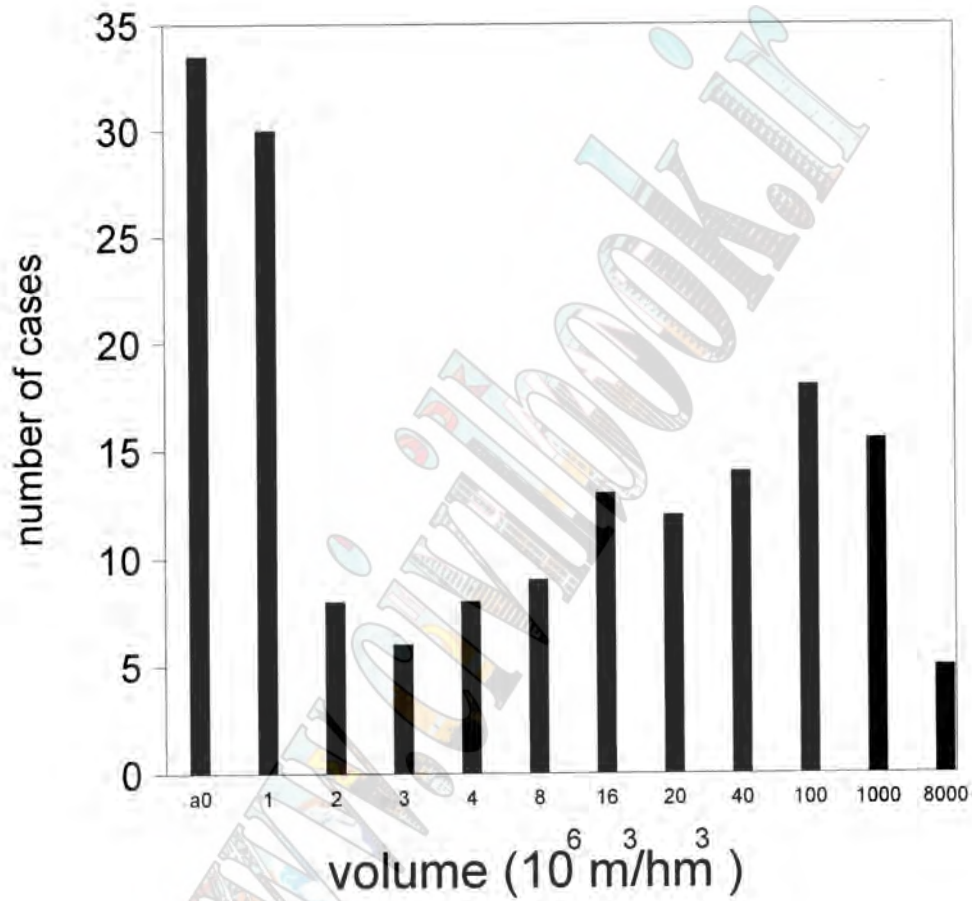
- foundations )
- 4.1.2 Deformation and land subsidence
  - 4.1.5 Internal erosion
  - 4.4 Due to steel and other materials
  - 4.4.4 Mechanical strength
  - 4.5 Due to unforeseen actions or to actions of exceptional magnitude (as a Principle, when the case dose not falls under other headings)
  - 4.5.6 Delay in construction at the time of flood
  - 4.6 Due to structural behavior
  - 4.6.1 Structural behavior of spillways
  - 4.6.2 insufficient capacity of spillway
  - 4.6.3 Erosion of spillway basement
  - 4.6.4 inadequate design of spillway
  - 4.6.4.2 of canal or tunnel
  - 4.7 Due to water flow, water level and water-borne debris (including Construction periods)
  - 4.7.1 Excessive rates of flow
  - 4.7.4 Waves
  - 4.7.8 Solid materials carried by water flow
  - 4.7.9 Discharge of floating materials
  - 4.7.10 Piping outside inserted conduit
  - 4.9 Due to operation
  - 4.9.2 inadequate instructions for operating the discharge equipment
  - 4.11 Due to maintenance
  - 4.11.6 Malfunction of discharge equipment

## 5. Reservoirs

- 5.1 Slope sliding

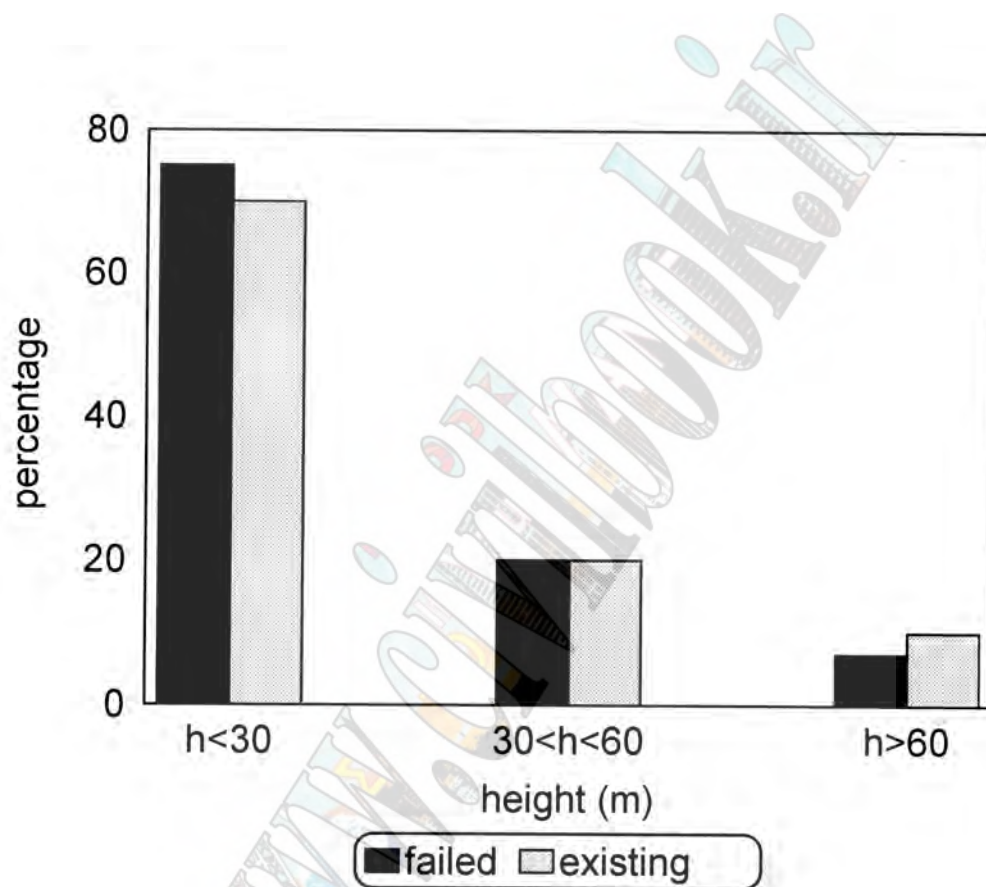
**Fig.1**

Failures by height of dams



**Fig.2**

Failures by reservoir capacity



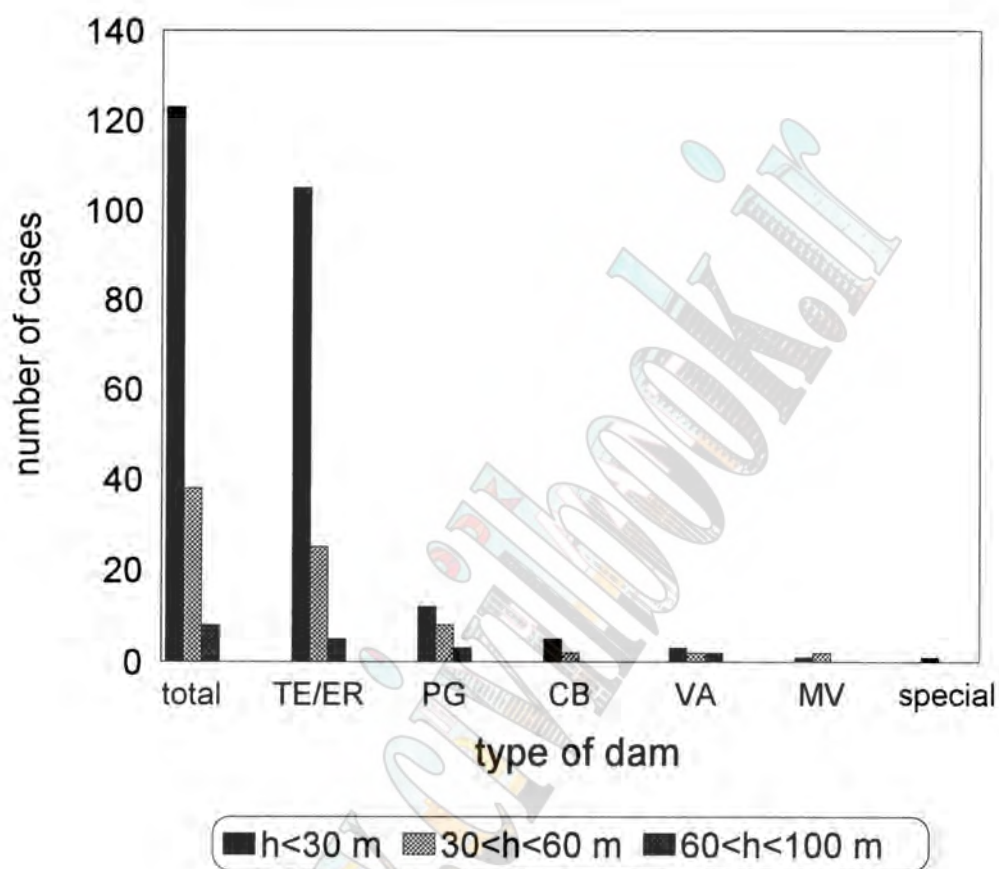
### Fig.3

Comparison of ratios

$\frac{\text{failed dams of height } H}{\text{total failed dams}}$

and

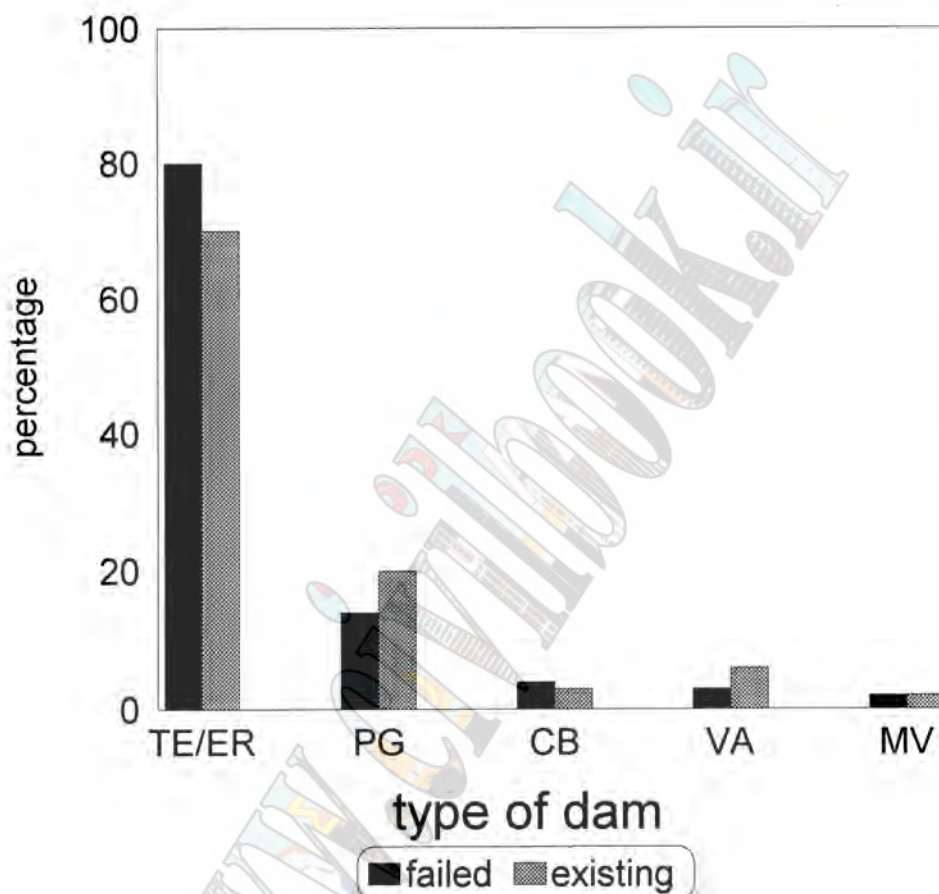
$\frac{\text{existing dams of height } H}{\text{total existing dams}}$



## Fig.4

Number of failures by type  
and height of dams





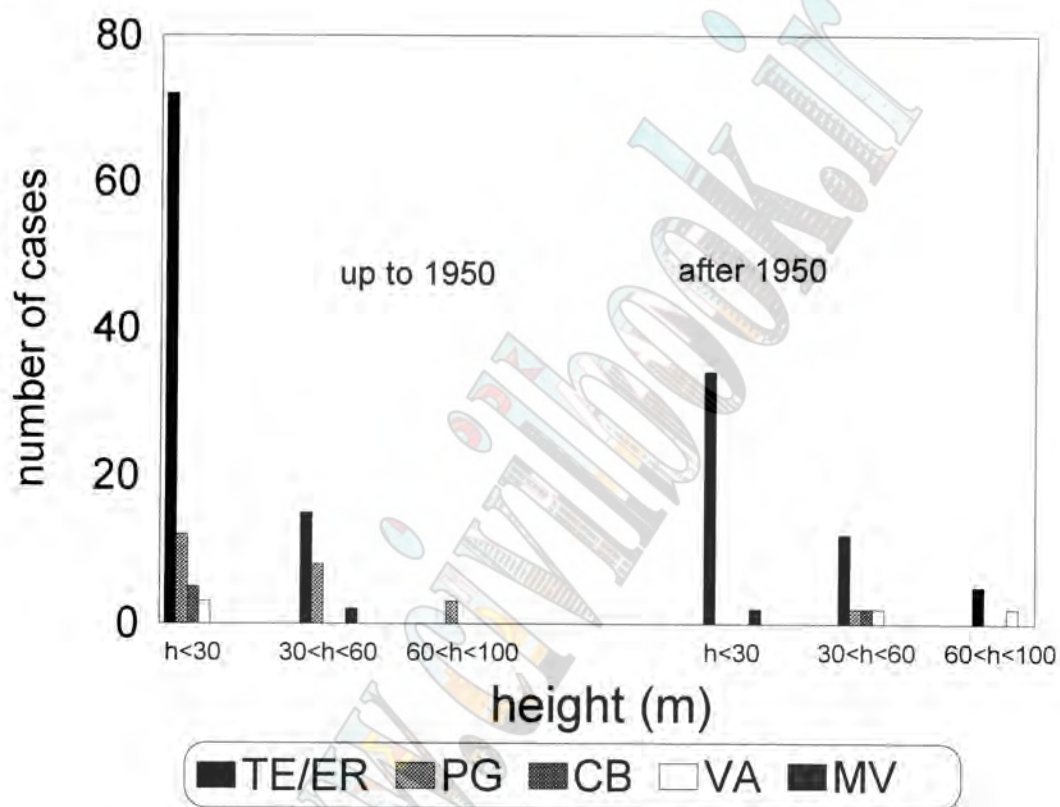
### Fig.5

Comparison of ratios

$\frac{\text{failed dams of type T}}{\text{total failed dams}}$

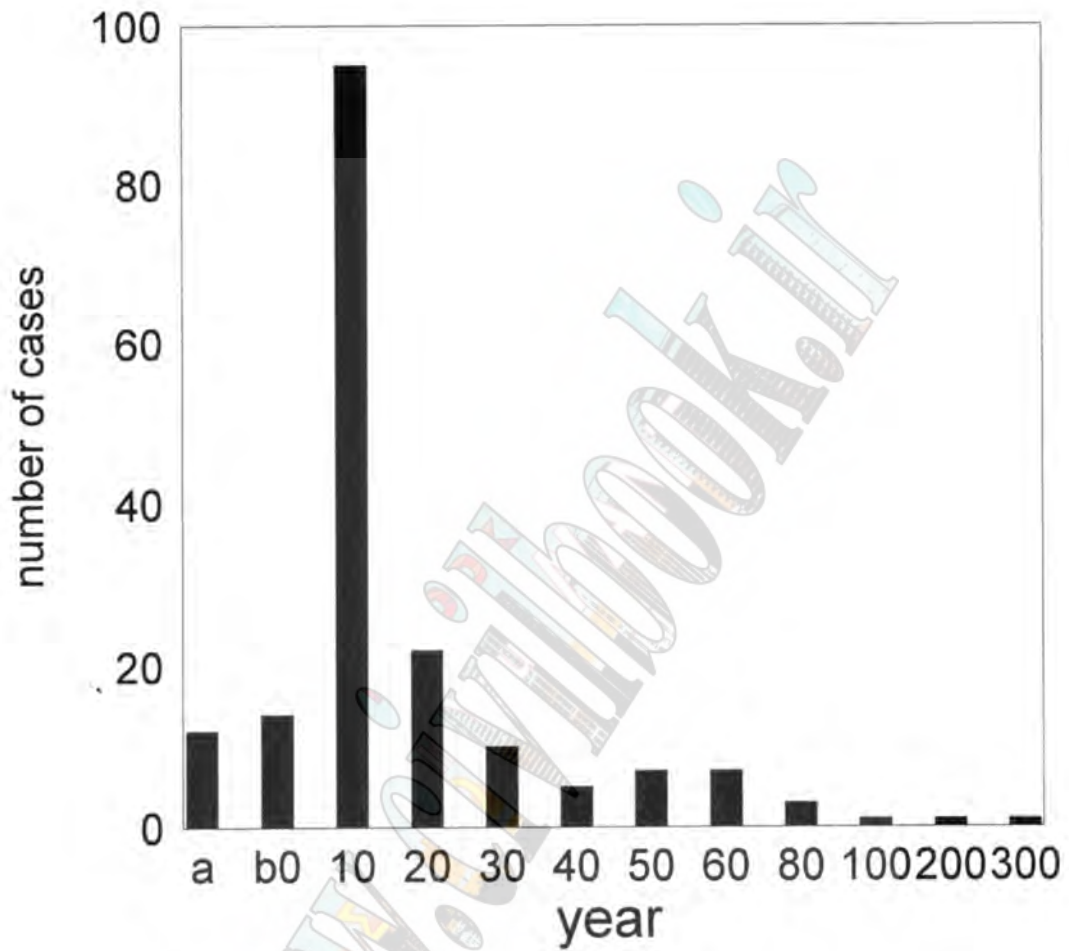
and

$\frac{\text{existing dams of type T}}{\text{total existing dams}}$



## Fig.6

Number of failures by type, height and year of construction

**Fig.7**

Failures by age of failed dams

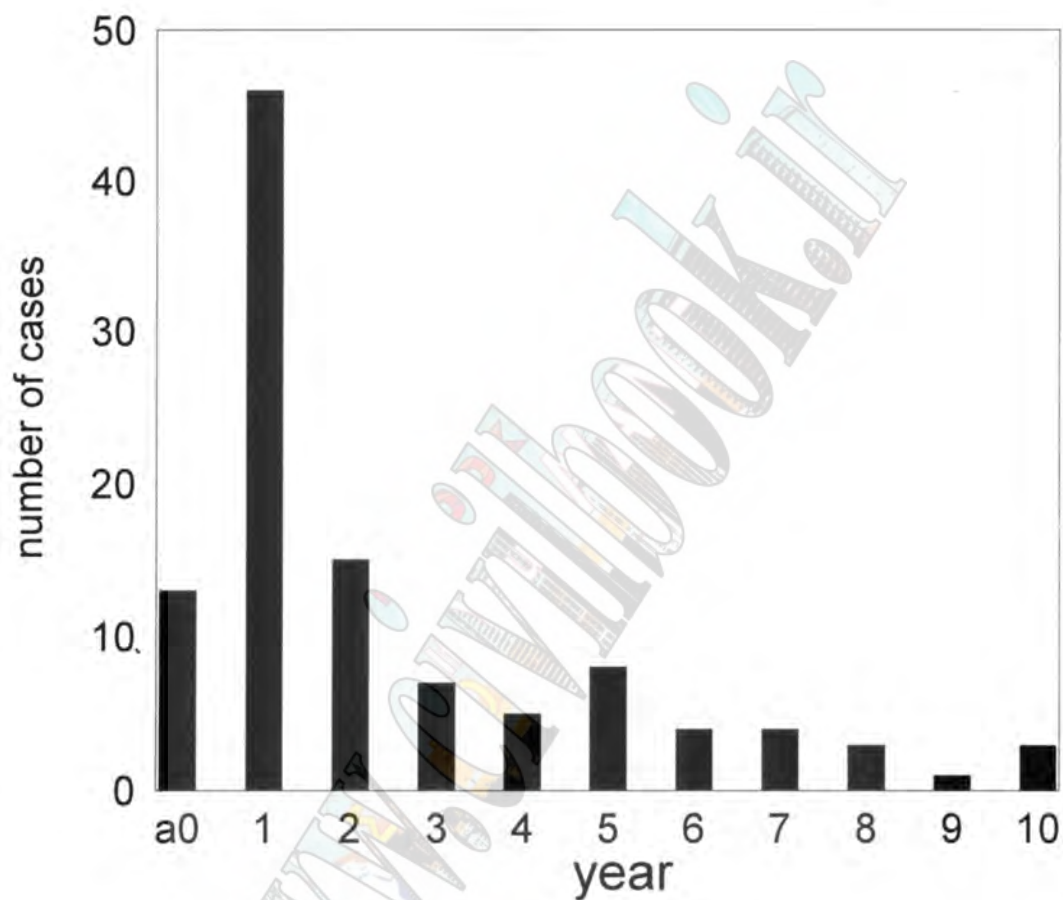
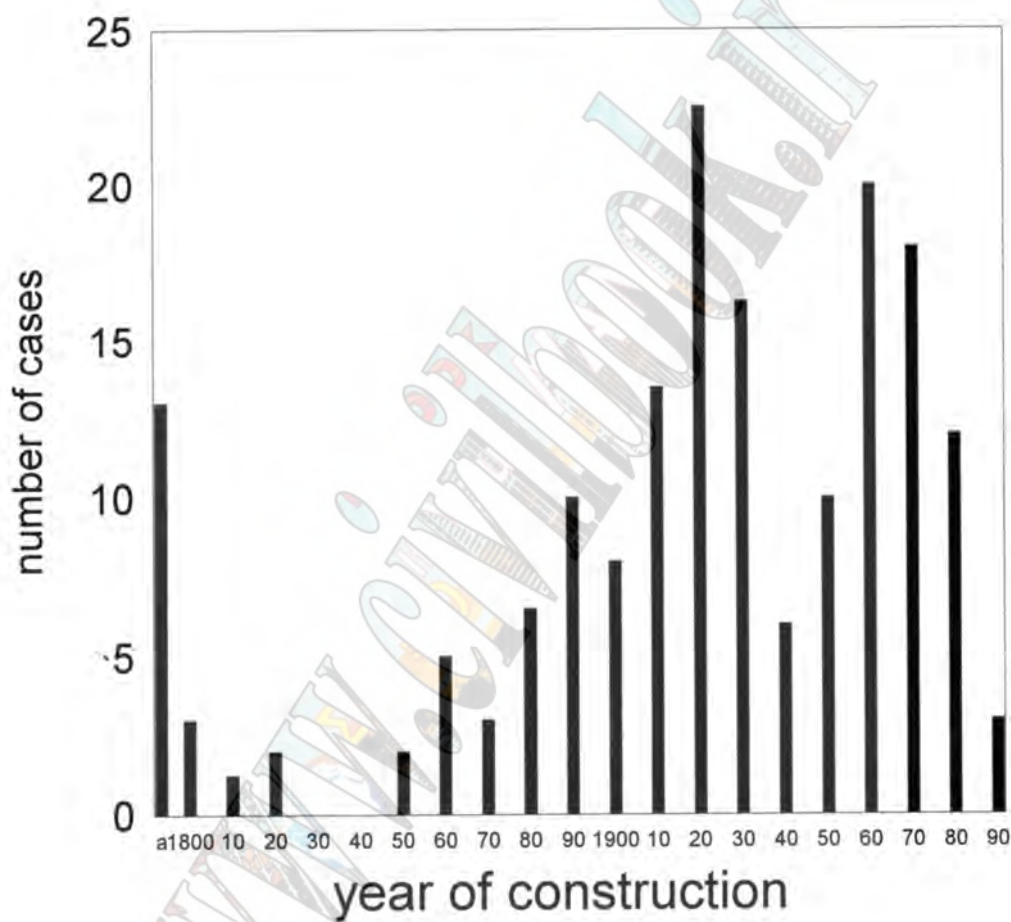


Fig.8

Failures by age of failed dams  
(less than 10 years old)

**Fig.9**

Failures by year of construction



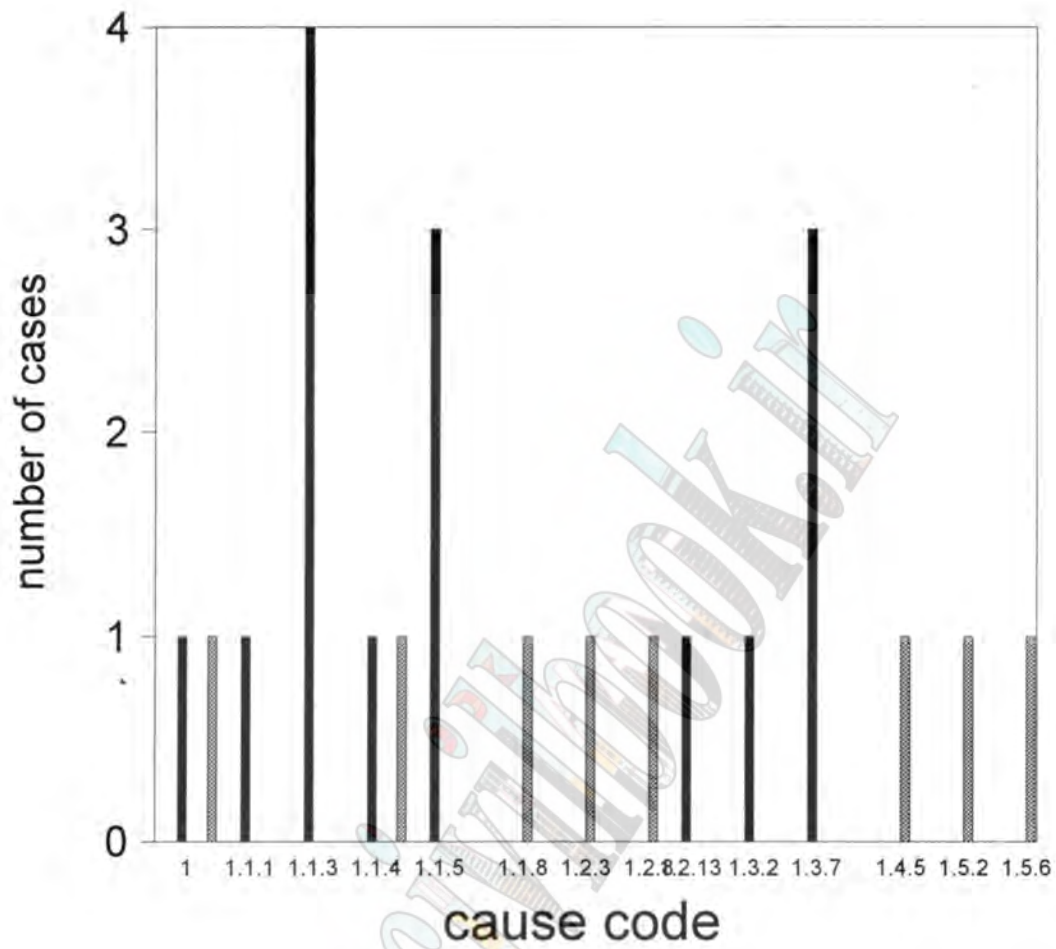
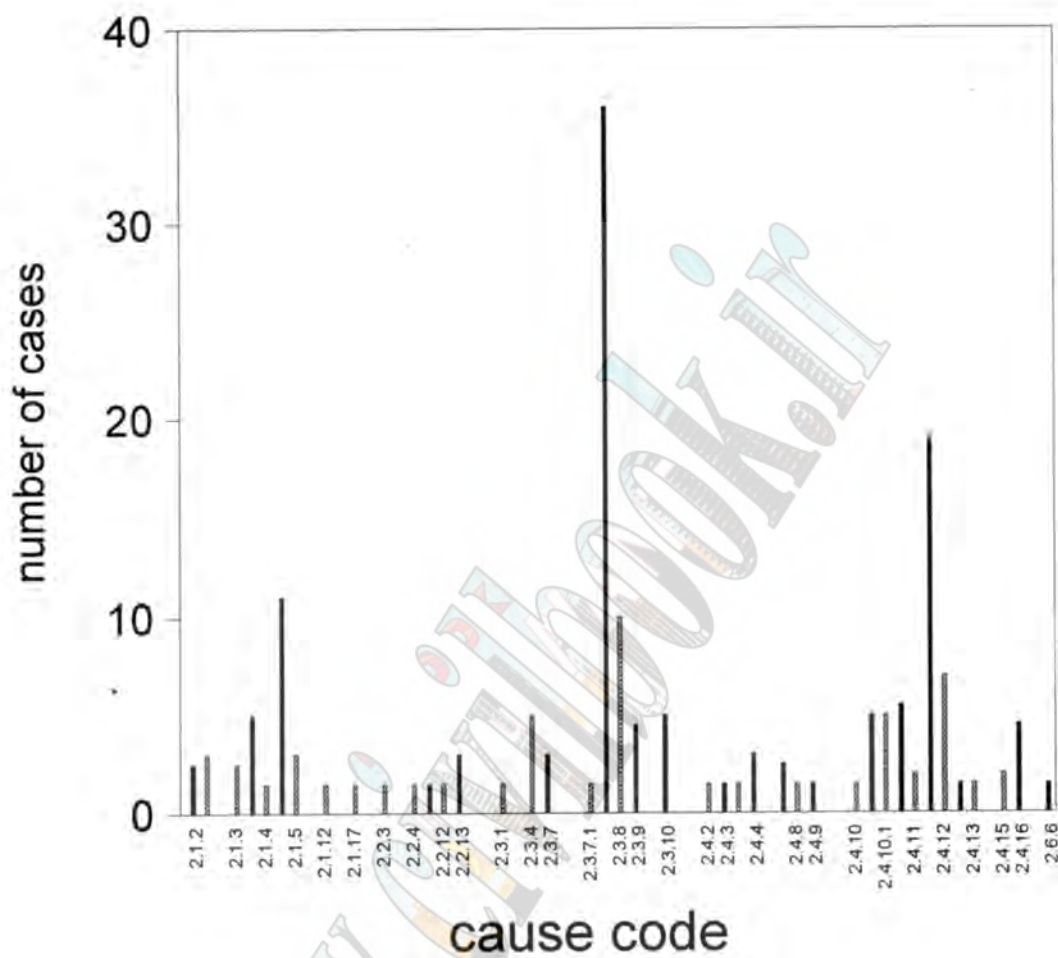


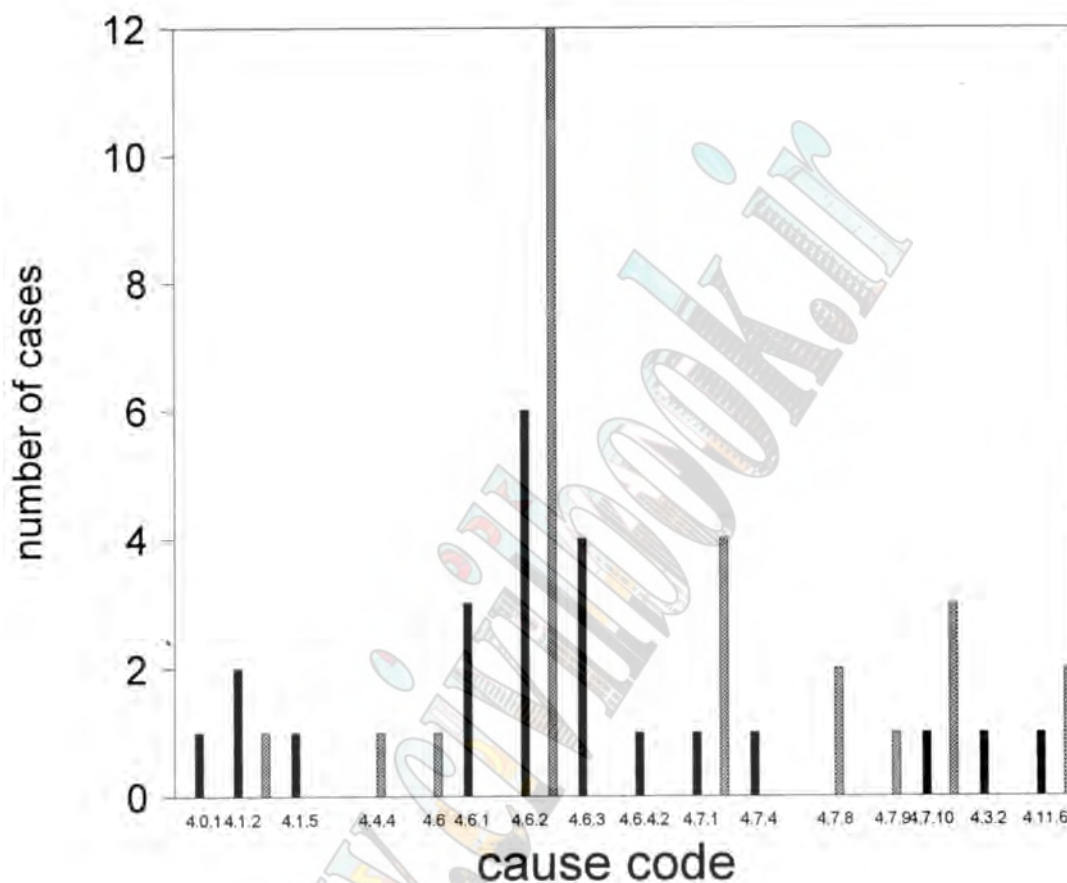
Fig.10

Causes of failure in concrete dams



**Fig.11**

Causes of failure in embankment dams



**Fig.12**  
Causes of failure in appurtenant works

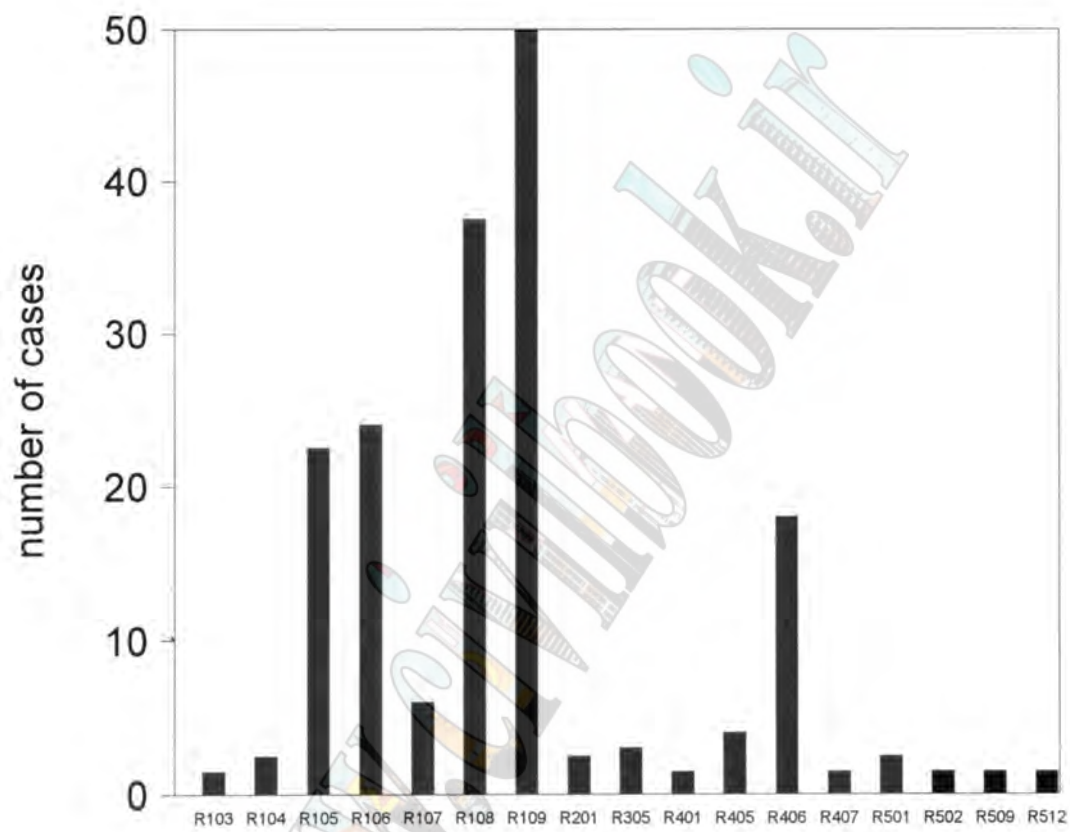


Fig.13

Remedial Measures

## مدیریت دوره تضمین طرحهای سد سازی کشور

علیرضا اسکوئی<sup>۱</sup>

### چکیده:

باعنایت به تجارب حاصل از اتمام کارهای اجرایی طرحهای سد مخزنی و نیروگاه آبی ساوه، سد مخزنی پانزده خرداد و نیز سد مخزنی ماکو (بارون)، این ضرورت برای نگارنده مطرح شده است که، در بسیاری از موارد، نگرش فعلی حاکم بر مدیریت دوره تضمین طرحهای سدسازی، لزوماً در آینده میبایستی دستخوش تغییر و تحول گردد، تا بدینوسیله بتوان ضمن حفظ پویایی عملکرد مربوط به این دوره، که به عنوان آخرین قسمت از مرحله اجرایی طرحهای سدسازی مطرح میباشد، علاوه بر کسب اطمینان از کارآئی قابل قبول طرحهای خاتمه یافته سد سازی، بازخوردهای لازمه بهبود کیفیت های طراحی و اجرایی فعالیتهای مربوط به این قبیل از طرحها را نیز فراهم نمود.

در این مقاله سعی می شود که ضمن ارائه تعریف مدیریت دوره تضمین، الگوی مناسبی از فعالیتهای مربوط به دوره تضمین طرحهای سدسازی ارائه و در نهایت برنامه ریزی نیروی انسانی و نیز بودجه بندی طرحهای اجرایی با عنایت به مسائل دوره تضمین طرحها مشخص تر شود

امید می رود که با بذل عنایت به مطالب ارائه شده در این مقاله، مقدمات شروع حرکت جدیدی در دگرگون سازی چارچوب فعالیتهای تعریف شده برای دوره تضمین طرحهای سدسازی کشورمان، در جهت ارائه خدمات مناسبتر از طرف مشاوران و پیمانکاران دست اندرکار طرحهای سدسازی و کسب رضامندی کاملتر کارفرمایان و بطور کلی برقراری یک سیستم مدیریتی اثر بخش برای آخرین قسمت اجرایی طرحهای سدسازی فراهم شود.

<sup>۱</sup> شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران - معاونت طرحهای توسعه - امور طرحهای مطالعاتی حوضه کرخه



## ۱ - دوره تضمین طرحهای سد سازی

- بمحض اینکه تحویل موقت طرحهای سد سازی انجام می پذیرد ، دوره تضمین مربوط به آنها به مدت مندرج در قراردادها شروع میشود . در دوره تضمین ، بهره برداری از طرحها ، توسط عوامل کارفرما ، با نظارت مشاور و همکاری پیمانکار مربوطه انجام می پذیرد و عملکرد مناسب و درست اجزاء مختلف طرحها چه از لحاظ صحت طراحیها و نیز کیفیت اجرای آنها از طرف مشاور و پیمانکار طرح ، تضمین میشود . به عبارت دیگر دوره تضمین شامل مرحله ای از شروع بهره برداری از طرحهای سد سازی میباشد که در این مرحله مشاور و پیمانکار طرح ، مسئولیت مستقیم پاسخگویی به مسائل پیش آمده را خواهند داشت . از طرف دیگر ، نتایج حاصل از تجارب دوره تضمین طرحهای سد سازی میتواند به عنوان یک آزمایش و محک و نیز بازخورد ( feed back ) المانهای طراحی و اجراء شده ، مورد استفاده کلیه کارشناسان و متخصصین دست اندر کار طرحها قرار گیرد و به عبارتی میتوان اذعان نمود که درستی ، صحت و دقت طراحی های مهندسین مشاور و نیز ارزش و کیفیت کارهای اجرائی پیمانکار طرح ، در طول دوران تضمین ، کاملاً نمایان و آشکار خواهند شد و به همین دلیل اعتبار و موفقیت دستگاههای یاد شده ، منوط به سپری نمودن موفقیت آمیز این دوره میباشد و البته چنانچه مشکلات و مسائلی ، عدم کارآئی مناسب طرحها را روشن نماید و ناکافی بودن طراحی ها و مشخصات فنی از یک طرف و یا غیر کیفی بودن اجرای کارهای مربوط به طرحها از طرف دیگر ، در دوره تضمین مورد اثبات و یقین کارفرما قرار گیرد ، ضمانتنامه مهندس مشاور و یا پیمانکار بر حسب مورد مربوط به هر یک از آنها ضبط شده و تسویه حسابهای نهائی و اعتبار کارهای آتی آنها نیز به مخاطره خواهد افتاد .

- مسئولیت دوره تضمین بیش از آنکه متوجه مدیران وقت طرح های سد سازی شود ، می بایستی متوجه کلیه همکاران و مهندسین و متخصصینی که نقشی در ارائه و اجرای طرحها داشته اند ، بوده و اصولاً این موضوع پذیرفته شود که ، بدون همکاری و مساعدت صمیمانه افراد یاد شده ، هرگز نمی توان به مسائل و مشکلات مطرح در دوره تضمین پاسخگو بود . تقویت روحیه تعهد پذیری در کلیه سطوح مهندسی و کارشناسی ، اعتم از دستگاههای مهندسین مشاور و پیمانکاران ، بگونه ای که مسئولیت صحت و درستی و کیفیت مناسب طراحی و اجرای کارها ، متوجه فرد به فرد همکاران در گیر در طرحها و در نهایت کل مجموعه کاری آنها شود ، می تواند در بالا بردن سطح کیفی انجام فعالیتهای مربوط به دوره تضمین طرحهای سد سازی کشور بسیار مؤثر بوده و اعتبار و خوشنامی مجموعه مدیریتی این قبیل از طرحها را فراهم نماید . با این تعبیر ، مسئولیت دوره تضمین متوجه همه دست اندر کاران طرحها خواهد بود و امیدواری برای کسب موفقیت بیش از پیش در این مرحله از کارها ، آرزوی کلیه همکاران و مهندسین و کارشناسان علاقمند به کسب افتخار و سربلندی برای شرکتی که در آن اشتغال دارند میباشد . صدور تقدیرنامه ها و نیز اختصاص پاداشهای مادی برای کلیه افرادی که متعهدانه پاسخگویی مسئولیتهای دوره تضمین در محدوده وظایف محوله بوده اند ، می تواند بعنوان ضامن اجرائی مناسبی برای دستیابی به اهداف یاد شده در بالا مطرح شود .

- تجارب حاصل از حضور در کمیسیون های تحویل موقت و دوران تضمین طرحهای سد مخزنی پانزده خرداد و سد مخزنی بارون (ماکو) و نیز دوره تضمین و کمیسیون تحویل قطعی سد و نیروگاه آبی ساوه ، به عنوان نماینده شرکت مهندسین مشاور طرحهای یاد شده ، این نتیجه ارزنده را برای نگارنده محرز نموده است که ، درجه موفقیت مربوط به سپری نمودن دوره تضمین طرحهای سدسازی و ارائه خدمات فنی و مهندسی با کیفیت مناسب و قابل قبول در این مرحله ، بستگی کامل به نحوه انجام تحویل موقت طرحهای یاد شده دارد . به عبارتی هرچه مرحله تحویل موقت طرحهای سد سازی به صورت کاملتر و دقیق تر انجام پذیرد ، مشکلات دوره تضمین آنها نیز محدودتر و سطحی تر خواهد بود .

## ۲- کنترل پایداری طرحهای سدسازی در دوره تضمین آنها

- با توجه به اینکه مسئولیت دوره تضمین طرحهای سدسازی برای مهندس مشاور و نیز پیمانکار، امری اجتناب ناپذیر میباشد و از طرفی بدون انجام خدمات مربوط به کنترل پایداری سدها، ارائه قضاوتهای مهندسی در خصوص رفتار و عملکرد سدها در این دوره، بدلیل عدم در دسترس بودن اطلاعات پایه ای مورد لزوم، عملاً غیر ممکن خواهد بود، لذا، ضروری است که در قراردادهای خدمات مهندسی این قبیل از طرحها، انجام بموقع خدمات یاد شده و ارائه گزارشهای مربوطه مطابق برنامه زمانبندی مصوب آنها، جزو وظایف اصلی مشاور

آورده شوند. در غیر این صورت، در حالت های بروز نمودن حوادث ناگوار مشکلات اجتناب ناپذیری متوجه طرحها خواهد شد. همچنین، اشتراک مساعی پیمانکاران در این زمینه نیز جزو وظایف قراردادی آنها میبایستی ملحوظ شود.

واضح است که، انجام بموقع خدمات مربوط به کنترل و پایداری سدها در طول دوره تضمین آنها، هشدارهای لازمه را از تغییراتی که در بدنه و تکیه گاهها در اثر بارگذاری حاصل میشوند، ارائه نموده و اطلاعات مربوط به احتمال بروز نمودن پدیده های از قبیل، فرار آب از زیر و اطراف پرده آب بند، نشت آب از بدنه سدها، بوجود آمدن پدیده طاق زدگی (آرچینگ) در سدهای خاکی و بالاخره بروز نمودن نشستهای نامتقارن و ایجاد شکست های هیدرولیکی و

نیز سایر پدیده های مطرح در طرحهای سدسازی را بصورت مستند در اختیار دست اندر کاران طرحهای سدسازی قرار میدهد، که با عکس العمل مناسب و بموقع، میتوان از وقوع حوادث فوق العاده خطرناکی مانند شکست سدها، جلوگیری نمود. بدون بذل توجه به اهمیت انجام خدمات مهندسی مربوط به کنترل پایداری طرحهای سدسازی در طول زمان دوره تضمین آنها، در واقع میتوان اذعان نمود که، مدیریت دوره تضمین، خارج از کنترل مسئولین مربوطه در آمده و سیر حوادث طبیعی سر نوشت طرحهای سدسازی را رقم خواهد زد.

- با توجه به اینکه در متون شرح خدمات اکثر قراردادهای مهندسین مشاور که تا بحال در خصوص طرحهای سدسازی مبادله گردیده اند، هیچگونه اشاره ای به ضرورت انجام فعالیتهای مربوط به کنترل پایداری سدها در طول دوره تضمین آنها نشده است و از طرفی با درج جملات کلی، مسئولیت کامل تهیه و تسلیم گزارشهای لازم در دوره تضمین، بصورت ابهام آمیزی، متوجه مهندسین مشاور طرحها شده و کوچکترین الزامی برای کارفرمایان در جهت عطف توجه به مسائل مربوطه ملحوظ نشده است، لذا تجربه نشان میدهد که، نتیجه کار در اکثر موارد به اینجا ختم می شود که، بدلیل عدم انجام پیش بینی های منطقی در رابطه با نیروی انسانی و بودجه بندیهای مورد نیاز این قسمت از کارها، تصمیم گیری در خصوص مسائل دوره تضمین طرحها عملاً برای کارفرمایان غیر ممکن خواهد بود و از طرفی بدلیل وجود خلاء اساسی در متون شرح خدمات مهندسی قراردادهای فی مابین، کارفرمایان در هر مقطع مسئولیت های مترتبه را متوجه مهندسین مشاور طرحها نموده و کلیه نواقص را نیز نادیده می انگارند. پیمانکاران دست اندر کار طرحهای سدسازی نیز مسئولیت خود را در طول دوره تضمین، محدود به انجام بموقع، رفع نواقص اعلام شده و نیز تهیه و ارائه صورت وضعیتهای قطعی و نقشه های مطابق ساخت و برچیدن تجهیزات کارگاهها و مسائلی از این دست دانسته و کمتر به ضرورت همکاری در جهت مسائل کنترل پایداری طرحها، پایبند میباشند.

« با عنایت به موارد یاد شده در بالا بهتر است که ردیفهای مندرج در پیوست شماره یک مقاله حاضر بنحوی، در شرح خدمات قراردادهای خدمات مهندسین مشاور طرحها گنجانیده شده و پیمانکاران طرحهای سدسازی نیز ملزم به همکاری در این زمینه ها باشند.»

### ۳- کارهای میکروژئودزی طرحهای سد سازی

- انجام فعالیتهای میکروژئودزی طرحهای سد سازی و ارائه بموقع گزارشهای دوره ای مربوطه، به عنوان بخشی از اطلاعات مهم و تاثیرگذار در تصمیم گیریها و قضاوت های مهندسی لازم در دوره تضمین طرحهای سد سازی مطرح می باشد و بدون انجام این قسمت از کارها، اطلاعات مکمل و ضروری مربوط به نحوه و روند تغییر مکانهای افقی وقائم و تغییر شکل های بدنه و نواحی تکیه گاهی در طول زمان اولین دوره آبرگیری سدها، دور از دسترس خواهد بود. اهمیت موضوع، بیشتر روشنتر میشود چنانچه توجه داشته باشیم که، اطلاعات مربوط به ثبت تغییر مکانهای افقی و تغییر شکل ها و نشستها در اولین دوره از آبرگیری سدها، به عنوان اطلاعات مبنائی در تمام طول زمان بهره برداری از سدها مطرح خواهد بود و وضعیتهای آتی سدها با ارقام و اطلاعات ثبت شده در اولین دوره آبرگیری آنها، مورد تجزیه و تحلیل و قضاوتهای مهندسی قرار خواهند گرفت. واضح است که حذف و یا نادیده انگاشتن انجام خدمات میکروژئودزی طرحها در دوره تضمین آنها، موجب خدشه دار شدن تعهدات خدمات مهندسین مشاور طرحها در دوره تضمین آنها خواهد شد و لذا ضروری است که شرح فعالیتهای میکرو ژئودزی طرحها با جزئیات کامل آنها همراه با پیش بینی تعهدات کارفرمایان و برنامه زمانبندی مصوب انجام خدمات یاد شده در متون قراردادهای خدمات مهندسین مشاور طرحهای سدسازی آورده شود.

« در پیوست شماره دو، نمونه ای از شرح فعالیتهای میکروژئودزی پیشنهادی در خصوص طرحهای سدسازی ارائه شده است.»

### ۴- مطالعات رسوب سنجی طرحهای سد سازی

- انجام خدمات مربوط به مطالعات رسوب سنجی طرحهای سدسازی، بدلیل ماهیت کارهای مربوطه، بگونه ای مطرح می باشد که، چنانچه این قبیل از خدمات با پیشرفت فیزیکی و زمان آبرگیری طرحها هماهنگی نداشته باشند، عملاً انجام کارهای یاد شده در آینده با مشکلات عدیده ای مواجه خواهند شد، لذا، ضروری است موضوع خدمات مهندسی مراحل مختلف رسوب سنجی طرحها نیز در قالب قرارداد اصلی خدمات مهندسی مشاور طرحها، گنجانیده شود.

- چنانچه کارفرمایان به هردلیل موجود، ارجاع خدمات مهندسی مربوط به رسوب سنجی طرحهای سدسازی را به سایر شرکتهای ارائه دهنده این قبیل از خدمات، مورد نظر قرار دهند، ضروری است که هدایت و کنترل انجام فعالیتهای یاد شده، حد اقل در طول دوره تضمین طرحها، در چارچوب وظایف مهندسین مشاور اصلی طرحها آورده شود.

### ۵- پروژه های آبخیزداری طرحهای سد سازی

- نقش حیاتی انجام پروژه های آبخیزداری در مورد طرحهای سدسازی کاملاً روشن است و اجرای بموقع این قبیل از پروژه ها موجب افزایش طول زمان بهره برداری از سدها و در نتیجه آن بازدهی آنها خواهد شد. از طرفی نادیده انگاشتن اجرای پروژه های آبخیزداری، نهایتاً موجب تجمع سریع رسوبات رودخانه ای در پشت سدها گردیده و بهره برداری از آنها را با مشکلات عدیده ای مواجه خواهد نمود. لذا، ضروری است که مطالعات آبخیزداری طرحهای سدسازی همزمان با پیشرفت مطالعاتی طرحهای یاد شده انجام پذیرد و بهتر است که کارفرمایان طرحهای سدسازی، همزمان با مبادله قرارداد های خدمات مهندسی آنها، قراردادهای خدمات مهندسی مطالعات پروژه های آبخیزداری را نیز در نظر داشته باشند.

- چنانچه کارفرمایان بهر دلیل موجود، ارجاع خدمات مهندسی مربوط به پروژه های آبخیزداری طرحهای سدسازی را به سایر شرکتهای ارائه دهنده این قبیل از خدمات، مورد نظر قرار دهند، ضروری است که نقش هدایت و کنترل انجام فعالیتهای یاد شده

در چهار چوب وظایف مهندسين مشاور اصلی طرحها گنجانیده شوند و به هیچ وجه انجام فعالیتهای یاد شده نبایستی به دست فراموشی سپرده شوند .

- برنامه زمانبندی طراحی و اجرای پروژه های آبخیزداری طرحهای سدسازی می بایستی بنحوی ملحوظ شوند که ، مقطع زمانی شروع دوره تضمین و آغاز بهره برداری از سدها ، مصادف با اتمام فعالیتهای اجرائی پروژه های یاد شده باشد .

## ۶- دستورالعملهای لازم و گزارش آزمایشهای تجهیزات ومصالح ونیز نقشه های مطابق ساخت ( AS – BUILT )

- دستورالعمل ها در واقع به عنوان راهنماهای مؤثری برای اداره کنندگان طرحهای سدسازی، در مقاطع مختلف زمانی و بخصوص در مرحله بهره برداری از سدها مطرح میباشند و بدون تهیه و تدوین و ارائه این دستورالعمل ها ، نوعی سردرگمی و بی نظمی و نهایتاً عدم امکان بهره برداری مطلوب از سدها بوجود آمده و در مواردی نیز آسیب ها و خطرات جدی متوجه تجهیزات و یا خود طرحها خواهد شد . بطور کلی در طرحهای سدسازی ، دستورالعملها در دو نوع تهیه و به کارفرمایان ارائه میشوند ، نوع اول دستور العمل های تجهیزات نصب شده در سد و نیروگاه میباشد که توسط سازندگان تجهیزات یاد شده تهیه و ارائه می شوند و مهندسين مشاور طرحها، می بایستی ضمن بررسی این دستورالعملها و کنترل متون ترجمه شده مربوطه و نیز تطابق مدارک با مشخصات فنی طرحها، نسبت به تصویب و ارسال بموقع آنها به کارفرمایان اقدام نمایند و ضروری است که کلیه این موارد در متون قراردادهای خرید تجهیزات از سازندگان و پیمانکاران مربوطه درج شوند . نوع دیگری از دستورالعملها، مربوط به آئین نامه های طراحی و مشخصات فنی و نیز تجارب مهندسين مشاور در خصوص نحوه اداره نمودن طرحهای سدسازی میباشد، که این نوع از دستورالعملها نیز میبایستی توسط مهندسين مشاور، به موقع تهیه و تسلیم کارفرمایان شوند. لازم است که کلیه دستورالعملهای مربوط به بهره برداری و نگهداری و انجام تعمیرات و نیز مانور تجهیزات سد و نیروگاه ، تا مقطع زمانی انجام تحویل موقت آنها ، از طرف مهندسين مشاور طرحهای مربوطه تهیه و یا تصویب شده و به کارفرمایان ارائه شوند .

« در پیوست شماره سه نمونه ای از ، شرح فعالیتهای مربوط به تهیه و تصویب دستورالعملهای لازم، جهت بهره برداری و اداره نمودن طرحهای سدسازی ارائه شده است و لازم است که این پیوست نیز به عنوان شرح خدمات مهندسين مشاور طرحها در قراردادهای خدمات مهندسی گنجانیده شود. » بدیهی است که بدون توجه به موضوع تهیه دستورالعملهای لازم ، اختلالات زیادی در امر بهره برداری و اداره نمودن طرحهای سدسازی در دوره تضمین و پس از آن بوجود خواهد آمد و جوابگویی به سئوالات و مشکلات عدیده بوجود آمده در این مرحله ، عملاً غیر ممکن خواهد بود .

- گزارشهای آزمایش های مربوط به تجهیزات ومصالح نیز بموقع خود میبایستی از طرف پیمانکاران و سازندگان تجهیزات تهیه و با تصویب مهندسين مشاور، به کارفرمایان ارائه شوند .

- گزارشهای پایانی طرحها نیز میبایستی از طرف مهندسين مشاور طرحها تهیه و به تعداد نسخ لازم تکثیر و به کارفرمایان ارائه شوند .

- تهیه نقشه های مطابق ساخت ( AS – BUILT ) ، از جمله وظایف پیمانکاران اصلی طرحهای سدسازی میباشد که مهندسين مشاور طرحها، ملزم به بررسی و تصویب آنها میباشد . این قبیل از نقشه ها بمرور در طول زمان اجرای طرحها ، از طرف دفاتر فنی پیمانکاران تهیه و به تصویب مهندسين مشاور می رسند و لازم است که نسخ لازمه به تعداد مندرج در قراردادهای پیمانکاران با کیفیت مناسبی تهیه و قبل از انجام تحویل موقت طرحهای سدسازی ، به



کارفرمایان و نهایتاً گروههای بهره برداری سدها ارائه شوند. همچنین گروههای بهره برداری می‌بایست در طول زمان دوره تضمین، توسط مهندسين مشاور طرحها، با کلیه نقشه‌های مطابق ساخت سدها و نیز گزارش آزمایشهای مربوط به تجهیزات و مصالح بکار برده شده، آشنا شده و نسبت به اجزاء طرح خود اشراف کامل داشته باشند.

## ۷- آموزش گروههای بهره برداری از سدها

- گروههای بهره برداری از سدها معمولاً، توسط کارفرمایان طرحها بر اساس ضوابط کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، انتخاب و استخدام و تشکیل می‌شوند. این گروهها میبایستی قادر باشند پس از طی نمودن دوره تضمین بهره برداری از سدها، مستقلاً و بدون کوچکترین مشکلی اداره امور سدها را به عهده بگیرند. البته چنانچه در آینده، واگذاری بهره برداری از سدها به شرکتهای تخصصی مورد توجه کارفرمایان قرار گیرد، در آن صورت مسئولیت سازماندهی گروههای بهره برداری نیز متوجه این شرکتهای خواهد شد.

- آموزش گروههای بهره برداری سدها، با هدف دستیابی به تسلط کامل افراد این گروهها، به مبانی تئوریک و عملی دستورالعملهای مختلف بهره برداری، تعمیر و نگهداری، مانور کلیه تجهیزات مربوط به سد و نیروگاه، ثبت و ربط ابزار دقیق، انجام بهره برداری صحیح از مخازن با اختصاص حقایقها با منظور نمودن اهداف طرح - مسائل اضطراری مربوط به وقوع سیلابها - پیش بینی احتمال بروز نمودن سرریزها و بالاخره مدیریت علمی و درست بهره برداری از سدها، انجام می‌پذیرد. آموزشهای تئوریک ضرورتاً میبایستی قبل از مرحله تحویل موقت سدها، با تشکیل کلاسهای منظم از طرف سازندگان و بانظارت نمایندگان مهندسين مشاور و کارفرمایان طرحهای سدسازی انجام پذیرفته و پس از اتمام دوره های مربوطه، گواهینامه های پایان دوره ها، با درج سطوح موفقیت های شرکت کنندگان در این دوره ها، توسط سازندگان تجهیزات، صادر شده و به کارفرمایان ارائه شوند. آموزش های عملی مربوط به کلیه مسائل بهره برداری از سدها، در طول دوره تضمین سدها، با مشارکت و همکاری نزدیک نمایندگان پیمانکاران و سازندگان تجهیزات و نیز مهندسين مشاور طرحها و زیر نظر مستقیم نمایندگان کارفرمایان انجام پذیرفته و پس از پایان دوره، گواهینامه های لازمه، صادر و به کارفرمایان ارائه خواهند شد. آموزش گروههای بهره برداری سدها چه بصورت تئوریک و عملی آنها، از جمله وظایف اصلی پیمانکاران و سازندگان تجهیزات و نیز مهندسين مشاور طرحهای سدسازی میباشد و گواهینامه های مربوط به کفایت و اتمام آموزش های تئوریک و عملی گروههای بهره برداری سدها، میبایستی بامشارکت دستگاههای یاد شده، بموقع خود صادر و به کارفرمایان ارائه شوند.

« در پیوست شماره ۴، نمونه ای از شرح فعالیتهای مربوط به آموزش گروههای بهره برداری سدها ارائه شده است که لازم است در متون قراردادهای خرید تجهیزات از سازندگان و پیمانکاران و نیز قراردادهای خدمات مهندسين مشاور و پیمانکاران اصلی طرحها، ملحوظ شود. »

## ۸- ابزارهای کار و لوازم یدکی

- ابزارهای کار و لوازم یدکی لازم در دوران تضمین بهره برداری و نیز پس از آن تا زمان مندرج در قراردادهای خرید تجهیزات، از جمله مواردی می‌باشند که میبایستی قبل از انجام تحویل موقت طرحهای سد سازی تحویل کارفرمایان و نهایتاً گروه بهره برداری سدها شوند. کمیّت و کیفیت ابزارها و لوازم یدکی مورد نیاز، میبایستی مورد تأیید مهندسين مشاور طرحها قرار گرفته و نحوه انبار نمودن و نگهداری آنها نیز مطابق توصیه های سازندگان و پیمانکاران تجهیزات مورد عمل قرار گیرد.

- آشنائی عملی گروههای بهره برداری، با جزئیات ابزار و لوازم یدکی مربوط به تجهیزات مختلف طرحهای مربوطه و نحوه بکار گیری آنها، از جمله وظایفی است که در طول دوره تضمین، از طرف نمایندگان پیمانکاران و سازندگان تجهیزات و با نظارت مهندسين مشاور میبایستی انجام پذیرد.



## ۹- مدت زمان دوره تضمین طرحهای سدسازی کشور

- معمولاً در کلیه قراردادهای مربوط به طرحهای سدسازی کشورمان، مدت زمان دوره تضمین طرحها، حداکثر برابر با دو سال و یا یک بار وقوع سرریز سدها (هر کدام که زودتر اتفاق بیافتد)، قید می شود، که این مدت زمان با توجه به توالی وقوع خشکسالی ها و ترسالی ها در مناطق مختلف کشورمان و طول زمانی آنها، مغایرت دارد. پیشنهاد میشود که، مدت زمان دوره تضمین طرحهای سدسازی در کشورمان، با توجه به شرایط اقلیماتولوژی طرحها و با منظور نمودن طول زمانی توالی خشکسالیها و ترسالیها در محل اجرای آنها، از طرف مهندسين مشاور تعیین و به کارفرمایان اعلام شوند.

## ۱۰- برنامه ریزی نیروی انسانی مورد نیاز دوره تضمین طرحهای سدسازی

- چنانچه مهندسين مشاور و نیز سایر شرکتهای طرف قرارداد در طرحهای سدسازی کشور، ملزم به ارائه خدمات مناسب در دوره تضمین طرحها شوند، در این صورت نیروی انسانی متناسب نظارت کارگاهی دوره تضمین نیز می بایستی در قراردادهای مربوطه پیش بینی شود. حضور مهندسين و نیز تکنسینهای مقیم متخصص تجهیزات سد و نیروگاه و مسائل مربوط به ثبت و ربط قرائت های ابزار دقیق و بالاخره کارهای نقشه برداری، در طول دوره تضمین، موجب انجام کارها مطابق با کیفیت مورد نظر خواهد شد و حذف حضور فیزیکی این افراد به هر دلیل، موجب بروز نمودن مشکلات اساسی در دوره بهره برداری از سدها را فراهم خواهد نمود. که با توجه به سرمایه گذاری های عظیمی که جهت اجرای این قبیل از طرحها اختصاص می یابد، بهتر است که این نوع از اقدامات به عنوان صرفه جویی در هزینه اجرائی طرحها قلمداد نگردیده و حضور فیزیکی عوامل نظارت در طول دوره تضمین طرحها به صورت مؤکد از طرف کارفرمایان خواسته شود.

در برنامه ریزی نیروی انسانی مورد نیاز دوره تضمین طرحهای سدسازی، حضور فیزیکی و دائم حداقل یک نفر مهندس ناظر مقیم و سه نفر تکنسین ناظر مقیم متخصص در زمینه های تجهیزات سد و نیروگاه و کنترل ثبت و ربط قرائت های ابزار دقیق و نیز کارهای میکروژئودزی، از طرف مهندسين مشاور طرح توصیه می شود، در غیر این صورت مشکلات مربوط به دوره تضمین طرحها، متوجه کارشناسان ستادی مهندسين مشاور مربوطه خواهد بود که عملاً مرتفع نخواهند شد.

## ۱۱- بودجه بندی طرحهای اجرائی سدسازی با توجه به مسائل دوره تضمین آنها

- در بودجه بندی اجرای طرحهای سد سازی کشور، میبایستی نسبت به اختصاص اعتبارات منطقی و مورد نیاز انجام کارهای کنترل پایداری، میکروژئودزی و رسوب سنجی، در دوران تضمین سدها و نیز اجرای پروژه های آبخیزداری و بالاخره سازماندهی صحیح گروههای بهره برداری از سدها بذل عنایت شود.

## ۱۲- برقراری هماهنگی مابین کلیه پروژه های مربوط به طرحهای سدسازی در دوره تضمین آنها

- مدیریت دوره تضمین طرهای سدسازی، نمیتواند بصورت انتزاعی در مورد پروژه های مختلف این قبیل از طرحها، مطرح شود و ضروری است که مجموعه پروژه های تشکیل دهنده یک طرح، بصورت یکجا در دوره تضمین مورد کنترل و بهره برداری قرار گیرد. برقراری یک سبک مدیریتی هماهنگ در مورد کلیه پروژه های تشکیل دهنده طرحها و حفظ یکپارچگی و جامعیت آنها، یکی از موارد مهم هماهنگی در مدیریت دوره تضمین طرحهای سدسازی میباشد.

## ۱۳- الگوی تضمین کیفیت و مغایرت های کلی موجود با دوره تضمین طرحهای سدسازی کشور

- امروزه اکثر شرکتهای مهندسين مشاور و نیز پیمانکاران شناخته شده و بخصوص طراحان و سازندگان و پیمانکاران دست اندر کار طرحهای سد سازی کشورمان، موفق به دریافت گواهینامه های استاندارد "ایزو - ISO"

شده اند، که این موضوع خود به خود، نشان دهنده پایبندی این شرکت ها به اصول سیستم تضمین کیفیت در چار چوب مسئولیت های آنها میباشد. با توجه به اینکه معمولاً استانداردهای "ایران ایزو - ۹۰۰۱ و ۹۰۰۲" به عنوان الگوهائی برای تضمین کیفیت، هنگامی بکار میروند که، عرضه کننده ها، مطابقت با نیازمندیهای تعیین شده را در مراحل مختلف طراحی، توسعه، تولید، نصب و ارائه خدمات، تضمین می نمایند. چنانچه نیازمندیهای مختلف طراحی و اجرای طرحهای مختلف سدسازی، از طرف عرضه کننده های آنها، بصورت کامل و دقیق مطرح شوند، در این صورت، کیفیت طرحهای اجراء شده، در مقایسه با استانداردهای بین المللی، سطح بسیار مناسبی داشته و بسیاری از مغایرتهای اساسی موجود در رابطه با اصول استانداردهای تضمین کیفیت خود بخود مرتفع خواهند شد.

#### ۱۴ - سایر فعالیتهای جنبی

- بهتر است که کارفرمایان طرحهای سدسازی، در جهت تطابق هر چه بیشتر با استانداردهای بین المللی در خصوص انجام فعالیتهای بهره برداری از سدها در دوره تضمین آنها، موارد زیر را جزو مسئولیتهای کاری خود تلقی نموده و نسبت به انجام آنها اهتمام ورزند.

- برقراری سیستم ارتباط ماهوارهای انتقال اطلاعات از محل سدها به مراکز تصمیم گیری آنها.
- دایر نگهداشتن راههای دسترسی به محل سدها و حراست کامل از تاسیسات.
- هماهنگی با مقامات محلی در ارتباط با شرایط اضطراری سدها.
- بررسی وضعیت آلودگی بیوشیمائی آب و امکان رشد جلبکها و خزه ها و باکتری های اشائه دهنده بیماریها در مخازن سدها
- اجرای پروژه های پرورش ماهی در دریاچه سدها.
- استفاده از دریاچه و سواحل مخازن سدها، جهت تفریحات سالم.

#### ۱۵ - تعریف و اجرای پروژه های ترمیم، باز سازی و علاج بخشی در دوره تضمین طرحهای سدسازی کشور

- بررسی اجمالی وضعیت سدهای اجراء شده در سنوات اخیر کشورمان نشان میدهد که، در صد قابل توجهی از آنها، در دوره تضمین دچار مشکلاتی شده اند که، ضرورت تعریف و اجرای پروژه های ترمیم، بازسازی و علاجبخشی در این مرحله، اجتناب ناپذیر شده است. بطور کلی وجود آمادگی های کافی در دستگاههای مهندسی مشاور و پیمانکاران و نیز کارفرمایان، در جهت مقابله با وضعیتهای آسیب دیدگی طرحهای سدسازی در دوره تضمین آنها، یکی از نکات مهمی است که نبایستی به هیچ وجه به فراموشی سپرده شود.

#### نتیجه گیری و پیشنهادات:

- نتیجه ای که از موارد مطرح شده در این مقاله میتواند بصورت خلاصه ارائه شود، بقرار زیر میباشد، که امید است مورد توجه و استفاده کلیه دست اندرکاران طرحهای سدسازی کشور قرار گیرد.

۱- مرحله انجام تحویل موقت طرحهای سدسازی به عنوان یک مرحله مهم و اساسی از فعالیتهای مهندسی این طرحها میباشد که میبایستی بر اساس ضوابط و اصول درست و دقیق آن و با پرهیز نمودن از اعمال نقطه نظرات غیر فنی و بدور از مسامحه کاریها انجام پذیرد.

- ۲- درجه موفقیت مربوط به سپری نمودن دوره تضمین طرحهای سدسازی، بستگی کامل به نحوه انجام مرحله تحویل موقت این طرحها دارد و به عبارتی میتوان گفت که، هر اندازه مرحله تحویل موقت طرحهای سدسازی بصورت کاملتر و دقیقتر انجام پذیرد، مشکلات دوره تضمین آنها نیز محدودتر و سطحی تر خواهد بود.
- ۳- مسئولیت دوره تضمین طرحهای سدسازی متوجه همه دست اندرکاران طرحها خواهد بود و امیدواری برای کسب موفقیت بیش از پیش در این مرحله از کارها، آرزوی کلیه همکاران و مهندسين و کارشناسان علاقمند به کسب افتخار و سربلندی برای شرکتی که در آن اشتغال دارند، میباشد.
- ۴- انجام کارهای کنترل پایداری طرحهای سدسازی در طول دوره تضمین آنها، یکی از فعالیتهای مهم و ضروری میباشد و بدون انجام آنها، در واقع میتوان اذعان نمود که، مدیریت دوره تضمین، خارج از کنترل مسئولین مربوطه در آمده و سایر حوادث طبیعی، سرنوشت طرحهای سدسازی را رقم خواهد زد.
- ۵- انجام کارهای میکروژئودزی طرحهای سدسازی، یکی از ضروریات حتمی جهت کسب اطلاعات دقیق از تغییر شکلهای فیزیکی سدها در دوره تضمین آنها بوده و بدون انجام این قسمت از فعالیتهای مهندسی در این دوره، مخدوش خواهند بود.
- ۶- اجرای پروژه های رسوب سنجی طرحهای سدسازی، بگونه ای که عدم تداخل زمان انجام فعالیتهای مربوطه با زمان اولین مرحله آگیری سدها مورد توجه قرار گیرد، یکی دیگر از ضروریات میباشد.
- ۷- اجرای پروژه های آبخیزداری طرحهای سدسازی موجب افزایش طول زمان بهره برداری از سدها و در نتیجه بازدهی طرحها خواهد بود. این مورد مؤکداً درخواست میشود.
- ۸- انجام بازدیدها و بازرسی های دوره ای از تجهیزات نصب شده و حصول اطمینان از عملکرد مناسب آنها در دوره تضمین، یکی دیگر از وظایف مهم پیمانکاران و سازندگان تجهیزات میباشد و در این رابطه همکاری مهندسين مشاور طرح نیز ضروری است.
- ۹- تهیه و ارائه کلیه دستورالعملهای لازم و گزارشهای آزمایشهای تجهیزات و مصالح و بالاخره نقشه های مطابق ساخت، از جمله وظایف پیمانکاران و سازندگان تجهیزات میباشد و همکاری مهندسين مشاور طرح نیز در مورد بررسی و تصویب آنها ضروری است.
- ۱۰- آموزش گروههای بهره برداری سدها، چه بصورت تئوریک و عملی آنها، از جمله وظایف اصلی پیمانکاران و سازندگان تجهیزات و نیز مهندسين مشاور طرحهای سدسازی میباشد.
- ۱۱- ابزارهای کار و لوازم یدکی مورد نیاز تجهیزات نصب شده در طرحهای سدسازی بر اساس قرارداد، از طرف پیمانکاران و سازندگان مربوطه تهیه و ارائه میگردد و کمیت و کیفیت و نیز نحوه نگهداری آنها، میبایستی مورد تأیید مهندسين مشاور طرحها، قرار گیرند.
- ۱۲- لازم است که، مدت زمان دوره تضمین هر یک از طرحهای سدسازی کشور، با توجه به شرایط کلیماتولوژی طرحها و منظور نمودن طول زمانی و توالی خشکسالیها و ترسالیها در محل اجرای طرحها، از طرف مهندسين مشاور آنها تعیین و به کارفرمایان اعلام شوند.
- ۱۳- برنامه ریزی نیروی انسانی دوره تضمین طرحهای سدسازی میبایستی بصورت جامع و کامل آن ملحوظ شود.
- ۱۴- در بودجه بندی طرحهای اجرائی سدسازی، میبایستی نسبت به اختصاص اعتبارات منطقی دوره تضمین آنها توجه نمود.
- ۱۵- برقراری یک سبک مدیریتی هماهنگ در مورد کلیه پروژه های تشکیل دهنده طرحها و حفظ یکپارچگی و جامعیت و همزمانی بهره برداری از آنها، یکی از موارد مهم هماهنگی در مدیریت دوره تضمین طرحهای سدسازی میباشد.
- ۱۶- نیازمندیهای مختلف طراحی و اجرائی طرحهای مختلف سدسازی کشورمان، با توجه به استانداردهای بین المللی میبایستی تعریف و تدوین شوند.

۱۷ — برقراری آمادگی های کافی در دستگاههای مهندسين مشاور و پيمانكاران و سازندگان و نیز كارفرمایان ، در جهت مقابله با وضعیتهای آسیب دیدگی طرحهای سدسازی در دوره تضمین آنها ، یکی از نکات مهمی است که نایستی به هیچ وجه به فراموشی سپرده شود .



## پیوست شماره ۱

## ۱- نمونه ای از شرح فعالیت‌های کنترل پایداری سدها در دوره تضمین آنها

- ۱-۱- جمع آوری آمار و اطلاعات (نتایج آزمایش های کنترل کیفی، آزمایشهای لازم جهت حفظ سوابق و نتایج ثبت اطلاعات ابزار دقیق و رفتار نگاری سد.)
- ۲-۱- مرور و بررسی آمار و اطلاعات گرد آوری شده.
- ۳-۱- انجام بازدیدهای فنی از قسمتهای مختلف بدنه سد، تکیه گاهها و مشاهده عملکرد سد از نظر ترکهای احتمالی، نشست آب و حرکت شیپها.
- ۴-۱- کنترل اولیه، پردازش و ترسیم داده ها و رفتارنگاری سد در طول زمان ساخت و اولین مرحله آبرگیری آن شامل:
- فشار منفذی بدنه و پی و سطح ایستائی آب در تکیه گاهها.
  - نشستها و جا بجائی های افقی بدنه سد.
  - نشستها و جا بجائی های افقی نقاط سطحی (میکروژئودزی).
  - تنش های کلی در هسته و فیلتر های بالادست و پائین دست.
  - میزان آبهای نشستی از پی و بدنه سد.
  - شتابنگارها و لرزه نگارها.
- ۵-۱- تهیه نمودارهای نتایج حاصل از رفتار نگاری سد و همبستگی آنها با تغییرات رقوم خاکریزها، سطح آب مخزن و عامل زمان.
- ۶-۱- کنترل نهائی و غربال داده های رفتارنگاری سد.
- ۷-۱- مقایسه نتایج اندازه گیریها و رفتارنگاریها با تحلیلها و پیش بینی های انجام شده ضمن طراحیها و حتی الامکان تجزیه و تحلیل علل تفاوتهای احتمالی موجود.
- ۸-۱- انجام محاسبات و تحلیل های ضروری به منظور امکان انجام تعبیر و تفسیر عملکرد سد.
- ۹-۱- تحلیل و تفسیر داده ها با توجه به نتایج محاسبات و مشاهدات و سایر اطلاعات موجود.
- ۱۰-۱- جمع بندی رفتار سد و اظهار نظر در خصوص ایمنی آن و لزوم و یا عدم لزوم اقدامات علاج بخشی.
- ۱۱-۱- قضاوت در خصوص عملکرد آتی سد و ارائه توصیه های لازم برای اصلاح سیستم رفتار نگاری، تناوب اندازه گیریها و اتخاذ تصمیمات ضروری.
- ۱۲-۱- تهیه کتابچه مشخصات سیستم رفتارنگاری سد شامل: دستگاههای اندازه گیری فشار منفذی، فشار کل، حرکات داخلی و سطحی، سطح ایستائی آب در پی و تکیه گاهها، زه آبهای خروجی از سد، شتابنگارها، لرزه نگارها، سطح آب مخزن و غیره ....
- ۱۳-۱- تهیه و ارائه گزارش فنی و ایمنی سد (حد اقل از هر شش ماه یکبار)



## پیوست شماره ۲

## ۲- نمونه ای از شرح فعالیت‌های میکرو ژئودزی طرح‌های سدسازی در دوره تضمین آنها

- ۱-۲- طراحی ، تکمیل و آنالیز مقدماتی شبکه پیرامون سد .
- ۲-۲- طراحی ، تکمیل و آنالیز مقدماتی شبکه روی سد .
- ۳-۲- طراحی و تکمیل شبکه ارتفاعی سد .
- ۴-۲- تهیه مشخصات فنی و نقشه ساخت پیلارها و بنج مارکها .
- ۵-۲- نظارت بر ساخت و نصب پیلارها و بنج مارکها و نیز سایر نقاط مورد نیاز کارهای میکروژئودزی ، بر اساس نقشه های طراحی شده آنها .
- ۶-۲- انجام مشاهدات و اندازه گیری های شبکه مثلث بندی پیرامون سد . ( حد اقل هر شش ماه یکبار )
- ۷-۲- انجام مشاهدات و اندازه گیری شبکه مثلث بندی روی سد . ( حد اقل هر شش ماه یکبار )
- ۸-۲- انجام تراز یابی دقیق شبکه های ارتفاعی پیرامون و روی سد . ( حد اقل هر شش ماه یکبار )
- ۹-۲- انجام محاسبات ، آنالیز و ترسیم نقشه های جابجایی افقی و قائم سد . ( حد اقل هر شش ماه یکبار )
- ۱۰-۲- ارائه گزارش های میکروژئودزی طرح . ( حد اقل از هر شش ماه یکبار )

## پیوست شماره ۳

### ۳- نمونه ای از شرح فعالیت‌های تهیه و تصویب دستور العمل های لازم جهت بهره برداری و اداره نمودن طرح‌های سدسازی و نیز گزارش‌های آزمایش‌های تجهیزات و نقشه های مطابق ساخت ( AS - BUILT )

- ۳-۱- بررسی و تصویب متون اصلی و کنترل متون ترجمه شده دستورالعمل‌های بهره برداری و تعمیر و نگهداری از کلیه تجهیزات مربوط به سد و نیروگاه که از طرف سازندگان و پیمانکاران آنها تهیه و ارائه میشوند .
- ۳-۲- تهیه و تدوین دستورالعمل آبیگری و تخلیه مخزن سد .
- ۳-۳- تهیه و تدوین دستورالعمل بهره برداری و نگهداری از سازه های هیدرولیکی سد .
- ۳-۴- تهیه و تدوین دستورالعمل جمع آوری ، ثبت و تجزیه و تحلیل آمار و اطلاعات هیدرولوژی و کلیماتولوژی محدوده طرح .
- ۳-۵- تهیه و تدوین دستورالعمل‌های سیستم رفتار نگاری سد .
- ۳-۶- تهیه و تدوین دستورالعمل انجام بازرسی‌های ادواری سد .
- ۳-۷- تهیه و تدوین دستورالعمل برنامه ریزی و بودجه طرح .
- ۳-۸- تهیه و تدوین دستورالعمل مطالعات اقتصادی طرح .
- ۳-۹- تحلیل مالی طرح
- ۳-۱۰- بررسی و تصویب گزارش‌های آزمایش‌های مربوط به تجهیزات و مصالح که از طرف پیمانکاران و سازندگان و تولید کنندگان مربوطه تهیه و ارائه میشوند.
- ۳-۱۱- کنترل و تصویب نقشه های مطابق ساخت مربوط به کارهای ساختمانی و برقی و مکانیکی که از طرف پیمانکاران و سازندگان مربوطه تهیه و ارائه می شوند.
- ۳-۱۲- تهیه و ارائه گزارش پایانی طرح

## پیوست شماره ۴

#### ۴- نمونه ای از شرح فعالیت‌های مربوط به آموزش گروه‌های بهره برداری از طرح‌های سدسازی ۴-۱- آموزش های تئوریک :

- ۴-۱-۱- آموزش‌های تئوریک دستورالعمل‌های بهره برداری از کلیه تجهیزات نصب شده در سد و نیروگاه
- ۴-۱-۲- آموزش‌های تئوریک دستورالعمل‌های تعمیر و نگهداری از کلیه تجهیزات نصب شده در سد و نیروگاه
- ۴-۱-۱-۱- آموزش‌های تئوریک دستورالعمل‌های انجام مانورهای مربوط به کلیه تجهیزات نصب شده در سد و نیروگاه
- ۴-۱-۱-۵- آموزش‌های تئوریک دستورالعمل‌های مربوط به انجام قرائت‌ها و ثبت رکورد‌های ابزار دقیق کلیه تجهیزات نصب شده در سد و نیروگاه
- ۴-۱-۱-۶- آموزش‌های تئوریک دستورالعمل مربوط به بهره برداری از مخزن سد با در نظر گرفتن حقایق‌ها و نیز ملاحظات اهداف طرح
- ۴-۱-۱-۷- آموزش‌های تئوریک دستورالعمل مربوط به انجام بازدیدهای ادواری از اجزاء مختلف طرح .
- ۴-۱-۱-۸- آموزش‌های تئوریک دستورالعمل مربوط به تجزیه و تحلیل داده ها .
- ۴-۱-۱-۹- آموزش‌های تئوریک نحوه بکارگیری نرم افزارهای مختلف کامپیوتری لازمه بهره برداری از سد و نیروگاه .
- ۴-۱-۱-۱۰- صدور گواهینامه های پایان دوره های آموزشی تئوریک با قید نمودن سطح آموزشی کلیه موارد آورده شده در بالا

#### ۴-۲- آموزش‌های عملی :

- ۴-۲-۱- آموزش‌های عملی بکارگیری دستورالعمل بهره برداری ، از کلیه تجهیزات نصب شده در سد و نیروگاه .
- ۴-۲-۲- آموزش‌های عملی بکارگیری دستورالعمل تعمیر و نگهداری ، از کلیه تجهیزات نصب شده در سد و نیروگاه .
- ۴-۲-۳- آموزش‌های عملی بکارگیری دستورالعمل انجام مانورهای مربوط به کلیه تجهیزات نصب شده در سد و نیروگاه .
- ۴-۲-۴- آموزش‌های عملی بکارگیری دستورالعمل انجام قرائت‌ها و ثبت کلیه ابزار دقیق تجهیزات نصب شده در سد و نیروگاه .
- ۴-۲-۵- آموزش‌های عملی بکارگیری دستورالعمل بهره برداری از مخزن سد با در نظر گرفتن حقایق‌ها و ملاحظات اهداف طرح
- ۴-۲-۶- آموزش‌های عملی بکارگیری دستورالعمل انجام بازدیدهای ادواری از اجزاء مختلف طرح .
- ۴-۲-۷- آموزش‌های عملی بکارگیری دستورالعمل مربوط به تجزیه و تحلیل داده ها
- ۴-۲-۸- آموزش‌های عملی بکارگیری نرم افزارهای مختلف کامپیوتری لازمه بهره برداری از سد و نیروگاه .
- ۴-۲-۹- صدور گواهینامه های پایان دوره های عملی با قید نمودن سطح آموزشی کلیه موارد یاد شده در بالا .

## لیست مراجع

- علیرضا اسکوئی - اسفند ماه ۱۳۷۴ - سازمان دستگاه بهره برداری از سدها .
- مهندسین مشاور مهتاب قدس / سازمان آب منطقه ای تهران - ۱۳۶۵ - قرارداد خدمات مهندسی مرحله سوم نظارت عالی و کارگاهی طرح سد مخزنی پانزده خرداد .
- مهندسین مشاور مهتاب قدس / سازمان آب منطقه ای تهران - ۱۳۶۴ - قرارداد خدمات مهندسی مرحله سوم نظارت عالی و کارگاهی طرح سد و فرقان ساوه و تاسیسات وابسته .
- مهندسین مشاور مهتاب قدس / سازمان آب منطقه ای استان آذربایجان غربی - ۱۳۶۴ - قرارداد خدمات مهندسی مرحله سوم ، نظارت عالی و کارگاهی طرح سد مخزنی ماکو ( بارون ) .
- شرکت مهندسین مشاور مهتاب قدس - آذرماه ۱۳۷۴ - چک لیست تحویل موقت سدهای خاکی .
- موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران - دی ماه ۱۳۷۴ - استاندارد ایران ایزو ۹۰۰۱
- منوچهر نوروزی - آبانماه ۱۳۷۹ - نقطه نظرات پانل مدیریت ساخت در مورد مقاله.

## مدیریت بهره برداری، نگهداری، ترمیم و بازسازی سد انحرافی دز

بهمن افشار<sup>۱</sup>

### چکیده:

حفظ تأسیسات آبی در دوران بهره برداری اهمیتی بیش از موضوع احداث آنها دارد، زیرا عدم بهره برداری بهینه از آنها سرمایه و منابع ملی را تلف و بیهوده می سازد.

در این مقاله پیرامون موقعیت سد انحرافی دز، وضعیت بهره برداری از آن و مشکلات حادث در دوران بهره برداری، بازسازی حوضچه آرامش سمت چپ بحث گردیده است سپس راهکارهایی را که صدمه پذیری این سازه را تقلیل می دهد از قبیل انتقال و جابجایی مصالح شنی بالا دست سد جهت افزایش ظرفیت عبور سیلاب، کاهش بار ورودی به دریچه های تخلیه لجن کش، سمپاشی و حذف علفهای هرز چند ساله، احداث دایک جهت انحراف مسیر رودخانه و برگشت به مسیر اصلی، ترمیم سواحل با پوشش حفاظتی ارزان قیمت (لاستیک فرسوده خودرو) اشاره می شود.

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد تأسیسات آبیاری- شبکه آبیاری دز



## ۱- شبکه آبیاری دز و موقعیت سد انحرافی

شبکه آبیاری و زهکشی دز وسیعترین شبکه آبیاری ایران در شمال استان خوزستان است که در آن تأسیسات آبی عظیم و مدرنی احداث شده و مورد بهره برداری واقع می باشد.

آب مورد نیاز این شبکه از رودخانه دز تأمین می گردد که جهت کنترل و تنظیم و انحراف جریان آب از سدهای مخزنی، تنظیمی و انحرافی در مسیر آن بهره برداری می شود.

مساحت ناخالص شبکه آبیاری بالغ بر ۱۲۵۰۰۰ هکتار اراضی قابل کشت و ۹۳۰۰۰ هکتار اراضی قابل آبیاری است. پس از ساخت سد مخزنی دز در سال ۱۳۴۰ و بمنظور کنترل نوسانات آب خروجی از این سد اقدام به ساخت سد تنظیمی در سال ۱۳۵۰ و همزمان بمنظور انحراف و هدایت آب رودخانه به صورت ثقلی به کانالهای اصلی غرب و شرق (با ظرفیت ۱۵۷ و ۹۳ متر مکعب در ثانیه)، سد انحرافی در فاصله ۶ کیلومتری جنوب سد تنظیمی (پائین دست پل قدیم دزفول) بنا شده است.

### ساختمان آن شامل:

سر ریز بتونی به طول ۳۹۴ متر با مقطع نیم تخم مرغی (اوج شکل<sup>۱</sup>)، ارتفاع دیواره سر ریز از کف پی ۴ متر در تراز ۱۱۶/۵۰ از سطح دریا، شامل دو دریچه تخلیه رسوب<sup>۲</sup> در طرف راست هر کدام با ابعاد ۱۵×۴ متر از نوع قوسی با موتورهای بالا برنده برقی و در ساحل چپ ۸ دریچه تخلیه رسوب به ارتفاع ۴ متر از نوع کشویی<sup>۳</sup> که به توسط یکدستگاه بالا بر متحرک برقی بر روی یک ریل مستقیم جابجا می شوند.

ظرفیت ۲ دریچه تخلیه ساحل راست ۸۵۰ متر مکعب در ثانیه در تراز ۱۲۰ متر از سطح دریا و دریچه های تخلیه رسوب در ساحل چپ ۷۵۰ متر مکعب در ثانیه تخمین زده می شود.

این سد هماهنگ با تأسیسات بالا دست در مجموع قادر به عبور جریان سیلابی با ظرفیت ۶۰۰۰ متر مکعب در ثانیه طراحی گردیده است. سرریز اوجی آن همیشه به صورت آزاد عمل می کند و با افزایش سطح آب رودخانه امکان هدایت آب به دو کانال اصلی غربی و اصلی شرقی را فراهم می آورد.

## ۲- وضعیت بهره برداری از سد انحرافی

از آنجائیکه سد انحرافی در سرتاسر عرض رودخانه گسترده شده است، لذا بمنظور ممانعت از ورود بار بستر، دریچه های لجن کش در مجاورت دهانه های آبگیر<sup>۴</sup> اجرا شده است.

Sluiceway قسمتی از سازه های سدهای انحرافی است که بمنظور کاهش بار بستر ورودی به هدورک و کانال آبگیرهای طرفین سد و کانالهای اصلی طراحی و اجرا می شوند، این سازه همراستا با سرریز سد انحرافی بوده تا جریان عبوری از آن بموازات جریان عبوری از روی سرریز به پائین دست باشد.

ظرفیت Sluiceway بستگی به میزان جریان بار بستر رودخانه در محل سد انحرافی می باشد و معادل حداقل ۲ برابر جریان آب ورودی به کانال آبگیر مجاور طراحی می شود.

چون جنس تشکیلات بستر رودخانه دز غالباً در حد شنی است، پدیده رسوب گذاری<sup>۱</sup> در بالادست سد انحرافی پس از اجرای سد شروع گشته است، حمل مصالح توسط رودخانه متأثر از پدیده کف کنی<sup>۲</sup> بعد از حوضچه آرامش سد تنظیمی و حداقل آن تا سد انحرافی است.

<sup>۱</sup> مقطع تخم مرغی Ogee Shape

<sup>۲</sup> دریچه تخلیه رسوب Sluiceway

<sup>۳</sup> دریچه کشویی Slide Gate

<sup>۴</sup> دهانه های آبگیر Intake Canal

علاوه بر آن عملیات ساحل سازی و نیز احداث خیابان ساحلی و تکیه گاههای شناور در زمان جنگ تحمیلی مقطع رودخانه را متغیر و عمق بستر را افزایش داده است.

تجمع مصالح شنی (باربستر) در بیش از ۳۰۰ متر طول میانی سد انحرافی در وجه بالادست و رویش علف هرز چند ساله و درختان بید بر آنها، انحراف جریان سیلاب را بخصوص در دبی های بالا تا ۴۰۰۰ متر مکعب در ثانیه متوجه دریچه های تخلیه سد انحرافی نموده است.

صدمه وارده بر دریچه های تخلیه ساحل راست<sup>۳</sup> که شامل تخریب لایه رویی پوشش بتن تا حد خروج کلی شبکه میل گرد. در سرتاسر حوضچه آرامش، سقوط دیواره چپ هدایت کننده جریان<sup>۴</sup> و نیز فرسایش سنگ چین سمت راست در این سازه تاکنون بازسازی نگردیده است.

در ساحل چپ<sup>۵</sup> سد انحرافی، حوضچه آرامش و بلوکهای ضربه گیر آن و حتی نشیمنگاه دریچه های کشویی که بدلیل پدیده های چرخش آب<sup>۶</sup> Vortex و کاویتاسیون کاملاً صدمه پذیر شده بود مجدداً بازسازی گردید و همزمان با اجرای عملیات بازسازی بهره برداری و انتقال آب در شبکه آبیاری بدون وقفه انجام شده است.

### ۳- بازسازی حوضچه آرامش ساحل چپ سد انحرافی (Left Bank)

در پائیز سال ۱۳۷۱ متعاقب گزارشات و مشاهدات ظاهری مبنی بر وجود شکستگی در کف حوضچه آرامش لجن کش و سقوط دیواره سمت راست در حوضچه واقع در ساحل شرقی سد انحرافی، این سازه با احداث دو بند خاکی<sup>۷</sup> (Coffer Dam) از مدار بهره برداری خارج شده و پس از تخلیه آبهای موجود در محل صدمه دیده میزان خسارات مشخص گردیده و سپس بدنبال چاره نهایی در مرمت و بازسازی طرح پیشنهادی شبکه بهره برداری ناحیه شمال، مورد تأیید مسئولین سازمان آب و برق استان خوزستان و واحد پایداری سدها قرار گرفت و با شروع اولین بارندگی در پاییز سال ۱۳۷۲ به توسط نیروها و امکانات شبکه آبیاری دز، عملیات بازسازی انجام گردید.

### ۴- طرح قبلی حوضچه آرامش ساحل چپ سد انحرافی

حوضچه آرامش به شکل افقی و پوشش بتن یکپارچه و غیر مسلح به ضخامت ۵۰ سانتیمتر ساخته شده بود و مستقیماً بر روی مصالح رودخانه ای قرار داشته و مجهز به دو ردیف بلوک ضربه گیر جریان به ابعاد ۷۰×۷۰×۷۰ سانتیمتر در ردیف جلو و بعد از دریچه های تخلیه جریان بوده است.

طول حوضچه ۳۰ متر بوده و در سمت راست دارای دو قطعه دیوار بتن مسلح به ارتفاع ۳/۲ متر و طول ۱۲ متر بوده که به فاصله یک درز انبساط از هم قرار داشته اند.

سمت چپ حوضچه آرامش فاقد دیوار بتنی بوده و بدلیل فرسایش بدنه و پیشروی آبشستگی بعدها بوسیله گابیون حفاظت شده بود.

<sup>۱</sup> رسوب گذاری Aggregation

<sup>۲</sup> کف کنی Degradation

<sup>۳</sup> ساحل راست Right Bank

<sup>۴</sup> دیوار هدایت کننده جریان Wing Wall

<sup>۵</sup> در ساحل چپ Left Bank

<sup>۶</sup> چرخش آب Vortex

<sup>۷</sup> خاکریز حفاظتی Coffer Dam

میزان خسارات وارده به حوضچه آرامش صد در صد بوده و احتیاج به بازسازی کامل داشته ولی ستونها و اسکلت اصلی سازه آسیب کمتری دیده بود.

## ۵- خسارات وارده ناشی از پدیده های هیدرولیکی در حوضچه آرامش شرقی

### ۵-۱- خسارات ناشی از آب در پای ستونها

در سطوح بالا دست ستونهای دریچه های لجن کش شرقی که شکل دماغه آنها نصف شش ضلعی است در برخورد با آب ایجاد قیف جریان نموده که در دو طرف هر ستون به صورت مته کاری بتن کف تخریب و حتی میل گرد. لایه بالایی از پوشش بتنی کاملاً بیرون زده و در اغلب قسمتها فرسوده و از بین رفته بود.

### ۵-۲- خسارت ناشی از پدیده کاویتاسیون بر سطوح پایه ها

وجود شیارهای عرضی در سطوح تماس جریان مانند شکاف دریچه ها، شکاف استاپلاگها و بندهای ساختمانی ایجاد سوراخ و تخریب در سطوح سیمانی می گردد.

سطوح تماسی آب با ستونها بعد از شیارة استاپلاک<sup>۱</sup> در حوضچه آرامش سد انحرافی دچار فرسایش ناشی از کاویتاسیون شده بود، این فرسایش و خسارات وارده به شکل حفراتی در سطح بتنی قابل مشاهده بود.

برای اصلاح این سطوح تخریب یافته از ورقه های فولادی به ارتفاع ۱/۵ متر و ضخامت ۱۰ میلیمتر پس از نورد و سندبلاست استفاده شده است، این ورقه ها به وسیله رول بولت<sup>۲</sup> استیلی به بدنه سازه اصلی در بتن متصل شده و پشت آنها توسط سیمان و دوغاب پر گردید.

### ۵-۳- خسارت ناشی از پدیده خلأ و ریزش آب از روی استاپلاک

بدلیل عدم امکان تخلیه یک ردیف استاپلاک نیم متری در تمام ۸ دهانه و بهره برداری در طی سالهای متمادی، علاوه بر ممانعت از تخلیه مصالح شنی و بار بستر از جلو دهانه کانال آبگیر ۱/۸ کیلومتری اصلی شرقی دز، ریزش آب از روی استاپلاک ها، کف بتنی را در سرتاسر جلو دهانه ها کاملاً تخریب نموده بطوریکه پوشش بتنی و میل گرد ردیف بالا مجدداً بازسازی گردید، احتمالاً عمده ترین عامل تسریع فرسایش ترکیبگی جابهای هوا در زیر محفظه خلأ حاصل از ریزش آب می باشد.

### ۵-۴- خسارت ناشی از پدیده Scouring

اسکورینگ پدیده مخربی است که حاصل از عدم استهلاک انرژی جریان در حوضچه آرامش بوده و بعد از حوضچه آرامش مصالح رودخانه ای را جابجا و به حوضچه آرامش در حد فاصل کف بند انتهایی<sup>۳</sup> صدمه پذیری را آغاز می نماید. بدلیل عبور بیش از مقدار مجاز سیلاب از دریچه های تخلیه شرقی دز و فقدان ضمام مستهلک کننده انرژی<sup>۴</sup> مانند Baffle، Chut Block، انرژی و سرعت آب فقط به توسط عمق جریان در پائین دست حوضچه آرامش تقلیل یافته بهمین دلیل در هنگام عبور آب، چرخش حجم عظیم آب در حوضچه بوجود آمده که علاوه بر تشکیل گودالی به عمق ۵ متر، عرض ۳۰ متر معادل عرض حوضچه و امتدادی برابر ۷۰ متر، به دیواره های سمت چپ و راست حوضچه آرامش صدمه زده و خسارت وارد نمود.

<sup>۱</sup> استاپلاک Stoplog

<sup>۲</sup> رول بولت Roll Bolt

<sup>۳</sup> دیواره انتهایی حوضچه Endsill

<sup>۴</sup> مستهلک کننده انرژی آب Energy Dissaptor

<sup>۵</sup> بلوک ضربه گیر Chut Block

<sup>۶</sup> Baffle

بهین دلیل قبل از بازسازی ابتدا بایستی حفره حاصل از پدیده چرخش آب در حوضچه آرامش به حجم تقریبی ۲۰۰۰ متر مکعب از مصالح رودخانه ای پر شده و به توسط دو دستگاه بلدوزر تا حد رقوم ارتفاعی پوشش سنگی و پوشش لایه بتنی وضعیت فوق الذکر اصلاح گردد.

## ۶-۶ مراحل بازسازی حوضچه آرامش و مرمت سازه اصلی

در طرح بازسازی تلاش گردید حوضچه با کیفیتی ساخته شود که نواقص قبلی را رفع نماید و از نظر فنی و اقتصادی مقرون به صرفه باشد، بهین منظور موارد زیر در طرح بررسی و اجرا گردید.

### ۶-۱- خارج نمودن سازه آسیب دیده از مدار بهره برداری توسط بندهای خاکی

چون عملیات بازسازی طولانی مدت بوده و ناگزیر می بایستی آب زراعی کشاورزان و کشت و صنعت ها تأمین شود، لذا بمنظور اجرای عملیات بازسازی و حذف تهدید خطرات سیلاب و جریانات نفوذی به سازه از بندهای خاکی<sup>۱</sup> (بندهای موقت) به صورت خاکریز در اطراف ساختمان آبی مطروحه استفاده گردید. حجم عملیات خاکریزی جهت احداث ۵ بند با مقطع دوزنقه ای بالغ بر ۶۶۰۰۰ متر مکعب و حجم عملیات خاکبرداری و ایجاد انحراف مسیر جدید کانال آبرسان ۱۰۰۰۰ متر مکعب برآورد گردیده است.

### ۶-۲- تخلیه آبهای نفوذی از اطراف سازه

جهت تخلیه آبهای موجود در اطراف سازه تعداد ۵ دستگاه الکتروپمپ بصورت شبانه روزی از شروع عملیات مورد استفاده واقع گردید، البته در بقیه مراحل اجرای پروژه جهت شستشوی محل کارگاه تمیز نمودن سطوح قبل از بتن ریزی و نیز مرطوب ساختن بتن تا مرحله گیرش نهایی از این الکتروپمپ ها استفاده گردید.

### ۶-۳- تعمیر و مرمت سازه اصلی

با توجه به فرسایش کف بتنی و سطوح جانبی ستونها و بیرون زدگی میلگردها و وجود گودالهایی تا عمق ۴۰ سانتیمتر در کف مقرر گردید بعد از برداشتن قسمتهای فرسوده و تمیز کردن محل، ابتدا میلگردهای آسیب دیده جایگزین شود، سپس یک شبکه میلگرد در کف کل سازه چیده شده و بتن ریزی انجام شود. برای گیرش مناسب بتن جدید و قدیم و مقاومت بیشتر در بتن از مواد افزودنی چسب بتن (SBR) در طرح اختلاط استفاده گردید.

در ترمیم پوشش سطوح بتنی ستونها به ارتفاع ۱/۵ متر از ورقه های فولادی نورد شده به ضخامت ۱۰ mm استفاده شد.

## ۶-۷ طرح بازسازی حوضچه آرامش

۱-۷- پر نمودن کف حوضچه آرامش با مصالح رودخانه ای توسط دستگاه بلدوزر تا رقوم مورد نظر.

۲-۷- گابیون چینی در سرتاسر حوضچه آرامش به ضخامت یک متر.

۳-۷- پوشش سطوح گابیون با بتن مگر به ضخامت ۱۰ سانتیمتر.

۴-۷- آرماتوربندی کف بصورت دالهایی به ابعاد ۴×۴ متر روی بتن گیر.

۵-۷- بتن ریزی کف حوضچه به ضخامت ۵۰ سانتیمتر.

۶-۷- کار گذاشتن پلاستوفوم بین درزهای انبساط دالها.

۷-۷- اجرای دیوار قطع کننده به صورت عرضی در انتهای حوضچه<sup>۲</sup>.

<sup>۲</sup> دیوار آب بند انتهای حوضچه Cut Of Wall

- ۸-۷- اجرای دیوار سمت راست حوضچه آرامش با ابعاد و مشخصات قبلی.
- ۹-۷- اجرای دیوار بتن مسلح در سمت چپ حوضچه جایگزین دیوار گابیونی و در سرتاسر طول حوضچه آرامش.
- ۱۰-۷- اجرای سه ردیف بلوک ضربه گیر جریان در ابتدای حوضچه.
- ۱۱-۷- نصب لوله های پیژومتری در بین دالها (جهت تخلیه آبهای زیر پوسته ای سازه)

### ۸- مصالح بکارگرفته شده و حجم عملیات بتن ریزی در بازسازی حوضچه آرامش

در طرح بازسازی حوضچه آرامش و دیواره های جانبی دریاچه های تخلیه ساحل شرقی (Left Bank) مقدار ۱۴۲ تن میل گرد فولادی با درصد تراکمی ترکیب نمره ۱۸ و ۲۰ مورد استفاده واقع شده است بطوریکه به ازای هر متر مربع از کف حوضچه اصلی ۳۲ کیلوگرم میل گرد بکار رفته است.

همچنین حدود ۱۵۰۰ متر مکعب بتن از نوع سیمان تپ ۵ ضد سولفات استفاده شده است. علاوه بر آن ۸۸۰۰۰ متر مکعب خاکریزی و ۵۰۰۰۰ متر مکعب خاکبرداری شده است.

### ۹- پیشنهادات اصلاحی بمنظور تقلیل خسارات بعدی بر سازه اصلی پس از بازسازی.

- ۱-۹- اصلاح شکل دماغه پایه های محل نصب دریاچه ها از ۶ ضلعی به مثلثی شکل.
- ۲-۹- تأکید بر تخلیه موانع موجود منجمله استابلاک در هنگام عبور دبی های سیلابی.
- ۳-۹- تخلیه و انتقال مصالح جمع شده بعد از حوضچه آرامش پس از هر ۲ الی ۳ سال بهره برداری.
- ۴-۹- احیا و تعریض مسیر جریان آب در بالا دست سد انحرافی و تقلیل جریان یا بار سیلاب از دریاچه های لجن کش.

### ۱۰- جزایر رسوبی در بالادست سد انحرافی

پدیده رسوب زایی (Aggradation) در بالادست سد انحرافی که در پائین دست سد تنظیمی اجرا شده جزایری از شن را بوجود آورده که با رشد درختان چند ساله و نیزارها به مصالح رودخانه ای را تثبیت نموده است. ارتفاع این رسوبات در محلهایی مساوی و یا حتی چندین متر بالاتر از ارتفاع سرریز (اوجی) سد بوده است و همین امر کاهش ظرفیت تخلیه سرریز و نیز انحراف مسیر جریان آب به سمت سواحل چپ و راست و نیز تغییر بستر رودخانه و در نهایت تهدید و تخریب دهانه های آبگیر و سایر تأسیسات سد انحرافی را در برداشته است.

علاوه بر فرسایش سواحل در بالادست سد انحرافی که حتی با پوشش سنگ توری (گابیون) اصلاح نگردیده بود، جریان مازاد بر ظرفیت طراحی دریاچه های تخلیه چپ و راست Sluiceway، تخریب حوضچه های آرامش طرفین سد را بوجود آورده بود.

هنگام عملیات بازسازی حوضچه آرامش ساحل شرقی با توجه به وضعیت حادث شده و مجزا شدن قسمتی از این جزایر فرصت مناسبی در تابستان همان سال حاصل شد که اقدام به سمپاشی و خشکاندن علف هرز در بالادست این سد گردد.

پس از خشکاندن علف های هرز چند ساله و نیزارها، به توسط دودستگاه بلدوزر بخش قابل ملاحظه ای از مصالح شنی مجتمع در بالادست سد انحرافی تا رقوم تاج سرریز و به فاصله ۵۰۰ متر به پائین دست سد انتقال یافت.

### ۱۱- حفر کانال در جزایر شنی ترسیب شده در بالادست سد انحرافی و پائین دست دریاچه های تخلیه

انتقال و تجمع مصالح شنی بستر رودخانه در پائین دست دریاچه های تخلیه (Sluiceway) در جائیکه انرژی جریان آب کم می شود باعث انحراف جریان آب از مسیر مستقیم و برخورد جریان حلزونی (Spiral flow) به سواحل چپ و راست گردیده و آب به



صورت چرخشی از وسط به جناحین تقسیم می شود. همین چرخش جریان دیوارهای حفاظتی حوضچه آرامش را تخریب نموده و شکست حوضچه را در بر داشته است.

بمنظور اصلاح مسیر جریان خروجی بعد از دریچه های تخلیه یک کانال در وسط این مصالح رسوبی و پراکنندگی مصالح به اطراف از یکدستگاه بلدوزر بمدت ۲ هفته استفاده گردید.

مشابه عملیات فوق در بالادست سد انحرافی از حد فاصل یک کیلومتر بالاتر از اوجی سد بمدت یکماه از سه دستگاه بلدوزر موانع مسیر جریان مرتفع گردید.

## ۱۲- پوشش ساحل راست با لاستیک فرسوده و کاشت نهال درختان

انحراف مسیر رودخانه در بالادست سد انحرافی در ساحل غربی و تجمع مصالح شنی در بالادست سد انحرافی از یکسو و نیز تغییر شکل بستر بدلیل مانور دریچه های لجن کش، بخشی از ساحل سمت راست و تأسیسات دهانه آبگیر کانال غربی را در تهدید تخریب و فرسایش قرار داده بود، لذا در زمستان سال ۱۳۷۵ که جریان رودخانه و نیاز آبی شبکه به حداقل می رسد به توسط سه دستگاه بلدوزر با احداث یک اپی از جنس مصالح بستر رودخانه که تغییر مسیر رودخانه و بستر را بدنبال داشته این بخش از ساحل از تهدید تخریب خارج گردید.

ارتفاع اپی حداکثر ۴ متر و فاصله آن از دهانه های آبگیر و تخلیه سد انحرافی از حدود ۲۰۰ متر شروع می شود زاویه انحراف مسیر رودخانه بواسطه این اپی حدود ۲۳ درجه است. در طرح بعدی حفاظت ساحل مقرر گردید از لاستیک فرسوده خودروهای سنگین توأمأ با درختان ریشه عمیق استفاده شود.

بررسی بعمل آمده ارزانترین مصالح ایجاد اپی و حفاظت ساحل را از میان توری سنگی، گونی، سنگ، همان مصالح رودخانه ای اشاره دارد.

## ۱۳- بهره برداری و نگهداری از سد انحرافی دز

سد انحرافی که بمنظور تثبیت تراز آب در رقوم مورد نظر طراحی و اجرا گردیده شامل حوضچه آرامش، دریچه های آبگیر، Intake Canal، دریچه های تخلیه رسوب می باشد که در مدت زمان بهره برداری بایستی بدلیل ارزش این ساختمان آبی مرکب به نکاتی توجه نمود.

۱۳-۱- با توجه به ظرفیت طراحی جریان آب از روی سد سعی شود ذخیره سد تنظیمی که در بالادست این سد قرار دارد در مواقع احتمال سیلاب تقلیل داشته باشد. تا دبی خروجی بانضمام دبی سیلاب اثرات تخریبی و فرسایش را بر سد انحرافی به بار نیاورد.

۱۳-۲- بدلیل پدیده ترسیب (Aggregation) برنامه ریزی در کاربری و مانور دریچه های تخلیه رسوب سد انحرافی ضرورتاً در جریانات مازاد منظور شده و تکنسین های آگاه و کارآزموده در اینمورد اقدام نمایند.

۱۳-۳- همه ساله در فصل تابستان با انجام عملیات سمپاشی از رشد و تجمع علفهای هرز درختان در بالادست سد انحرافی و سد تنظیمی جلوگیری شود.

۱۳-۴- هر دوره ۲ الی ۳ سال مصالح ترسیب شده در بالادست سد انحرافی با رقوم تاج سد کنترل شده و در صورت افزون شدن ارتفاع این بخش مصالح با استفاده از ماشین آلات سنگین مسیر رودخانه حتی الامکان اصلاح و بخشی از مصالح به پائین دست سرریز رانده شود.

۱۳-۵- انتقال مصالح شنی (بار بستر) در سد انحرافی از مسیر دریچه های لجن کش هر دوره حداکثر ۲ ساله باعث تجمع مصالح در خروجی دهانه های تخلیه رسوب می شود و مسیر جریان آب را تغییر می دهد، لذا بنابه ضرورت برای حذف جریانات حلزونی در حوضچه آرامش و پائین دست دریچه های تخلیه لجن کش، لازم است مسیر رودخانه بعد از دریچه ها با ماشین آلات سنگین پاکسازی و اصلاح شود.

- ۱۳-۶- محل اتصال دیواره انتهایی هر حوضچه آرامش در سد انحرافی و همچنین حوضچه آرامش با بستر رودخانه که تغییر در جنس بستر از بتنی به شنی دارد بایستی از لحاظ وجود یا فقدان مصالح حفاظتی<sup>۱</sup> در دوره های حداقل ۲ ساله بهره برداری کنترل شود.
- ۱۳-۷- وضعیت و پایداری دیواره های حفاظ<sup>۲</sup> در حوضچه آرامش بررسی و تغییرات آن ثبت گردد.
- ۱۳-۸- بدلیل رشد علفهای هرز آبی در فصل تابستان و اجتماع آن به همراه زباله های صنعتی، لاستیک فرسوده، آشغال خانگی در بالادست دریاچه های آبگیر و تخلیه رسوب در وضعیت شستشوی سریع جریان (فلاشینگ) پاکسازی شده و بین امر قبل از جریانات سیلاب زمستانه انجام گردد.
- ۱۳-۹- با توجه به تجمع مصالح شنی و بار بستر ورودی در فاصله حداقل ۱۰ متر پس از دریاچه های آبگیر کانالهای اصلی غربی و شرقی لایروبی بعد از دهانه کانالها در برنامه سالانه قرار گیرد.
- ۱۳-۱۰- تنظیم رقوم ارتفاعی جهت دوران بهره برداری بر اساس وضعیت گشودگی دریاچه های سد انحرافی و نیاز آبگیری شبکه چه مواقع کم آبی و چه در طغیانهای سیلابی به صورت مدون و قابل دسترس جهت بهره برداران کار آزموده قرار داشته باشد.
- ۱۳-۱۱- جابجایی مصالح شنی در بستر رودخانه با توجه به تغییرات مرفولوژیکی آن بمنظور حفظ و پایداری سازه در فصل زمستان و جریانات کم رودخانه بصورت سالانه بررسی و اصلاح شود.
- ۱۳-۱۲- زنگ زدایی، رنگ آمیزی و کنترل لاستیک آب بندی دریاچه ها در برنامه نگهداری دریاچه های آبگیر کانال و دریاچه های تخلیه رسوب مورد نظر و کنترل در زمان مقرر انجام شود.
- ۱۳-۱۳- در فصل کم آبی زمستان و زمانی که مقادیر آب در رودخانه بحداقل می رسد، مجاری تخلیه آب زیر سازه<sup>۳</sup> از لحاظ گرفتگی و شکستگی کنترل شود در صورت نیاز به تعمیرات بازسازی و اصلاح شود.
- ۱۳-۱۴- با توجه به مسئله تجمع رسوب بالادست سد انحرافی که به یقین دارای منشاء تغییرات مسیر رودخانه حفاصل سد تنظیمی، خیابان ساحلی تا سد انحرافی است سعی شود کلیه تغییرات حاصله و جابجایی مصالح در بستر رودخانه حذف و بحداقل رسانده شود.
- (در سالهای اخیر شهرداری دزفول در پائین دست سد تنظیمی با ایجاد تفریحگاه ساحلی دز، تغییرات زیادی را در بستر و ساحل رودخانه ایجاد نموده، همچنین دفتر عمران فرمانداری دزفول جت اجرای استخر حجم زیادی از مصالح رودخانه را جابجا نموده که حاصل این جابجایی مصالح انتقال از بستر، تجمع آن در بالادست سد انحرافی است.)
- ۱۳-۱۵- با استفاده از روشهای آبخیزداری از انتقال مصالح ریز و درشت دانه از رودخانه فصلی کویته و انتقال آن به رودخانه دز در بالادست سد تنظیمی جلوگیری بعمل آید.
- ۱۳-۱۶- در مواقع تخلیه سیلاب و بهره برداری از دریاچه های تخلیه در سد تنظیمی، دریاچه های تخلیه سد انحرافی باز بوده و از آبگیری در کانالهای اصلی جلوگیری بعمل آید.
- ۱۳-۱۷- ایجاد و احداث هرگونه مستحقات در حریم و بستر رودخانه توسط نهادهای دولتی و یا اهالی شهرستان دزفول بخصوص در حد فاصل سد تنظیمی تا سد انحرافی با بررسی و مطالعه قبلی توسط کارشناسان ذیربط انجام و مجوز لازم صادر گردد تا از ساخت و ساز هر ابنیه ای (مثل تکیه گاههای پل شناور، هتل ساحلی و یا تفریحگاه ساحلی و غیره) در حریم و بستر رودخانه بطور غیر مجاز جلوگیری بعمل آید.

<sup>۱</sup> سنگچین حفاظتی Rip Rap

<sup>۲</sup> دیوار هدایت کننده جریان Wing Wall

<sup>۳</sup> مجاری تخلیه آب زیر سازه Weep Hole

## منابع

1. James W. Ball , F ASCE (1976)  
Cavitation From Surface Irregularities  
In High Velocity "Journal Of The Hydraulics Division" Vol. 102 No. Hyq , PP.12

۲. افشار، بهمن، (۱۳۷۴) پایان نامه کارشناسی ارشد، ضریب دبی دریچه های رادیال در شبکه آبیاری دز.

۳. قبطی، مسعود، (۱۳۷۴) پروژه بازسازی حوضچه آرامش و مرمت سازه اصلی دریچه های تخلیه رسوب ساحل چپ سد انحرافی

دز (Left Bank)

# بهره برداری سدهای مخزنی با توجه به مسایل رسوب

اسماعیل طلوعی<sup>۱</sup>

## مقدمه :

امروزه نزدیک به ۴۰ سال از آغاز بهره برداری سدهای مدرن کشور (سدهای مدرن نسل اول) می گذرد. در این مدت بسیاری از مشخصه های سازه ای تاسیسات ایجاد شده و همین طور مشخصه های فیزیکی مخازن آنها نسبت به آن چه که در مرحله طراحی مطرح گردیده بود، دچار تغییر گردیده است. سیستم های رودخانه ای که این سدها بر روی آنها بنا شده اند، از نظر ابعاد مختلف توسعه و شرایط زیست محیطی در حوضه های آبریز و آبخور آنها دستخوش تغییرات و تحولات گوناگون و قابل ملاحظه ای گردیده اند. به این معنی که بسیاری از سیستم های تک سدی که در زمان طراحی و اجرای سدهای نسل اول کشور مد نظر قرار گرفته بودند، هم اکنون جزیی از یک سیستم چند سدی درآمده و یا با چنین هدفی در دست مطالعه و یا در دست اجرا می باشند. به لحاظ بروز تغییرات شدید در شاخص های کمی جمعیت و توزیع مکانی مراکز جمعیتی و صنعتی در محدوده های جغرافیایی حوضه های آبریز و آبخور سدها، مسأله نیازها چه به لحاظ تنوع و یا به لحاظ کمی، کاملاً دگرگون شده است. محدودیت های مربوط به آلودگی محیط زیست و وارد شدن آلاینده های گوناگون با روند افزایشی به منابع آب های سطحی و زیرزمینی، خود موجب تعریف نیاز جدیدی تحت عنوان پالایش محیط زیست گردیده و در عین حال استفاده های تفریحی از مخازن سدها روز به روز در حال گسترش است و همه این ها در حالی است که منابع آب قابل استفاده در هر کشور نه تنها در طول زمان افزایش نمی یابد، بلکه دچار کاهش نیز می گردد و این بدان معنی است که سرانه آب در هر کشور سال به سال کمتر می شود و این کاهش به ویژه در اغلب کشورهای در حال توسعه به لحاظ اعمال مدیریت های نادرست، با روند سریع تر همراه است. ضمن این که تغییرات مخرب شرایط اقلیمی در سطح جهانی به لحاظ آسیب پذیری لایه اوزون خود کلیه کشورهای جهان را تحت تاثیر قرار داده است.

مجموعه واقیعت های پیش گفته، به بهره برداری درست از منابع آب کشور تاکید می کند و به مسأولین و دست اندرکاران صنعت آب جدا هشدار می دهد.

از آنجایی که سدهای مخزنی در هر کشوری، نقش اصلی ذخیره سازی و تنظیم جریان های سطحی را در سیستم های رودخانه ای به عهده دارند، بنابراین شناخت کافی در زمینه بهره برداری مناسب از این تاسیسات و روال رسیدن به این شناخت امروزه یک ضرورت غیرقابل انکار می باشد.

از ۴۰۰ میلیارد مترمکعب نزولات جوی در ایران، حدود ۲۰۰ میلیارد مترمکعب صرف تبخیر و تعرق می شود و کل آب قابل استحصال سطحی و زیرزمینی حدود ۱۲۵ میلیارد مترمکعب برآورد شده است که حدود ۸۲ میلیارد مترمکعب آن صرف بخش کشاورزی با راندمان حدود ۳۵ درصد می شود و این در حالی است که بهره وری تولید زراعت آبی در ایران حدود ۰/۵ کیلوگرم تولید به ازای هر مترمکعب آب است در حالی که متوسط جهانی این رقم حدود ۱/۲ کیلوگرم به ازای هر مترمکعب آب می باشد.

در حال حاضر از کل جریان های سطحی در کشور که حدود ۸۰ میلیارد مترمکعب در سال است، حدود ۲۳ میلیارد مترمکعب بوسیله ۲۱ سد مخزنی در دست بهره برداری (آمار سال ۱۳۷۵) با کل گنجایش مخزن معادل ۱۷ میلیارد مترمکعب، برای مصارف گوناگون تنظیم می گردد.

<sup>۱</sup> مدیر طرح بهره برداری بهینه از سیستم های رودخانه های دز و کارون - شرکت مشاورین

تقریباً کلیه سدهای مخزنی ایران با هدف های آبیاری و کنترل سیلاب طراحی شده اند و در عین حال هدف های تولید انرژی برقابی و تامین آب شهری نیز از هدف های عمده احداث سدهای مخزنی بوده است و متأسفانه شرایط به گونه ای پیش می رود که بایستی درخصوص جایگزینی حقبه های آبیاری با حقبه های شهری جدا نگران بود.

به این ترتیب ملاحظه می شود که از یک سو پارامترهای دخیل در بهره برداری از سدهای مخزنی به لحاظ تنوع هدف ها و بروز محدودیت ها، به تدریج افزایش می یابد و از سوی دیگر سیستم های رودخانه ای تک سدی به سیستم های چند سدی تغییر یافته اند و در این میان انتقال آب بین حوضه ای به صورت یک ضرورت غیرقابل اجتناب مطرح گردیده است و از این رو، بسیار روشن است که بهره برداری یکپارچه از یک سیستم چند مخزنی و چند منظوره دارای پیچیدگی های زیادی است که انجام درست آن نه به طریق سنتی بلکه با به کارگیری روش های علمی و تخصصی و بهره گیری از تجربه های موجود در سطح بین المللی ممکن خواهد بود. نتیجه این فرآیند، استفاده بهینه از کل سیستم و یا " بهره برداری بهینه " نامیده می شود.

برای ارائه سیمای تقریبی در زمینه ضرورت بهره برداری مناسب از منابع آب در آینده، لازم است اشاره شود که درآینده نه چندان دور، ایجاد دیسپاچینگ ملی، منطقه ای و بین المللی آب در سراسر جهان به صورت یک نیاز حیاتی و انکارناپذیر مطرح خواهد شد و خلاصه این که آب منشاء مناقشات بین المللی خواهد بود.

## هدف های بهره برداری

هدف های بهره برداری در یک سیستم یک پارچه منابع آب سطحی، متشکل از سدهای مخزنی چند منظوره در حوضه و یا حوضه های ذیربط، به شرح زیر خلاصه می شود:

- ۱- نزدیک کردن منحنی جریان های کنترل شده با منحنی نیاز
- ۲- نزدیک کردن منحنی جریان های کنترل نشده (جریان های سرریز شده) با منحنی مربوط به ظرفیت ایمن رودخانه در بازه های مهم و آسیب پذیر
- ۳- انطباق سیستم با روند پویای دخالت انسانی در حوضه های آبریز و آبخور
- ۴- انطباق سیستم با عملکرد متغیر خود سیستم در طول دوران بهره برداری
- ۵- حفظ کارآیی سیستم در دوران عمر تاسیسات و در نتیجه دست یابی به توسعه پایدار
- ۶- هماهنگی بین المان های مختلف سیستم یکپارچه به گونه ای که عملکرد مناسبی از مجموعه سیستم حاصل شود
- ۷- امکان تصمیم گیری به موقع و سریع در زمینه مانور سیستم (بهره برداری زمان واقعی)

بهینه کردن هدف های گفته شده در بالا به گونه ای که مناسب ترین عملکرد در مجموعه سیستم حاصل شود، هدف " بهره برداری بهینه " خواهد بود. از این رو مدل های بهره برداری بهینه مدل های پیچیده ای می باشند که از بانک اطلاعاتی نسبتاً مفصلی تغذیه نموده و پردازش داده ها را در حجم بسیار زیادی انجام می دهند.

موارد ۷ گانه بالا که تحت عنوان هدف های بهره برداری آمده است، نشان می دهند که اصولاً بهره برداری بهینه از تاسیسات سد و مخزن بر دو ستون (رکن) استوار است:

## ستون اول :

مجموعه سازه ای شامل المان ها و یا زیر مجموعه های سیستم. هریک از این زیر مجموعه ها، یک سد و مخزن و تاسیسات جنبی مربوطه را شامل می شود که خود از مولفه هایی مانند بدنه سد، مخزن، سرریز، دریچه ها، شیرها، نیروگاه، بالا برها و بالاخره سیستم های مکانیکی، الکتریکی و سازه ای مربوطه تشکیل می گردد. چنانچه در مراحل برنامه ریزی و مطالعات و طراحی، هر یک



از زیر مجموعه های سیستم یکپارچه و یا هریک از سدها و مخازن مورد بهره برداری در سیستم، در قالب کل سیستم به درستی تعریف شوند و به سخن دیگر ساختگاه و مشخصه های سازه ای و فیزیکی و هیدرولیکی آنها در قالب طرح جامع و با توجه به سایر زیر مجموعه های سیستم تعیین شوند، در این صورت مجموعه سازه ای شرایط لازم را برای بهره برداری بهینه دارا خواهد بود. در غیر این صورت چنانچه هریک از المان های مشکله سیستم جدا از کل سیستم مورد مطالعه و طراحی قرار گیرند، در این صورت نمی توان عملکردی هماهنگ از کل سیستم انتظار داشت و چه بسا که در دوران بهره برداری، ناهنجاری های عمده بروز خواهد نمود به گونه ای که برخی از زیر مجموعه ها و یا مولفه های آنها به صورت دست بالا (Oversize) و برخی دیگر به صورت دست پایین (undersize) عمل نموده و رکن اصلی بهره برداری (بهره برداری بهینه) را متزلزل می نمایند. بنابراین لازم است تاکید شود که ستون اول بهره برداری بهینه بایستی در مطالعات برنامه ریزی منابع آب با شبیه سازی کلیه المان های مشکله سیستم در افق زمانی توسعه، پی ریزی شود.

### ستون دوم:

مجموعه غیرسازه ای که کل تشکیلات بهره برداری از سیستم را شامل می شود. این تشکیلات دارای زیرمجموعه ای در محل هریک از سدهای تشکیل دهنده سیستم (المان ها) می باشد که خود از مولفه های مختلفی مانند نیروی انسانی، شبکه سنجش، بانک اطلاعاتی و ترمینال تبادل اطلاعات تشکیل می شوند.

مرکز بهره برداری از سیستم، کلیه زیر مجموعه ها را زیر پوشش داشته و دارای مولفه هایی به شرح زیر می باشد:

- نیروی انسانی
- نرم افزارهای بهره برداری بهینه، حاوی زیر برنامه های پیش بینی جریان و بهینه سازی حجم کنترل سیلاب مخازن و زیر برنامه های رابط
- بانک اطلاعاتی
- مخابرات و تبادل اطلاعات
- پردازش اطلاعات
- صدور دستورالعمل های بهره برداری اعم از پرودیک و یا زمان واقعی
- پژوهش
- آرشیو

ملاحظه می شود که ستون دوم بهره برداری (بهینه) بر روی شالوده ای از نیروی انسانی مجرب، بانک اطلاعاتی، ابزار سنجش و مدل های بهره برداری پی ریزی شده است که در این میان وجود باکس هایی مانند پژوهش و آرشیو و همین طور سیستم ارتباطی زمان واقعی (online) جایگاه ویژه خود را دارا می باشند.

مراتب بالا نشان می دهد که رکن غیرسازه ای بهره برداری بهینه نمی تواند رافع نواقص و اشتباهات سازه ای سیستم باشد بلکه در نهایت بهینه سازی را براساس امکانات و قابلیت های سازه ای موجود و به طور نسبی انجام می دهد. از این رو می توان مجدداً به این نکته تاکید داشت که دست یابی به نتیجه قطعی در بهره برداری بهینه از سیستم یکپارچه منابع آب بدون انجام مطالعات جامع و سیستماتیک در حوضه مربوطه ممکن نخواهد بود.

## بهره برداری بهینه با توجه به مسایل رسوب

مخزن یک سد، دریاچه ای است مصنوعی که رسوب گذاری در آن هم زمان با احداث سد آغاز می شود. امروزه با پیشرفت دانش مهندسی در طراحی و اجرای انواع مختلف سدها، مسایل ایمنی و پایداری سدها به گونه اطمینان بخشی حل شده است. ایمنی کافی در طراحی سرریز و جلوگیری از خطرات لبریز شدن جریان از تاج سد، با انجام مطالعات PMP و PMF حاصل شده و مطالعات زمین شناسی مهندسی و ژئوتکنیک تقریباً کلیه مسایل و ضعف های مربوط به فونداسیون سدها چه به لحاظ باربری و یا آب بندی را حل نموده است و تکنولوژی اجرای سدها صرفنظر از این که از چه نوعی باشند، با پیشرفت های قابل تحسینی همراه بوده است به گونه ای که کلیه پارامترهای رفتاری بدنه و فونداسیون سدها در شرایط مختلف بارگذاری به درستی تحلیل گردیده و تصمیم گیری در مورد آنها با ایمنی کامل صورت می گیرد و نتیجه این که عمر سازه ای سد و تاسیسات جنبی امروزه می تواند با مقیاس قرن سنجیده شود. علیرغم این دست آورد، عمر مخازن سدها که جزو اصلی و لاینفک زیر مجموعه توسعه می باشند، به ویژه در مناطق خشک و نیمه خشک جهان و در کشورهای درحال توسعه به مراتب از عمرسازه ای سد و تاسیسات جنبی آن کمتر می باشد. علت این امر رسوبگذاری مخزن و از دست رفتن گنجایش آن است که خود معلول عوامل طبیعی و مصنوعی متعددی است که بر روی مخزن اثرگذار می باشند.

همان طوری که گفته شد، بند (۵) از هدف های بهره برداری به حفظ کارآیی سیستم (زیر مجموعه های سیستم و مولفه های مربوطه) در دوران عمر تاسیسات اختصاص دارد. در رسیدن به این هدف، افزایش عمر مخزن و نزدیک کردن عمر مخزن با عمر سازه ای تاسیسات به عنوان یک اصل مطرح خواهد بود و این موضوع به ویژه در حوضه های رسوب خیز با فرسایش ویژه بالا و همین طور برای مخازن نسبتاً کوچک دارای اهمیت حیاتی است.

برای رسیدن به توسعه پایدار درچنین شرایطی، کاهش راندمان تله اندازی (Trap Efficiency) مخزن از هدف های بهره برداری بهینه خواهد بود و برای کاهش راندمان تله اندازی علاوه بر نیازهای سازه ای (ستون اول بهره برداری بهینه)، تدوین برنامه ویژه ای برای مانور مخزن ضرورت پیدا می کند. نتیجه این فرآیند، منحنی فرمان (Rule Curve) ویژه ای است که به منحنی فرمان رسوب زدایی نامیده می شود. نمونه ای از منحنی فرمان مخزن در مانور رسوب زدایی به صورت شکل شماره (۱) داده شده که در مورد مخزن سد سفیدرود اعمال گردیده است. دراین شکل منحنی فرمان مانور عادی مخزن مذکور نیز برای مقایسه آورده شده است. نتیجه اعمال چنین سیاستی به صورت بسیار خلاصه زیر ارائه می شود [۱].

- میانگین راندمان تله اندازی مخزن سفیدرود در دوران ۱۷ ساله بهره برداری عادی معادل ۷۷٪
- میانگین راندمان تله اندازی مخزن سفیدرود در دوران ۱۱ ساله رسوب زدایی ۱۳۵۹ - ۱۳۶۹ معادل (۶۰-).
- میانگین راندمان تله اندازی مخزن سفیدرود در کل دوره ۲۸ ساله معادل ۴۱٪

مطابق شکل شماره (۱)، منحنی فرمان مخزن سفیدرود در مانور رسوب زدایی دارای یک شاخه آبدگیری و دو شاخه تخلیه است که در زیر تشریح می شوند:

- شاخه آبدگیری که از بهمن تا اردیبهشت ادامه دارد و در این مدت تراز مخزن از تخلیه کامل به بالاتر از رقوم نرمال می رسد و همواره پایین تر از رقوم مخزن در مانور عادی است. حجم آب ذخیره شده در مخزن در دوره آبدگیری متجاوز از یک میلیارد مترمکعب می باشد
- اولین شاخه تخلیه مخزن مربوط به فصل غیر آبیاری است که در طول حدود ۱/۵ ماه (اواخر شهریور تا اوایل آبان) اتفاق می افتد. در فاصله زمانی بین تخلیه کامل و آغاز آبدگیری مخزن که حدود ۳/۵ ماه می باشد، جریان در مخزن به صورت رودخانه ای است

- دومین شاخه تخلیه مخزن مربوط به فصل آبیاری است و بین ماه های خرداد تا اواخر شهریور روی می دهد. این شاخه بر منحنی فرمان در بهره برداری عادی منطبق می باشد.

تحلیل منحنی فرمان در مانور رسوب زدایی نشان دهنده این واقعیت است که توفیق در انجام مانور رسوب زدایی در مخزن سفیدرود نیازمند قابلیت های سازه ای (ستون اول بهره برداری بهینه) بوده است که خوشبختانه در مراحل برنامه ریزی و طراحی مخزن مذکور مدنظر قرار گرفته است. اثرات مطلوب قابلیت های سازه ای در مخزن سفید رود به صورت تیپ در شکل شماره (۲) نشان داده شده است.

تا جایی که به بهره برداری بهینه با دیدگاه توسعه پایدار با توجه به رسوب گذاری مخازن سدها مربوط می شود، مجموعه قابلیت های سازه ای بایستی به شرح زیر در مراحل برنامه ریزی و مطالعات و طراحی مورد نظر قرار گیرد.

۱- دیدگاه حداکثر مقیاس توسعه در مطالعات و طراحی سدهای مخزنی چند منظوره که مستلزم نسبت بالای "گنجایش مخزن به آبدهی سالانه  $C/I$ " می باشد، در مورد ساختگاه هایی که دارای مساله رسوب می باشند، دیدگاه درستی نیست. با نسبت های پایین  $C/I$ ، راندمان تله اندازی مخزن حتی در بهره برداری عادی نیز کاهش خواهد یافت. به علاوه با این انتخاب، در نظر گرفتن عملیات علاج بخشی برای حفظ و احیای مخزن در دوران بهره برداری، از قبیل بای پاس کردن پیک جریان های سیلابی با غلظت بالا، کاهش تراز آب مخزن در هنگام رویداد سیلاب و بالاخره انجام عملیات رسوب زدایی به طریق شاس ناقص و یا کامل (تخلیه ناقص و یا کامل مخزن)، کاملاً مقدور خواهد بود. مطالعات انجام شده در مخزن سفیدرود نشان می دهد که در ارتباط با مسایل رسوب، انتخاب نسبت  $\frac{C}{I} = 0.3$  رقم مطلوبی خواهد بود.

۲- در بسیاری از مخازن چند منظوره در حوضه های رسوب خیز که در آنها تولید انرژی برقایی به عنوان یکی از منظورهای طرح مورد نظر قرار گرفته اند، در واقع مخزن قربانی تولید انرژی گردیده است. این مساله ناشی از اشکالات زیر میباشد:

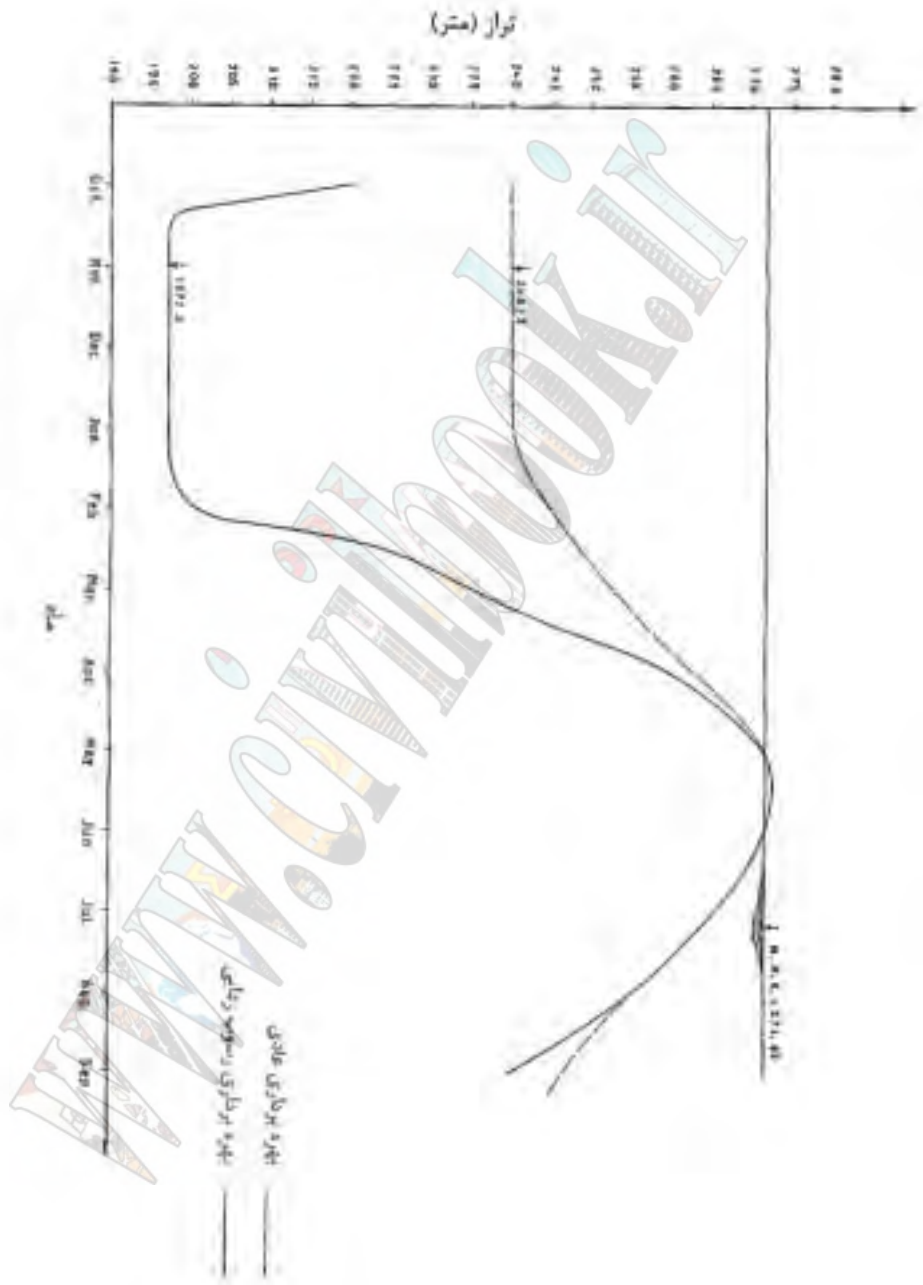
- انتخاب نوع نامناسب توربین که تنها در دامنه ارتفاع محدودی کار می کنند و راندمان آنها در رقوم های پایین مخزن به شدت کاهش می یابد.
- نیازهای فزاینده و غیرقابل کنترل به برق آبی به ویژه در دوره های پیک که ضرورت مانور مخزن در ترازهای بالا را به همراه دارد
- طراحی نادرست سیستم تخلیه کننده (عمقی و نیمه عمقی) سد با این دیدگاه که جریان های خروجی برای تامین نیازها کلاً می توانند از خروجی نیروگاه تخلیه شوند، در حالی که آبیگرهای نیروگاه معمولاً به لحاظ مجاز نبودن ورود جریان های غلیظ، در رقوم بالا تثبیت می گردند
- مانور نادرست تاسیسات تخلیه عمقی و خروجی های آبیاری حتی اگر چنین تاسیساتی موجود باشند، به این علت که با تامین نیازهای پایین دست از طریق نیروگاه، ظاهراً هیچ گونه نیازی به مانور آنها احساس نمی شود و به همین دلیل اغلب پیشانی رسوب بالاتر از رقوم آستانه آنها قرار می گیرد.

در خاتمه لازم می دانم از آقای مهندس علیرضا عظیمی مقدم کارشناس عمران آب شرکت مشاور به خاطر زحمات ایشان در تهیه این مقاله سپاسگزاری نمایم.

**ماخذ:**

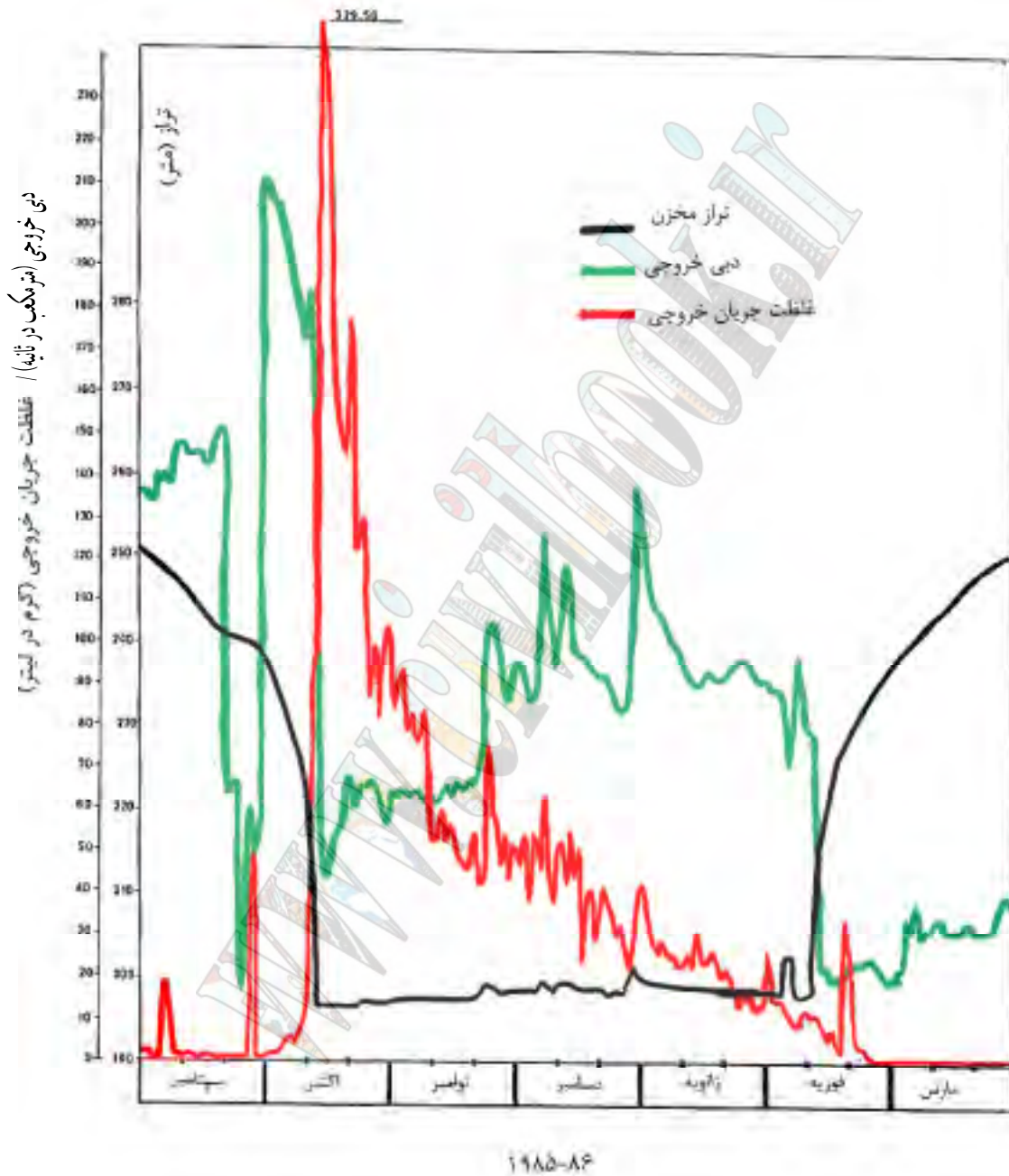
- [1] E. Toluie, “**Reservoir Sedimentation and De-siltation**” , PhD. Thesis, University of Birmingham, U.K. 1993

www.civilbook.ir



شکل ۱: مشخصات فرکانس سبب رود در بهره‌برداری عادی و رسوب زدایی





شکل ۲: روند تغییرات غلظت جریانه‌های خروجی نسبت به تراز مخزن و دبی خروجی

# کاربرد سامانه های اطلاعات جغرافیایی (GIS) در مطالعات

## منابع آب

(مطالعه موردی: حوضه آبریز سد لتیان)

سید رضا الوانکار<sup>۱</sup>

دکتر محمد حسن موسوی زاده<sup>۲</sup>

فرزانه نظری<sup>۳</sup>

### چکیده:

برآورد دقیق و صحیح پارامترهای هواشناسی و آب سنجی حوضه های آبریز نقش مهمی در بهینه کردن هزینه ساخت سدها دارد. امروزه با استفاده از رایانه های پیشرفته از نظر سرعت و قابلیت حجم زیاد ذخیره فایل، و وجود نرم افزارهای توانمند سنجش از دور (RS) و سامانه های اطلاعات جغرافیایی (GIS) می توان محاسبات لازم را با سرعت و دقت بسیار بیشتری انجام داد. در این بررسی به عنوان نمونه مطالعات هواشناسی و هیدرولوژی حوضه آبریز سد لتیان در محیط GIS انجام شده است. با استفاده از نقشه های توپوگرافی، مدل رقمی ارتفاعی (Digital Elevation Model) تهیه و بکمک آن پارامترهای فیزیوگرافی حوضه به طور دقیق محاسبه گردیده است. با استفاده از (DEM) و میانگین بلند مدت بارندگی و دما در ایستگاههای هواشناسی، مدل رقمی بارندگی (Digital Precipitation Model) و مدل رقمی دمایی (Digital Temperature Model) تهیه شده که بکمک آن میانگین بارندگی و دمای حوضه آبریز محاسبه شده است. بطور مشابه میتوان مدلهای رقمی را برای تمام پارامترهای هواشناسی نظیر تبخیر، رطوبت نیز تهیه کرد. برآورد پارامترهای فوق در محیط GIS علاوه بر دقت و سرعت بیشتر امکان ارزیابی و کنترل نتایج نیز ساده تر نموده است. در این مقاله تجربیات بدست آمده و روش انجام کار تشریح شده است.

### واژه های کلیدی:

هیدرولوژی - هواشناسی - هم دما - هم باران - فیزیوگرافی - GIS

<sup>۱</sup> عضو هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران جنوب

<sup>۲</sup> استادیار دانشگاه تربیت مدرس

<sup>۳</sup> کارشناس بخش منابع آب مهندسین مشاور لار

## ۱- مقدمه :

از اهداف مهم مطالعات منابع آب و بخصوص مطالعات هواشناسی و هیدرولوژی محاسبه میانگین پارامترهایی نظیر بارش، دما، تبخیر و فیزیوگرافی حوضه های آبریز می باشد. بدین منظور پس از شناسایی ایستگاههای هواشناسی آمار و اطلاعات آنها جمع آوری شده سپس کنترل و برای یک دوره مشخص آماری تطویل میگردد. اگر هدف تعیین میانگین بارندگی یک محدوده معین در دشت باشد، میتوان بکمک میانگین بلند مدت بارندگی ایستگاهها منحنی های همباران را رسم نموده و پس از اندازه گیری سطوح هم بارش در محدوده دشت مورد نظر میانگین بارندگی را در محدوده مورد نظر محاسبه کرد. البته به شرطی میتوان از این روش عمل نمود که اولاً "اختلاف ارتفاع زیادی در اراضی محدوده مورد نظر وجود نداشته و ثانیاً ایستگاههایی که از بارندگی آنها برای تعیین منحنی های همباران استفاده بعمل می آید دارای اختلاف ارتفاع زیادی با محدوده مورد بررسی نداشته باشند. چون مقدار بارندگی و کلیه پارامترهای هواشناسی علاوه بر اینکه با فاصله مکانی تغییر میکنند، تابعی از ارتفاع نیز میباشند، لذا برای محاسبه میانگین بارندگی در یک حوضه آبریز کوهستانی باید ابتدا گرادیان بارندگی منطقه محاسبه شده و بکمک آن میانگین بارندگی در نقاط زیادی از حوضه آبریز که با توجه به شرایط توپوگرافی انتخاب میشوند را محاسبه کرد. سپس بکمک میانگین بارندگی این نقاط کمکی و محل ایستگاههای هواشناسی منحنی همباران حوضه آبریز را رسم نموده و سطوح همباران منطقه را محاسبه و آنگاه میانگین بارندگی حوضه آبریز برآورد شود. منحنی های همباران رسم شده در این حوضه آبریز کوهستانی وقتی میتواند صحیح رسم شود که از نقاط کمکی زیادی در ارتفاعات مختلف حوضه با توجه به توپوگرافی حوضه آبریز استفاده شده باشد. بنابراین با افزایش تعداد نقاط کمکی دقت منحنی های رسم شده بیشتر شده ولی موجب افزایش بیش از حد زمان محاسبات نیز میگردد. ضمناً خطاهای انسانی نیز میتواند موجب کاهش دقت نتایج محاسبات گردد. در صورتیکه این محاسبات در محیط GIS<sup>4</sup> انجام گیرد علاوه بر اینکه محاسبات بسیار سریع تر انجام میگردد، تقریباً فاقد خطاهای انسانی بوده و در صورت نیاز به تجدید نظر در مقادیر بارندگی ایستگاهها یا گرادیان بارش میتوان محاسبات را مجدداً با صرف وقت کمی تکرار نمود.

در این تحقیق بعنوان نمونه میانگین بارندگی، دما و فیزیوگرافی حوضه آبریز سد لتیان در محیط GIS تعیین گردیده و روش انجام آن توضیح داده شده است.

## ۲- محدوده مورد مطالعه

محدوده مورد مطالعه عبارت از حوضه آبریز سد لتیان واقع در شمال شرقی شهر تهران در حد فاصل طولهای شرقی ۲۰°، ۵۱ تا ۵۱°، ۵۵ و عرضهای شمالی ۴۵°، ۳۵ تا ۱۵°، ۳۶ میباشد. موقعیت محدوده مورد مطالعه در شکل شماره ۱ نشان داده شده است.



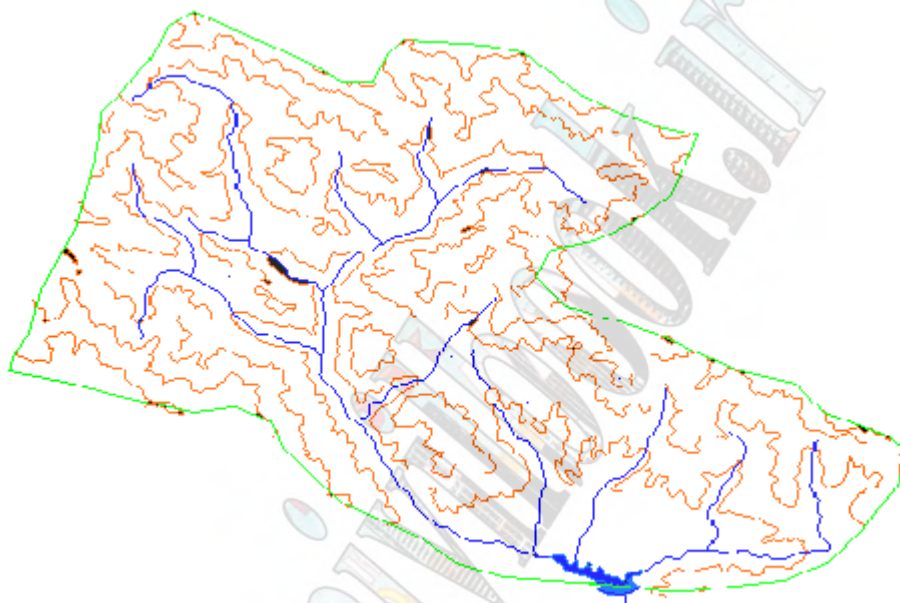
شکل شماره ۱  
محدوده حوضه آبریز  
مورد مطالعه

<sup>4</sup> Geographic Information Systems

### ۳- روش انجام کار

#### ۳-۱- تهیه مدل رقومی ارتفاعی منطقه

ابتدا محدوده مورد مطالعه و اطراف آنرا از نقشه های ۱:۲۵۰۰۰۰ سازمان جغرافیایی ارتش با استفاده از نرم افزار AutoCAD رقومی کرده و سپس خطوط ارتفاعی آن تفکیک گردیده اند. بدین ترتیب فایل رقومی ارتفاعی محدوده حوضه و مسیر رودخانه های منطقه تهیه گردیده که در شکل شماره ۲ نشان داده شده است.

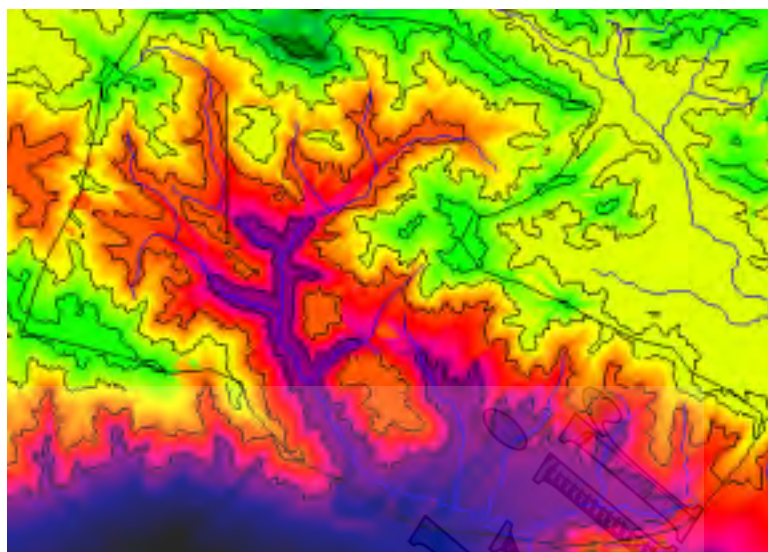


شکل شماره ۲ : نقشه رقومی ارتفاعی منطقه مورد مطالعه

در مرحله بعد فایل رقومی تهیه شده را که ماهیت بردار (Vector) دارد بکمک نرم افزار ادریسی (Idrisi) به ساختار رستری (Raster) تبدیل گردید ( شکل شماره ۳). در این شکل رنگهای روشن نشاندهنده ارتفاع بیشتر و رنگهای تیره تر نشاندهنده ارتفاع کمتر است. از فایل مزبور میتوان مدل رقومی ارتفاعی<sup>۵</sup> (DEM) را تهیه نمود. هر سلول دارای ارتفاع معین است که از میانگین رقوم آنها در محدوده سلول های داخل مرز حوضه آبریز میتوان ارتفاع متوسط حوضه را بدست آورد، که در این حوضه آبریز ۲۶۲۵ متر محاسبه شده است.

<sup>5</sup> Digital Elevation Model





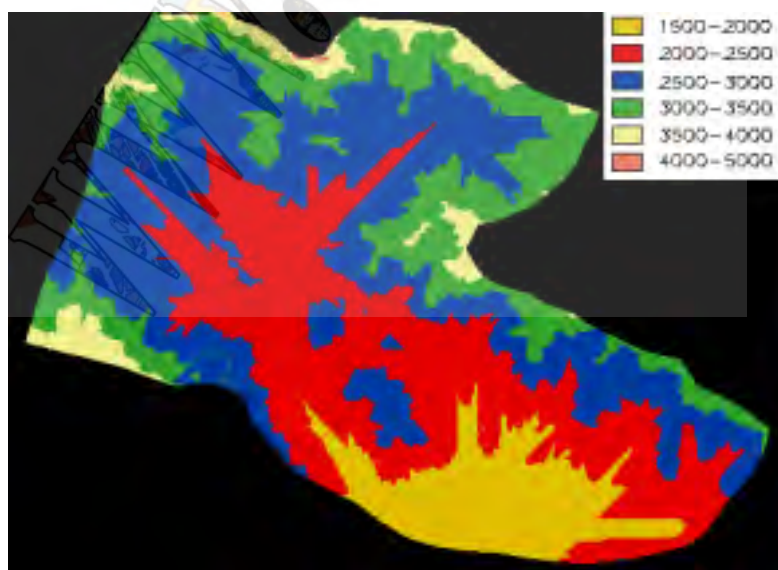
شکل شماره ۳ : مدل رقومی ارتفاعی منطقه مورد مطالعه

### ۳-۲- محاسبه مساحت و محیط حوضه آبریز

بکمک مرز حوضه آبریز و مدل رقومی (DEM) منطقه مساحت حوضه آبریز در برنامه ادریسی محاسبه گردید. محاسبه مساحت از شمارش سلول های درون مرز حوضه آبریز با توجه به ابعاد واقعی هر سلول انجام میگردد. برای محاسبه طول خط مرز حوضه آبریز نیز از نرم افزار Cartalinx با توجه به مقیاس مدل تهیه شده استفاده شده است. با استفاده از روش فوق مساحت حوضه آبریز ۶۹۴ کیلومتر مربع و محیط آن ۱۲۷ کیلومتر محاسبه شده است.

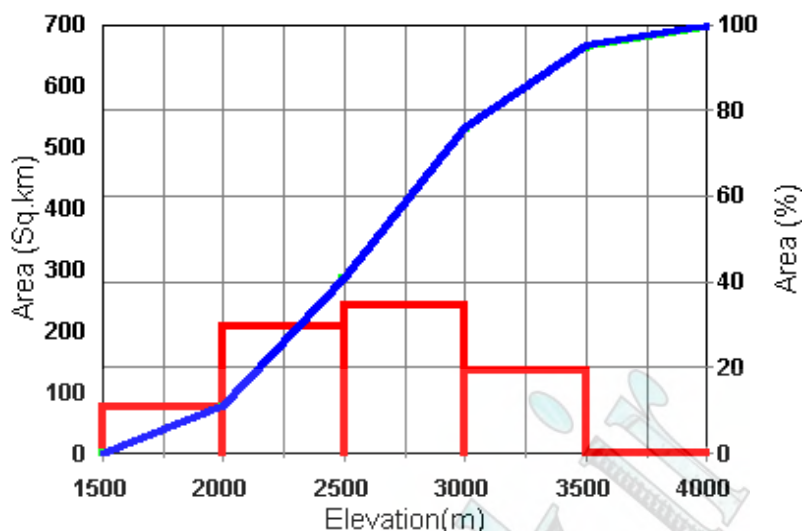
### ۳-۳- تهیه منحنی آلتیتریک منطقه

برای رسم منحنی آلتیتریک ابتدا مدل رقومی دیجیتالی منطقه را در محدوده های ارتفاعی مختلف جداسازی (Reclassify) مینمائیم که در شکل شماره ۴ نشان داده شده است، سپس با استفاده از مساحت هر محدوده ارتفاعی که در نرم افزار GIS بدست میآید منحنی آلتیتریک حوضه رسم گردید که در شکل شماره ۵ نشان داده شده است.



شکل شماره ۴ : محاسبه مساحت حوضه آبریز در محدوده های ارتفاعی

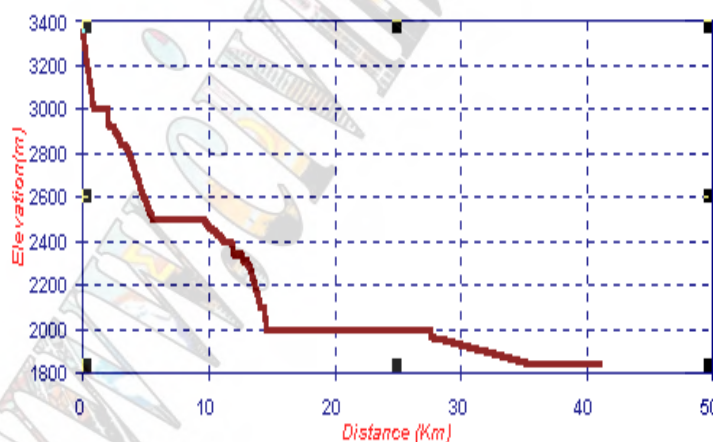




شکل شماره ۵: منحنی آلتمتریک حوضه آبریز سد لتیان

### ۳-۴- تهیه پروفیل طولی آبراهه اصلی

برای تهیه پروفیل طولی آبراهه اصلی حوضه آبریز از مسیر رقومی شده آبراهه اصلی و مدل رقومی ارتفاعی منطقه استفاده گردید. بکمک نرم افزارهای GIS میتوان ارتفاع تمام سلول‌هایی که در مسیر رودخانه اصلی قرار دارند را استخراج نمود. همچنین طول مسیر اصلی رودخانه نیز قابل محاسبه است که بدین ترتیب پروفیل طولی تهیه میگردد که در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل شماره ۶: پروفیل طولی آبراهه اصلی

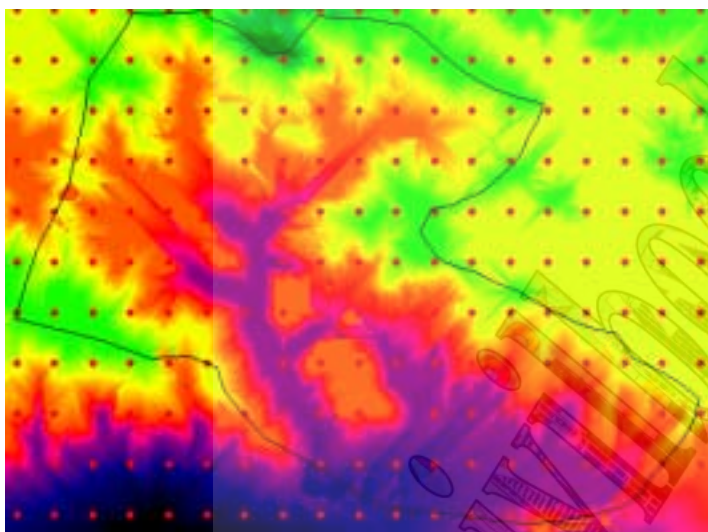
### ۳-۵- محاسبه شیب متوسط حوضه آبریز

همانطور که قبلاً توضیح داده شد منطقه مورد مطالعه به محدوده‌های بسیار کوچکتری شبکه بندی شده که هر محدوده کوچک یک سلول یا سلول نام دارد. با استفاده از نرم افزارهای GIS میتوان از مدل رقومی ارتفاعی منطقه شیب هر سلول را محاسبه نمود و از میانگین گیری شیب سلولهایی که در داخل حوضه آبریز قرار میگیرند شیب متوسط حوضه را محاسبه نمود. با استفاده از روش فوق شیب متوسط حوضه آبریز سد لتیان ۳۷ درصد محاسبه شده است. قابل ذکر است که هر چه منحنی‌های تراز استفاده شده در تهیه مدل رقومی ارتفاعی منطقه متراکم تر باشند شیب متوسط حوضه دقیقتر محاسبه میگردد.

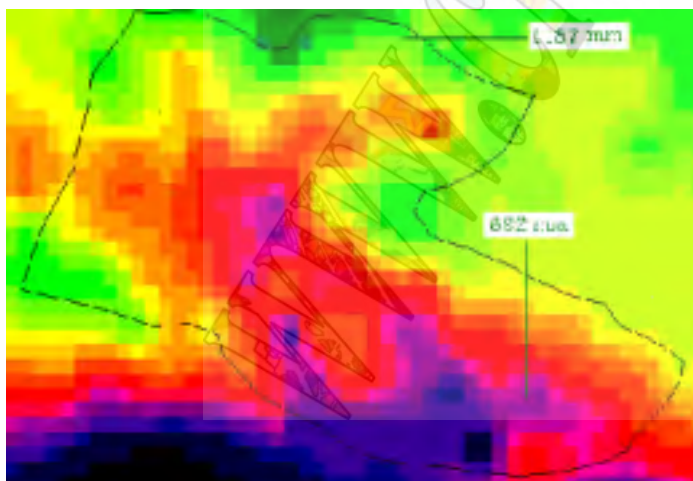
### ۳-۶- مدل رقومی بارندگی منطقه

برای تهیه مدل رقومی بارندگی ابتدا یک شبکه منظم نقاط در محدوده حوضه آبریز و اطراف آن تهیه گردید. هر چه این شبکه متراکم تر انتخاب گردد، دقت میانگین بارندگی محاسبه شده افزایش میابد. در شکل شماره ۷ شبکه نقاط تهیه شده نشان داده

شده است. با استفاده از شبکه نقاط تهیه شده و مدل رقومی ارتفاعی منطقه در نرم افزارهای GIS میتوان عدد ارتفاع را به هر یک از نقاط شبکه تخصیص داد، سپس مختصات  $X$  و  $Y$  و رقوم ارتفاعی  $Z$  این نقاط را استخراج کرده و با استفاده از گرادیان بارش منطقه مقدار بارش هر یک از نقاط شبکه را محاسبه نمود. بدین ترتیب برای هر یک از نقاط شبکه با مختصات معلوم  $X$  و  $Y$ ، مقدار بارش آن مشخص میگردد که با استفاده از آنها در نرم افزارهای کمکی مانند Surfer منحنی های همباران رسم میشوند. منحنی های همبارانی که بدین ترتیب محاسبه میشوند مانند خطوط توپوگرافی رقومی شده از نقشه های توپوگرافی است. بنابراین مشابه روش فوق عمل نموده و میانگین بارش منطقه محاسبه میگردد. در شکل شماره ۸ مدل رقومی بارندگی منطقه<sup>۶</sup> (DRM) ارائه شده است و با این روش میانگین بارندگی منطقه ۸۶۹ میلیمتر محاسبه گردیده است.



شکل شماره ۷: شبکه بندی نقاط در DEM



شکل شماره ۸: مدل رقومی بارندگی منطقه

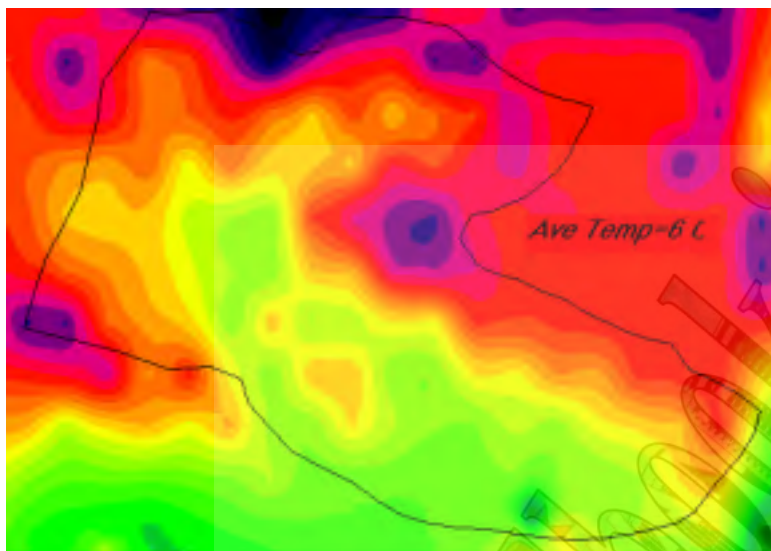
### ۳-۷- مدل رقومی دمایی منطقه

مشابه روش عمل شده برای تهیه میانگین بارندگی حوضه آبریز از شبکه نقاط تهیه شده و گرادیان دمایی منطقه مدل رقومی دمایی<sup>۷</sup> (DTM) منطقه تهیه گردید. مدل تهیه شده در شکل شماره ۹ نشان داده شده و بکمک آن میانگین دمای سالانه حوضه آبریز ۶ درجه سانتیگراد محاسبه شده است.

<sup>۶</sup> Digital Rainfall Model

<sup>۷</sup> Digital Temperature Model

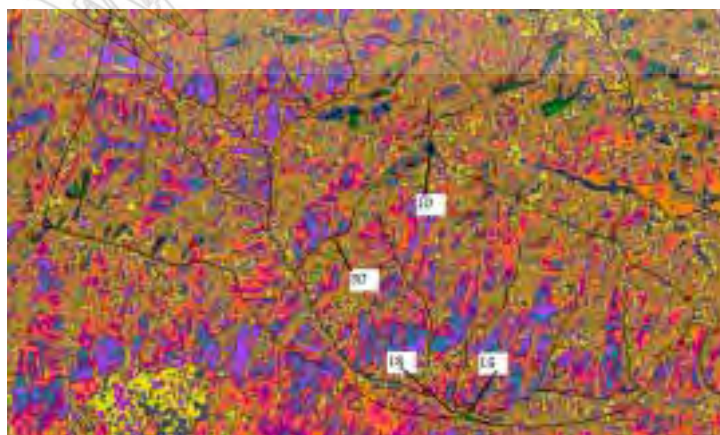
بکمک فایل مربوط به باند ۶ ماهواره Landsat TM از منطقه مورد مطالعه منحنی همدمای مربوط به زمان برداشت اطلاعات از سطح زمین که ۱۹ سپتامبر ۱۹۸۸ می باشد مدل رقومی دمایی تهیه گردیده که در شکل شماره ۱۰ ارائه شده است. مدل مزبور برای پیش بینی روند کاهش دما در منطقه میتواند موثر واقع شود.



شکل شماره ۹: مدل رقومی دمایی در منطقه

#### ۴- نتیجه گیری :

انجام کلیه محاسبات در محیط GIS بسیار دقیق تر و سریع تر انجام گردیده و علاوه بر آن ارزیابی و کنترل نتایج نیز ساده تر میباشد. ضمناً تهیه کلیه نقشه ها در این محیط ساده تر انجام گرفته و نگهداری، بایگانی و انتقال آنها ساده تر است. در صورت استفاده از فایل های توپوگرافی رقومی شده سازمان نقشه برداری کشور و یا وزارت مسکن و شهرسازی تهیه مدل رقومی ارتفاعی (DEM) بسیار ساده تر میشود. ضمناً فایل های DEM با مقیاس های مختلف برای مناطق مختلف کره زمین توسط سنجنده ها قابل تهیه و خریداری است که در صورت لزوم میتوان از آنها استفاده کرد. انجام اینگونه محاسبات نیاز به رایانه های نسبتاً پرسرعت و با حافظه بالا دارد. توصیه میشود که در صورت امکان مطالعات منابع آب در محیط GIS انجام گیرد تا امکان استفاده و متصل کردن آن به سایر نرم افزارهای مورد استفاده در محاسبات هیدرولیکی ساده تر انجام گیرد. با استفاده از مدل رقومی بارندگی DRM میانگین بارندگی در حوضه مورد مطالعه ۸۶۹ میلیمتر محاسبه شده است در حالیکه در روشهای کلاسیک ۷۵۸ میلیمتر برآورد گردیده است [۱] و این نشان میدهد در صورت استفاده از نرم افزار های GIS نتایج محاسبات حدود ۱۵ درصد افزایش دقت داشته است.



شکل شماره ۱۰: مدل دمایی دیجیتالی در تاریخ ۱۹ سپتامبر ۱۹۸۸

**سپاسگزاری:** نویسندگان مقاله بر خود لازم میدانند از مدیریت محترم شرکت مهندسی مشاور لار جناب آقای مهندس محبی بخاطر تشویق و اجازه استفاده از امکانات مورد نیاز و همچنین از راهنمایی های ارزنده جناب آقای دکتر بهرام دانشفر و آقای مهندس شهلائی تقدیر و تشکر نمایند.

#### مراجع :

- ۱- گزارش هواشناسی و هیدرولوژی سد ماملو، مهندسی مشاور لار، ۱۳۷۳.
- 2-Single, V.P. and M.Fiorentino,1996, Geographic Information Systems in Hydrology, Kluwer Academic Publishers,443 p.
- 3- Kovar, K. and H.P.Nachtneble (Eds). 1993. Application of Geographic Information Systems in Hydrology and Water Resources Management. IAHS Publication No. 211, 693 p.
- 3- Meijerink, A.M.J., H.A.M. De Brouwer, C.M. Mannaerts, and C.R. Valenzuela, 1994. Introduction to the use of Geographic Information Systems for Practical Hydrology. ITC Publication Numbers 23, 243p.



# رفتارسنجی نشست پی و بدنه سد علویان در دوران بهره برداری

سازمان آب منطقه ای آذربایجان شرقی و اردبیل (وزارت نیرو)

ابراهیم ابراهیم نژاد صدیق<sup>۱</sup>

مهرداد امامی تبریزی<sup>۲</sup>

سید احمد براری<sup>۳</sup>

## چکیده:

عدم قطعیت ها در مشخصات و رفتار ژئوتکنیکی سازه ها در حین طراحی اغلب روی برنامه های اجرایی ابر می گذارد، از اینرو ابزاربندی (instrumentation) و رفتارسنجی (monitoring) برای کنترل ساخت، تضمین ایمنی و کاهش هزینه های اجرایی بعنوان بخش لاینفک از فرایند طراحی سدها می باشد. رفتارسنجی در حین ساخت سد و اولین آنگیری بمنظور آنالیز سریع ایمنی آن و همچنین در زمان بهره برداری جهت ارائه تصویری واقعی از تمامی تغییرات و ارزیابی ایمنی سد بر اساس مشاهدات بلند مدت داده ها از عمده ترین اهداف ابزاربندی و رفتارسنجی سدها می باشد (ICOLD, Bultten 21 و Sundaraiya & Devasahayam, 1996).

در این مقاله ضمن تجزیه و تحلیل اندازه گیری های انجام گرفته در خصوص جابجاییها و تغییرشکلهای قائم بدنه و پی سد علویان با ارتفاع ۸۰ متر - در طول ۴ سال پس از ساخت - به اندرکنش گالری و پی نیز پرداخته شده است. این اندازه گیریها با استفاده از نشست سنجهای ملحق شده به انحراف سنجها (settlement meter)، گویهای نشانه و فاصله سنجهای سه محوری (triaxial joint meter) نصب شده در گالری سد و مشاهدات میکروژئودزی (microgeodesy) شبکه های واقع در روی و خارج بدنه سد صورت گرفته و نتایج زیر حاصل شده است:

- تجزیه و تحلیل نشستهای قائم پی و تاج سد در مقاطع مختلف بر حسب زمان برای دوران بهره برداری و پیش بینی نشست نهایی سد
- اندرکنش غیرعادی پی و گالری سد
- تجزیه و تحلیل جابجایی های نسبی بلوکهای بتنی گالری
- تجزیه و تحلیل نتایج حاصل از میکروژئودزی با نتایج حاصل از نشست سنجها و ارزیابی عملکرد ابزار دقیق مختلف
- ارائه یک تصویر واقعی از رفتار پی و تاج سد
- ارائه راه کارهای مناسب بمنظور استفاده بهینه از ابزارها

<sup>۱</sup> کارشناس عمران - عمران

<sup>۲</sup> کارشناس ارشد ژئوتکنیک ( مکانیک سنگ )

<sup>۳</sup> کارشناس ارشد سازه، معاون طرح و توسعه



## ۱ - مقدمه

طی ساخت سد یا خاکریز به علت تغییرات تنش کل، فشار حفره ای و اثرات ثانویه زمان (خزش) و سایر عوامل از قبیل حرکات پی، توزیع و انتقال بار و ... تغییرشکل‌های داخلی تحت تاثیر قرار می‌گیرند. مقدار، جهت و آهنگ حرکات در یک نقطه در داخل یا روی تاج سد در طی مراحل مختلف ساخت و بهره برداری از مخزن ممکن است، تغییر کند. بمنظور رفتارسنجی، اندازه گیری جابجایی‌ها در سه جهت قائم (نشست)، پایین دست - بالادست (حرکات عمود بر محور سد) و در امتداد دره (حرکات موازی با محور سد) انجام می‌گیرد.

(Bechtel corporation, 1960) و (Fell & MacGregor & Stapledon, 1992).

اولین و مهمترین عامل سنجش تغییرشکل‌های سد، ارزیابی ایمنی آن می‌باشد. دومین عامل نیازی است که به درک بهتر مفروضات اساسی طراحی، پارامترهای مقاومتی و رفتاری (تنش - تغییر شکل) سدهای خاکی و سنگریزه ای احساس می‌گردد. این عامل اگرچه در کوتاه مدت برای خود سد حساسیت کمتری دارد، لیکن از لحاظ پیشرفت دانش مهندسی از اهمیت فوق العاده زیاد و بسزایی برخوردار است.

(Cooling, 1962) و (Fell & MacGregor & Stapledon, 1992)

و (Marsel & Ramirez de Arellano, 1963).

شکست سدهای خاکی بجز شکستهای ناشی از حوادث غیرمترقبه از قبیل زلزله، سرریز نمودن آب از روی تاج سد در اثر وقوع سیلابهای بزرگ تقریباً همیشه با هشدارهای نگران کننده ای از قبیل افزایش روند تغییر شکلها، عدم پیوستگی کرنش‌ها، ترک خوردگی‌ها، نشستها، افزایش فشار حفره ای همراه بوده است. از اینرو جهت مشاهده روند تغییر شکلها و ارزیابی علل احتمالی پیشامد های ناشی از این تغییرات، در نظر گرفتن مراحل زیر در ساخت و بهره برداری از سد ها ضرورت دارد (Fell & MacGregor & Stapledon, 1992) و (Gamboa & Benassini, 1967) و (Shannon & Wilson & Meese, 1962) و (Sundaraiya, 1996).

- ۱- ابراربندی سدها بمنظور اندازه گیری تغییر شکل‌های داخلی در طی ساخت و دوران بهره برداری از آن
  - ۲- اندازه گیری، ثبت و بازدیدهای دوره ای از سد که در آن دوره تناوب بستگی به فاکتورهای زیادی از قبیل سرعت ساخت، نرخ روند حرکات و نحوی آبرگیری خواهد داشت.
  - ۳- خلاصه نمودن و ارزیابی سریع و بدون معطلی داده ها توسط مهندسانی که تنها آشنا با یک پروژه خاص نبوده و مرتبط با نندین پروژه مشابه می‌باشند.
  - ۴- مطالعه هر ثبت غیرمترقبه بصورت بحرانی و تشخیص علل بروز آن
- در این مقاله سعی شده تصویری واقعی از مقادیر نشستها و حرکات و جابجاییهای قائم پی و تاج سد با استفاده از سیستمهای ابزار دقیق مختلف ارائه گردد.

## ۲ - مشخصات فنی سد علویان

عملیات اجرایی سد علویان بمنظور تأمین آب مشروب و کشاورزی و تولید برق بر روی رودخانه صوفی نای در فاصله ۱۲۰ کیلومتری شهر تبریز توسط سازمان آب منطقه ای آذربایجان شرقی از سال ۱۳۶۹ شروع و در اواخر سال ۱۳۷۴ به بهره برداری رسیده است. این سد از نوع خاکی با هسته مرکزی رسی با طول تاج ۹۳۵ متر، عرض پاشنه ۳۴۰ متر، حداکثر ارتفاع از پی ۸۰ متر، حجم مخزن ۶۰ میلیون مترمکعب، سرریزی با حداکثر ظرفیت تخلیه ۱۱۸۰ مترمکعب در ثانیه بر روی بستر سنگی احداث شده است. هسته رسی پس از برداشت حداکثر ۳۰ متر از رسوبات آبرفتی نفوذپذیر و بخش هوازده سنگ بستر، بر روی سنگ توف نیمه هوازده قرار گرفته است (سازمان آب منطقه ای آذربایجان، ۱۳۷۴).

سنگ پی سد علویان را سه نوع توف با مشخصات فیزیکی - مکانیکی متفاوت مطابق جدول ۱ تشکیل داده است. حداقل ضخامت سنگ کف در امتداد محور طولی در فواصل ۴۰۰ الی ۶۰۰ متری از جناح راست حدود ۲۰ متر می باشد که بر روی رسوبات متناوب ماسه ای رسی قرار گرفته است. در محل سد سه گسل اصلی و تعدادی گسل فرعی با امتداد کم و بیش شمالی - جنوبی (عمود بر محور طولی سد) وجود دارند که سه بلوک متمایز را بوجود آورده اند (سازمان آب منطقه ای آذربایجان، ۱۳۷۴).

بمنظور بهبود کیفیت سنگ بستر در پی و جناحین سد، عملیات تزریق تحکیمی و پرده آب بند از طریق حفاری در یک ردیف اصلی تا عمق ۵۰ متر و دو ردیف فرعی با عمق کمتر صورت گرفته است. فشار تزریق از ۱/۵ تا ۱۵ بار متغیر بوده است. هسته مرکزی این سد از مصالح نفوذناپذیر رسی با مشخصات فیزیکی - مکانیکی آورده شده در جدول ۲ اجرا شده است (سازمان آب منطقه ای آذربایجان، ۱۳۷۴).

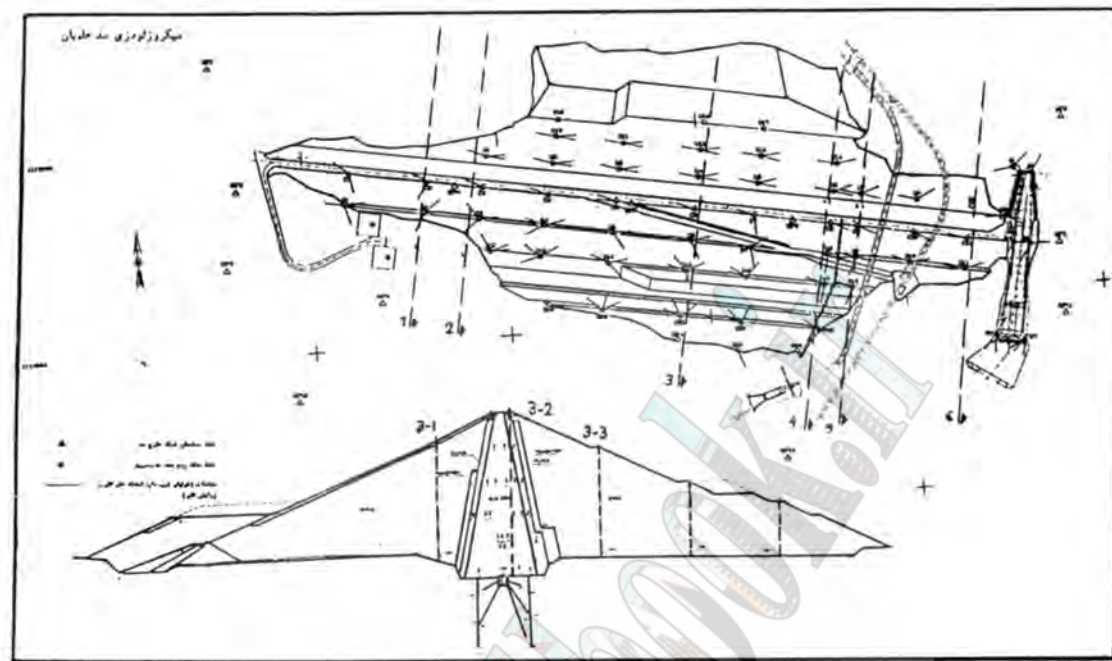
جهت اندازه گیری حرکات و تغییر شکلهای داخلی و سطحی بدنه و پی از یک سیستم کامل ابزار مطابق شکل ۱ استفاده شده است.

۰ - ۱۵۰	۱۵۰ - ۶۷۰	۶۷۰ - ۹۲۰	۹۲۰ - ۹۳۵	فاصله از جناح راست (متر)
III	II, III	I, II	II, III	طبقه بندی
III	II	I		کلاس
زیاد	متوسط	مختصر		درجه هوازدگی
۵۰ - ۷۵	۷۵ - ۹۰	۹۰ - ۱۰۰		RQD (%)
۱/۸ - ۲/۱	۱/۸ - ۲/۱	۱/۸ - ۲/۱		وزن واحد حجم (gr/cm <sup>3</sup> )
۲۶ - ۴۶	۲۱ - ۳۵	۱۶ - ۳۴		تخلخل (%)
۱۰ <sup>-۳</sup> - ۱۰ <sup>-۴</sup>	۱۰ <sup>-۳</sup> - ۱۰ <sup>-۴</sup>	۱۰ <sup>-۳</sup> - ۱۰ <sup>-۴</sup>		ضریب نفوذ پذیری (cm/Sec)
۱۴ - ۲۹	۳۰ - ۵۴	۵۱ - ۱۷۷		مقاومت فشاری اشباع (kg/cm <sup>2</sup> )
۲۰۰۰	۲۵۰۰	۳۰۰۰		مدول تغییر شکل پذیری (kg/cm <sup>2</sup> )
۸۰۰۰	۱۰۰۰۰	۱۲۰۰۰		مدول الاستیسیته (kg/cm <sup>2</sup> )
۳	۵	۶		نسبندگی موثر (kg/cm <sup>2</sup> )
۲۲	۲۲	۲۲		زاویه اصطکاک داخلی موثر (°)

جدول ۱ - مشخصات فیزیکی - مکانیکی سنگ پی

نفوذپذیری (cm/Sec)	ضریب قابلیت فشردگی حجمی (Kg/cm <sup>2</sup> )	زاویه اصطکاک داخلی موثر	نسبندگی موثر (Kg/cm <sup>2</sup> )	دانسیته خشک (gr/cm <sup>3</sup> )	رطوبت اپتیمم (%)	طبقه بندی متحد مصالح ریزدانه
۰/۵ - ۴ × ۱۰ <sup>-۸</sup>	۱۰۰ - ۳۰۰	۱۵ - ۲۰	۰/۵	۱/۶ - ۱/۸	۱۶ - ۲۰	CL - CH

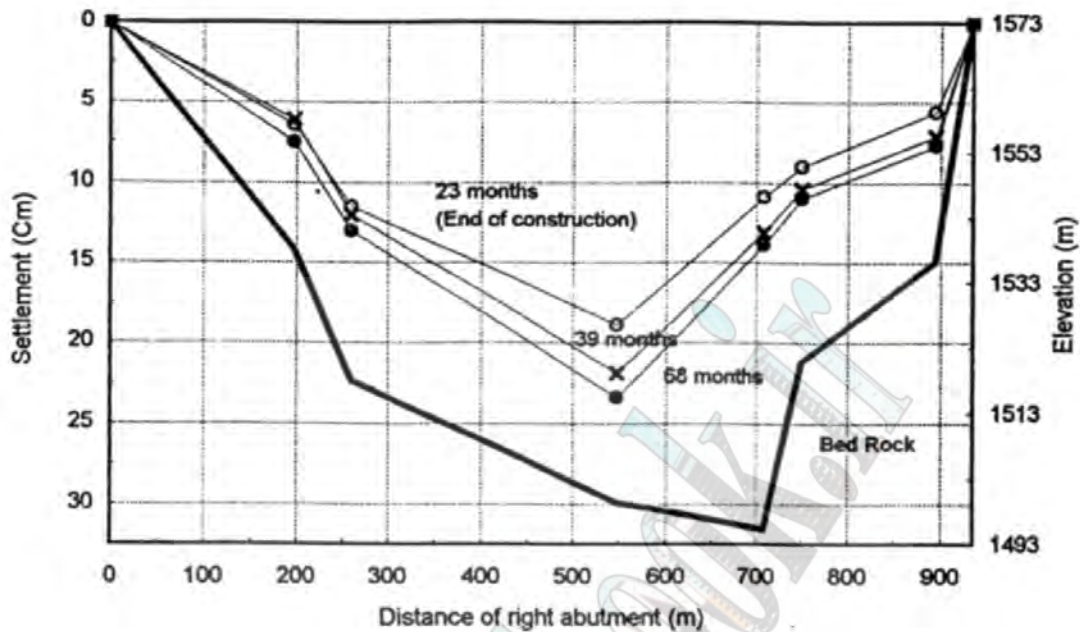
جدول ۲ - مشخصات فیزیکی - مکانیکی مصالح هسته رسی



شکل ۱ - پلان موقعیت ابزاربندی و مقطع عرضی ۳ و ۴

### ۳- نشست پی

از زمان شروع عملیات خاکریزی (آذر ۷۲) برای اندازه گیری میزان حرکات بدنه و پی سد، تعداد ۱۶ عدد نشست سنج مغناطیسی در شش مقطع عرضی مطابق شکل ۱ نصب و قرائت گردیده اند. این ابزارها ئند منظوره بوده بطوریکه علاوه بر اندازه گیری نشست پی و بدنه، اندازه گیری انحرافات بدنه سد در جهات طولی، عرضی و اندازه گیری سطح پیرومتریک میسر است (Soil Instruments Limited, 1987). اندازه گیری نشست بدنه و پی از طریق مکان یابی زمانی دیسکهای مغناطیسی که در پی و بدنه بفواصل متوسط ۳ متری از هم نصب شده اند، صورت می گیرد. شکل ۲ نشست پی در امتداد محور طولی سد (بفاصله ۵ متر از محور سد) را در زمانهای مختلف نمایش می دهد. همانطوریکه مشاهده می شود، نشست پی سنگی با گذشت حدود ۴ سال از زمان اتمام ساخت با یک روند کاهنده ادامه دارد. این امر می تواند ناشی از باز توزیع بار و یا تحکیم لایه های رسی واقع در زیر سنگ کف و یا رفتار خزشی سنگ کف باشد.



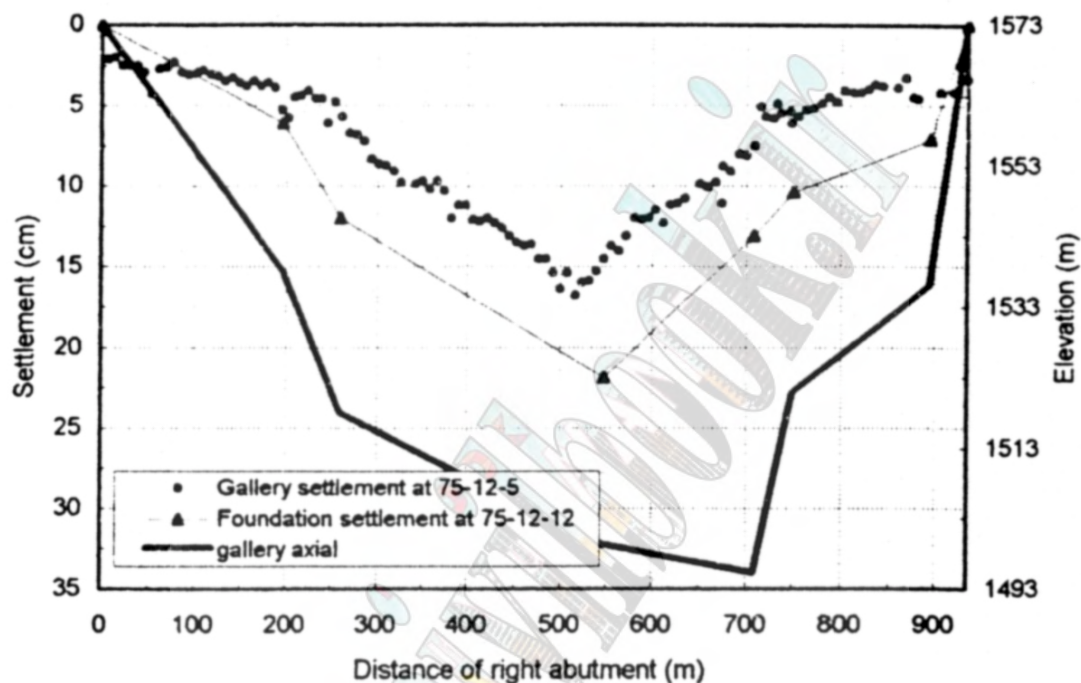
شکل ۲ - نشست طولی پی در انتهای زمان ساخت و پس از آن

بیشترین نشست اندازه گیری شده در فاصله ۵۵۰ متری از جناح راست در مقطع ۳ می باشد. با توجه به اینکه این مقطع از لحاظ ارتفاع خاکریز مشابه مقطع ۴ می باشد، علت این امر را می توان وضعیت ژئومکانیکی ضعیفتر مقطع ۳ (ضخامت کمتر به مقدار ۱۰ متر نسبت به مقطع ۴ و شدت هوازدگی زیاد (کلاس III)) نسبت به مقطع ۴ دانست. شکل ۱ مقطع عرضی ۳ و موقعیت ابزاربندی آن را نمایش می دهد.

کنترل بخشی از حرکات و رفتار پی و بدنه سد به کمک مختصات یابی نقاط نشانه توسط نقشه برداری دقیق نیز انجام گرفته است. تعدادی از این نقاط فقط حرکات قائم و بقیه حرکات سه بعدی موقعیت های نصب شده را نشان می دهند. ۱۲۵ عدد گوی نشانه نصب شده به فواصل ۸ متر از هم در سقف بلوکهای یتنی در گالری از جمله ابزاربندیست که بمنظور سنجش حرکات قائم پی و بعبارت بهتر حرکات قائم گالری مورد استفاده قرار گرفته اند که قرائت مبنای آنها در آذرماه ۷۲ و با دقت ۱ میلیمتر صورت گرفته است. مقادیر حرکات قائم اندازه گیری شده برای زمانهای مختلف در شکل ۳ نمایش داده شده است. با توجه به اندازه گیریهای انجام شده توسط تراز یابی گویهای نشانه داخل گالری و نشست سنجهای مغناطیسی به نظر می رسد، مقدار نشست گالری غیرعادی باشد، ثرا که میزان نشست پی اندازه گیری شده توسط نشست سنجهای مغناطیسی حدود ۶ سانتیمتر بیشتر از نشست اندازه گیری شده توسط گویها می باشد. در حالت عادی با توجه به اینکه گالری سد بر روی بستر سنگی پی قرار دارد، بایستی مقادیر نشست گالری با مقادیر نشست پی همخوانی داشته باشد که در این مورد تین نمی باشد. این امر می تواند ناشی از نحوه توزیع بار و همثنین ناکافی بودن فاصله بلوکها از هم باشد. در این حالت با وقوع اندکی نشست، بلوکها به هم تکیه داده و همانند یک جسم یکپارته و واحد عمل نموده و رفتار آن از نشست پی تبعیت نخواهد کرد. بدنبال وقوع این پدیده ممکن است فضای خالی بین سنگ پی و گالری تزیق رفته رفته زیادتر شده و در اثر افزایش پتانسیل فرار آب و شسته شدن سنگ کف و یا هسته رسی از این نواحی، بمرور زمان برای سد خطر آفرین باشد. وجود درز و ترک در دیواره برخی از بلوکهای گالری نیز می تواند دلیل دیگری بر ناکافی بودن فاصله بین بلوکها باشد، ثرا که در این حالت نیروی وارده از طریق درزهای اجرایی مستهلک نشده و اثرات آن بصورت درز و ترک بر روی بدنه بلوکها ظاهر می گردد. علاوه بر موارد فوق بلوکهای گالری تزیق تحت عوامل مختلفی از قبیل اثرات ناشی از عملیات تراکم حین ساخت، فشاربدنه،



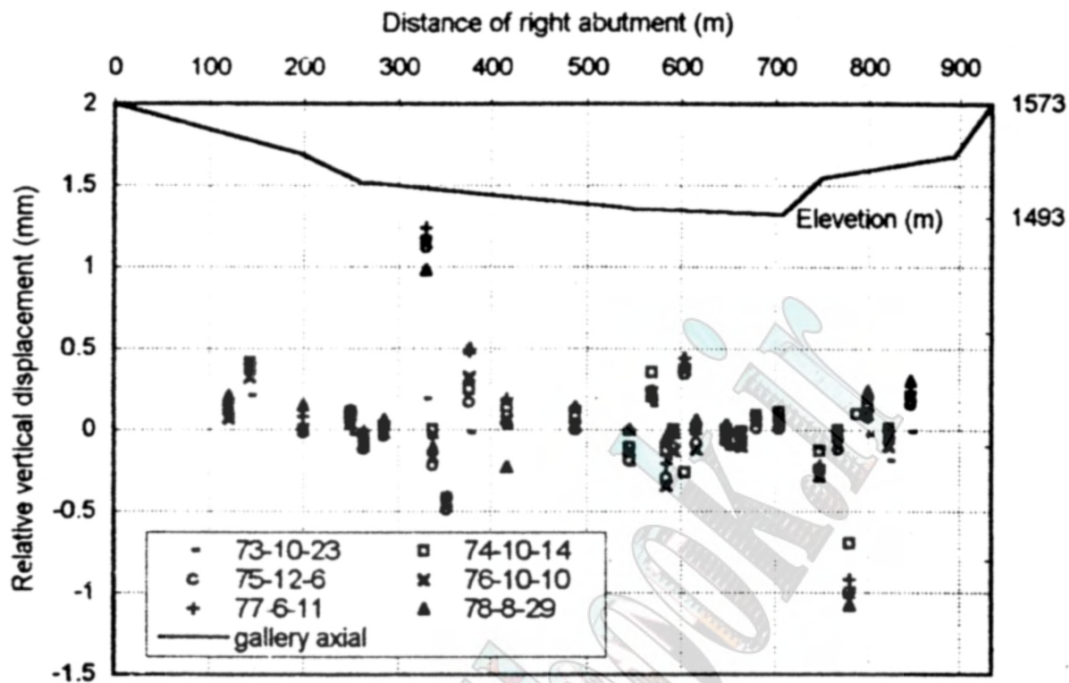
نشست پی، فشار هیدرواستاتیک آب، فشار آبهای نفوذی از کف و دیواره و سقف آن، اثرات ناشی از زمین لرزه و ... می تواند حرکت نماید. اندازه گیری این حرکات از لحاظ ایمنی سد، همانطوریکه قبلا ذکر شد، بسیار حائز اهمیت است.



شکل ۳ - نشست گالری یک و نیم سال پس از ساخت

فاصله سنجهای سه محوری از جمله دیگر ابزار دقیق می باشند که بمنظور اندازه گیری میزان جابجایی و بازشدگی نسبی ترکهای ایجاد شده در بدنه بلوکهای بتنی گالری تزریق (۲۵ عدد) و همئین اندازه گیری میزان حرکات سه بعدی نسبی بلوکهای بتنی در محل اتصال بین بلوکها (۴ عدد) نصب گردیده اند. شکل ۴ مقادیر نسبی حرکات قائم بلوکهای گالری را نشان می دهد. بیش از ۹۵ درصد جابجایی قائم نسبی در طول مدت ۶ سال گذشته (دوران ساخت و بهره برداری) کمتر از ۰/۵ میلیمتر می باشد که در حد نرمال می باشد. حداکثر جابجایی نسبی در ترک ایجاد شده در فاصله ۳۳۰ متری در امتداد طولی گالری ۳/۲۵ میلیمتر و در امتداد عرضی ۰/۵۵ میلیمتر و در امتداد قائم ۰/۹۸ میلیمتر می باشد. همئین حداکثر جابجایی نسبی در محل اتصال دو بلوک واقع در فاصله ۸/۷۸۰ متری در امتداد طولی ۱/۲۵ میلیمتر و در امتداد عرضی ۰/۱ میلیمتر و در امتداد قائم ۱/۱ میلیمتر می باشد.



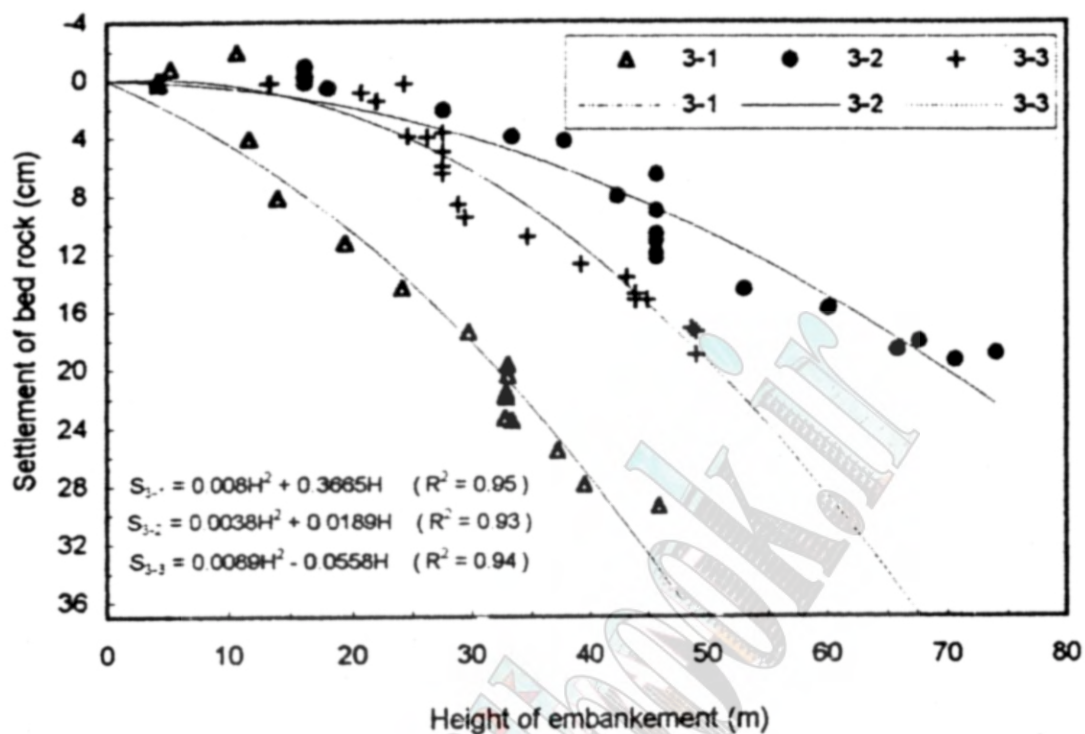


شکل ۴- مقادیر نسبی حرکات قائم بلوکهای گالری سد

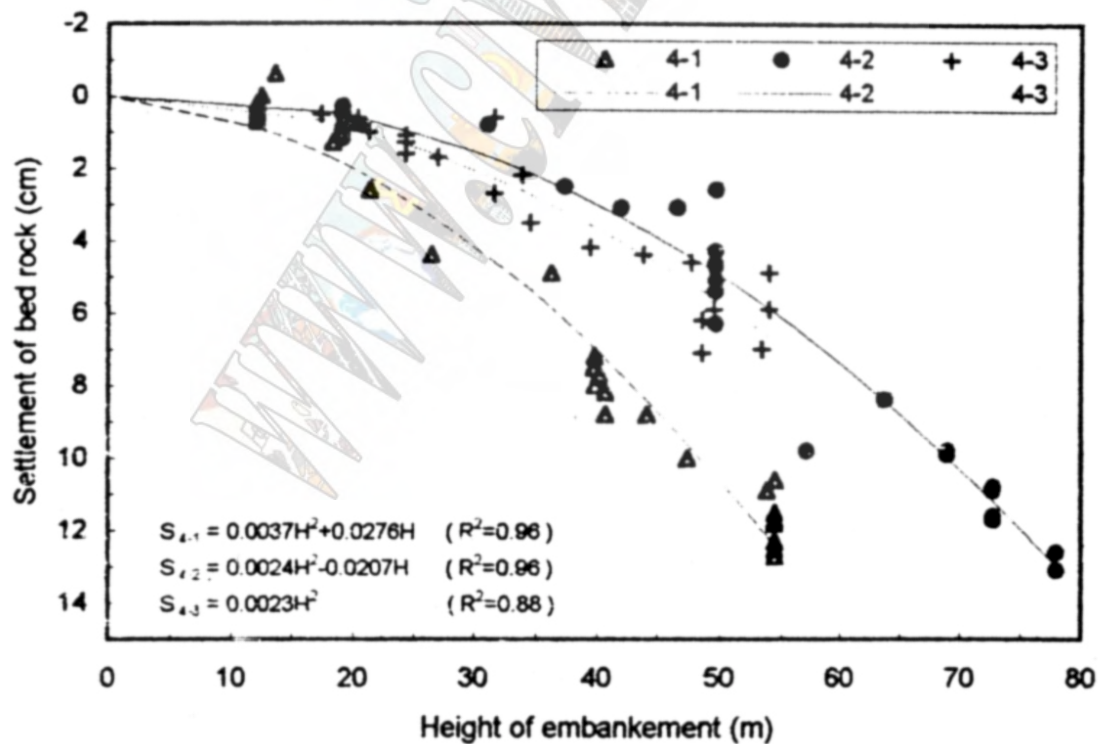
شکل‌های ۵ و ۶ نشست عرضی پی را در مقاطع ۳ و ۴ در مقابل افزایش ارتفاع خاکریز نمایش می‌دهند. نشست سنج‌های با اندیس ۱ در ۳۰ متری بالادست، با اندیس ۲ در حوالی محور سد (۵ متری پایین دست محور) و با اندیس ۳ در ۴۵ متری پایین دست محور در پی نصب گردیده‌اند. نتایج حاصل از برآزش منحنی بر داده‌های اندازه‌گیری شده بیانگر وجود یک همبستگی بسیار خوب ( $R > 0.94$ ) بین مقدار نشست اندازه‌گیری شده با توان دوم ارتفاع خاکریز می‌باشد. همانطوریکه از شکل‌های ۵ و ۶ مشاهده می‌گردد، برای یک ارتفاع خاکریز معین می‌توان رابطی منطقی (۱) را نوشت.

$$S_{3-1} > S_{3-3} > S_{3-2} \geq S_{4-1} > S_{4-3} \geq S_{4-2} \quad (1)$$

از رابطه فوق می‌توان بیان نمود که: مقطع ۳ از لحاظ نشست حالت بحرانی تری را نسبت به مقطع ۴ دارد و این امر را می‌توان به وضعیت ژئومکانیکی ضعیفتر (ضخامت کم، شدت هوازدگی و خرد شدگی) مقطع ۳ مربوط دانست که در آن نشست‌های اندازه‌گیری شده در بالادست بمراتب بیشتر از نشست‌های پایین دست سد بوده و اختلاف فاحشی بین مقادیر نشست  $S_{3-1}$  و  $S_{3-3}$  وجود دارد که این امر می‌تواند ناشی از نصب نشست سنج  $S_{3-1}$  در رسوبات آبرفتی روی بستر سنگی و هم‌نشین نحوی توزیع بار باشد. انجام عملیات تزیق در پی سنگی در مقطع ۳ باعث کاهش حدود ۵۵٪ در نشست پی سنگی زیر هسته رسی گردیده ولی در مقطع ۴ فقط باعث کاهش حدود ۵٪ نشست پی سنگی زیر هسته رسی شده است.



شکل ۵ - نشست عرضی پی در مقطع ۳ در مقابل افزایش ارتفاع خاکریز



شکل ۶ - نشست عرضی پی در مقطع ۴ در مقابل افزایش ارتفاع خاکریز

## ۴ - نشست تاج

نشست طولی تاج سد در فواصل زمانی مختلف (پس از ساخت) توسط نشست سنجهای مغناطیسی اندازه گیری شده است (شکل ۶) (سازمان آب منطقه ای آذربایجان، ۷۸ - ۱۳۷۴).

علی رغم یکسان بودن ارتفاع خاکریز در مقاطع ۳ و ۴ بیشترین مقدار نشست تاج پس از گذشت حدود ۴ سال از عمر سد در مقطع ۳ و به اندازي ۲۷ سانتیمتر می باشد که حدود ۵ سانتیمتر بیشتر از مقطع ۴ می باشد. علت این امر را می توان ناشی از نحوه توزیع بار و نشست نامساوی پی سنگی در این مقاطع دانست. همانطوریکه از شکل ۶ مشاهده می شود، پس از گذشت ۴ سال از عمر سد، بیشترین مقدار نشست بدنه در مقطع ۳ به اندازي ۲۲ سانتیمتر می باشد.

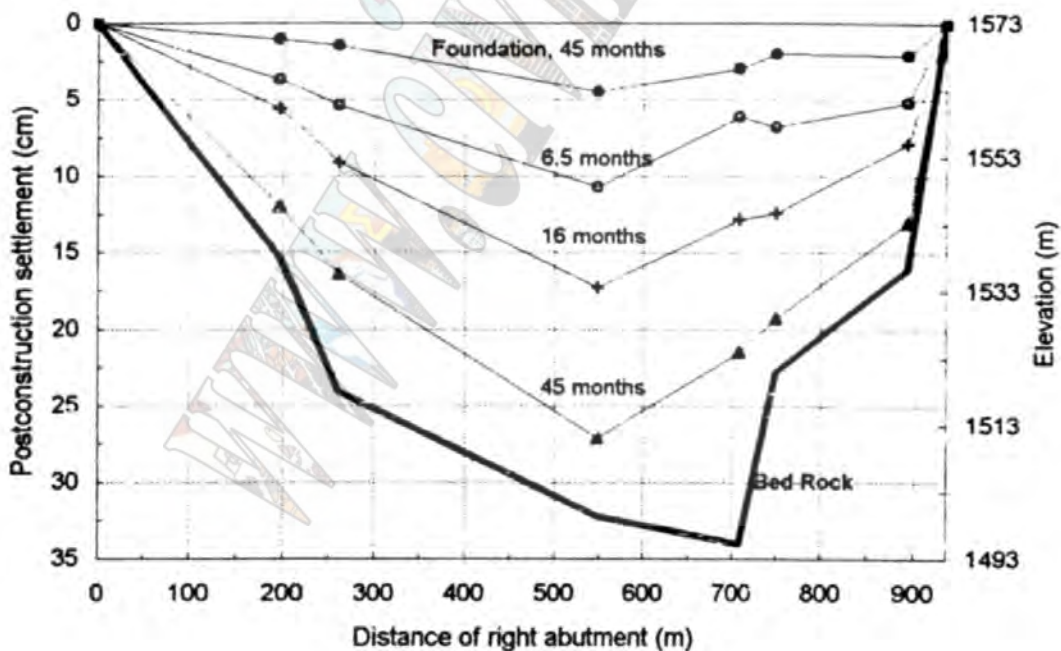
نشست تاج سد در فواصل زمانی مختلف (پس از ساخت) با استفاده از مشاهدات میکروژئودزی در شکل ۷ نمایش داده شده است (سازمان آب منطقه ای آذربایجان، ۷۸ - ۱۳۷۴).

بمنظور مقایسه نتایج حاصله از دو روش فوق، روند تغییرات زمانی نشست در نقطه متناظر با موقعیت نشست سنج ۲-۳ (در فاصله ۵۴۰ متری) در شکل ۸ نشان داده شده است. با انطباق منحنی حاصل از میکروژئودزی بر روی منحنی حاصل از نشست سنج ۲-۳ در یک زمان مشخص، مقدار نشست اندازه گیری شده از عملیات میکروژئودزی بیش از مقدار حاصل از نشست سنج می شود. اگرچه با توجه به عدم کافی بودن تعداد اندازه گیری ها بطور قطع نمی توان در مورد علت این امر قضاوت نمود، لیکن بخشی از این انحراف را می توان ناشی از موقعیت ارتفاعی متفاوت صفحه مغناطیسی و نقطه نشانه به اندازي ۳/۸ متر از هم دانست.

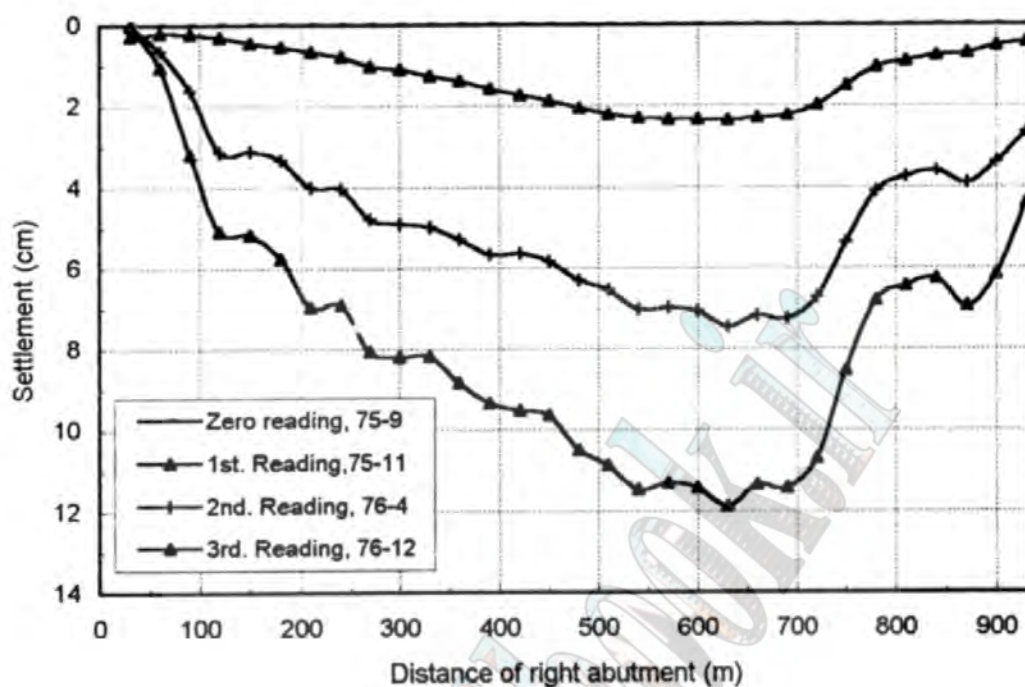
همنین با توجه به شکل ۸ رابطی بین حداکثر نشست تاج و زمان را می توان بصورت رابطه (۲) نوشت:

$$S_{Crest} = 14.81 \cdot \log T \quad R = 0.97 \quad (2)$$

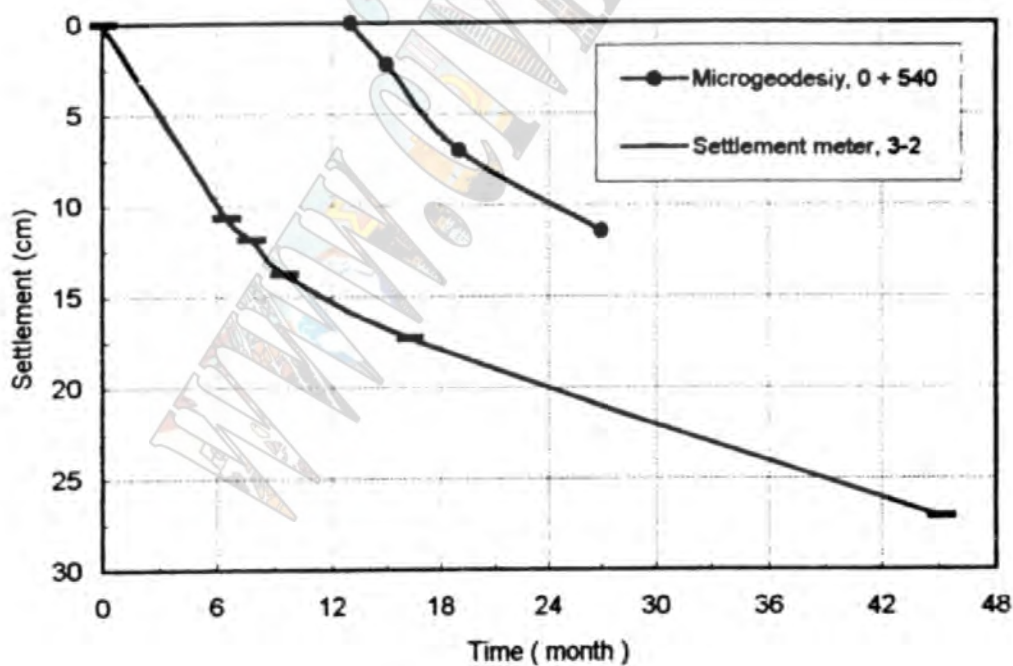
که در آن  $T$  عمر سد بر حسب ماه پس از زمان ساخت و  $S_{Crest}$  مقدار حداکثر نشست سد بر حسب سانتیمتر می باشد.



شکل ۷ - نشست طولی تاج و پی پس از زمان ساخت



شکل ۸ - نشست تاج سد اندازه گیری شده از طریق مشاهدات میکروژئودزی



شکل ۹ - روند زمانی نشست حداکثر تاج



## ۵- نتیجه گیری و پیشنهادات

- ۱- روند زمانی نشست پی و تاج پس از ساخت، کاهشده می باشد.
- ۲- حداکثر نشست پی سنگی در محور سد برای زمان ساخت در مقطع ۳ اتفاق افتاده و در حدود ۱۸ سانتیمتر می باشد که پس از گذشت ۴ سال مقدار آن ۲۰ درصد (۵ سانتیمتر) افزایش یافته است.
- ۳- حداکثر نشست تاج پس از گذشت ۴ سال در مقطع ۳ اتفاق افتاده که در حدود ۲۷ سانتیمتر می باشد.
- ۴- با توجه به نتایج حاصل از ابزار دقیق، مقطع ۳ از لحاظ نشست بحرانی ترین مقطع می باشد.
- ۵- انجام عملیات تزریق با توجه به وضعیت ژئومکانیکی سنگ کف، باعث کاهش نشست پی بین ۵ الی ۵۵ درصد شده است.
- ۶- نشست پی در حدود ۶ سانتیمتر بیشتر از نشست گالری می باشد. این امر ممکن است ناشی از نحوه توزیع بار و هم‌نشین ناکافی بودن فاصله درزهای اجرایی بین بلوکهای گالری (ترکهای ایجاد شده در گالری نیز می تواند موید این پدیده باشد.) و یا اشتباه در قرائت آنها باشد، لذا انجام بررسیهای بیشتر جهت شناسایی رفتار واقعی گالری ضروری می باشد.
- ۷- نشست پی در طول زمان ساخت با ضریب همبستگی خوبی ( $R > 0.97$ ) تابعی از مجذور ارتفاع خاکریز می باشد.
- ۸- نشست تاج پس از زمان ساخت با ضریب همبستگی خوبی ( $R > 0.98$ ) تابعی لگاریتمی از زمان می باشد.
- ۹- بمنظور کنترل عملکرد ابزار دقیق مختلف، شروع و انجام قرائت‌ها بطور همزمان ضروری بوده و کلیه اندازه گیریهای ادواری بایستی از طریق یک گروه فنی و تجهیزات ثابت صورت گیرد.
- ۱۰- اگرچه محاسبات نظری با توجه به اینکه قبل از احداث سد انجام می پذیرند از ارزش بخصوصی برخوردارند، لیکن مزیت اندازه گیری های تجربی از این جهت است که با واقعیت مطابقت داشته و با تلفیق این دو روش است که پیشرفتهای تکنولوژیکی سدسازی حاصل می گردد.

## ۶- تشکر و قدردانی

از مدیرعامل محترم سازمان آب منطقه ای آذربایجان شرقی و اردبیل جناب آقای مهندس میدانی که با دید علمی و تحقیقاتی خود شرایط انجام این مطالعه را فراهم آوردند، صمیمانه سپاسگزاری می شود. مطمئناً انجام این تحقیق بدون قرائت ابزار دقیق توسط جناب آقای استادی ممکن نبود که از ایشان نیز قدردانی می گردد.

## ۷- مراجع

- سازمان آب منطقه ای آذربایجان، "گزارشات فنی طرح بند منظوره صوفی نای، مطالعات مرحله دوم سد علویان"، (۱۳۷۴).
- سازمان آب منطقه ای آذربایجان، "گزارشات ماهانه داده های ابزار دقیق سد علویان"، (۷۸ - ۱۳۷۴).
- سازمان آب منطقه ای آذربایجان، "گزارشات فنی مشاهدات شبکه میکروژئودزی سد علویان"، (۷۸ - ۱۳۷۴).

Bechtel corporation, " Pore Pressure and Embankment Movement Measurements During Construction", Supplement F, Mammoth Pool Design Memorandum No.21, Bechtel Corporation, (1960).

Cooling, L.F., " Field Measurements in Soil Mechanics", Geotechnique, Vol. XII, No. 2, London, (1962).

Fell, R. & MacGregor, P. & Stapledon, D., " Geotechnical Engineering of Embankment", Balkema, (1992).

Gamboa, J. & Benassini, A., " Behaviour of Netzahualcoyotl Dam During Construction", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 93, No. SM4, (1967).



ICOLD, " General Considerations Applicable To Instrumentation for Earth and Rockfill Dams", Bultten 21.

Marsel, R.J. & Ramirez de Arellano, L., " Field Measurements in Rockfill dams", Proc. 2nd PanAm. Conf. Soil Mech. Found. Eng. , Vol.11, Brazil, (1963).

Shannon, W.L. & Wilson, S.D. & Meese R.H., " Field Problems: Field Measurements, Foundation Engineering", McGraw-Hill, New York, (1962).

Soil Instruments Limited, " Instrumentation for Soils and Rocks", England, (1987).

Sundaraiya, E. & Devasahayam, R., " Research needs in dam safety", 2nd International Conference on Dam Safety Evaluation, India, (1996).

Sundaraiya, E., " Instrumentation of Existing Dams", 2nd International Conference on Dam Safety Evaluation, India, (1996).

# کاهش ریسک سدها بوسیله روشهای غیر سازه ای

## مطالعه موردی: آبگیری زود هنگام سد کرخه

کامران امامی<sup>۱</sup>

### چکیده :

این مقاله به منافع و هزینه های روشهای غیر سازه ای در کاهش خطرات ناشی از احداث و بهره برداری از سدها میپردازد. در نتیجه تاکید مهندسی بر ظرفیت هیدرولیکی و قابلیت باربری سازه های هیدرولیکی، تاکنون روشهای سازه ای عمدتاً برای افزایش ایمنی سدها بکار گرفته شده اند.

با توجه به اهمیت ایمنی عمومی، کلیه راهکارهای کار آ در رابطه با کاهش خطر پذیری بایستی مورد توجه قرار گیرند. عواقب تخریب سد بسیار فاجعه بار است بنابراین مسئولین بایستی بطور پیوسته بدنبال حداقل کردن ریسک باشند. از طرف دیگر احداث و بهره برداری از سد بایستی مقرون به صرفه باشد. تجربه جهانی نشان می دهد که اعمال اقدامات غیرسازه ای در بسیاری از پروژه ها می تواند دستیابی به ایمنی مطلوب را با هزینه ایی بسیار کمتر امکان پذیر نماید.

بکارگیری و موفقیت روشهای غیر سازه ای در بسیاری از پروژه ها نشان می دهند که برای کاهش خطر پذیری سد میبایستی کلیه تدابیر غیرسازه ای را در نظر گرفت. در این راستا بکارگیری تحلیل ریسک می تواند مقایسه منافع و هزینه های روشهای غیرسازه ای را ممکن سازد. قسمت عمده هزینه های روشهای غیرسازه ای مربوط به هزینه های پرسنلی است که در کشورهای جهان سوم بطور نسبی کمتر از کشورهای پیشرفته می باشد. در این رابطه برنامه های جامع آموزشی نقش کلیدی دارند و برای مثال در ژاپن آموزش مدیران سدها بوسیله شبیه گرایی مشابه آنچه برای تعلیم خلبانها بکار گرفته می شود، انجام میگردد. با توجه به اهمیت روزافزون روشهای غیر سازه ای کمیته بین المللی سدهای بزرگ آخرین بولتن خود را به این موضوع اختصاص داده است.

### کلمات کلیدی:

ایمنی سدها - روشهای غیره سازه ای - تحلیل ریسک - مدیریت جامع

---

<sup>۱</sup> شرکت خدمات مهندسی کریت صنعت

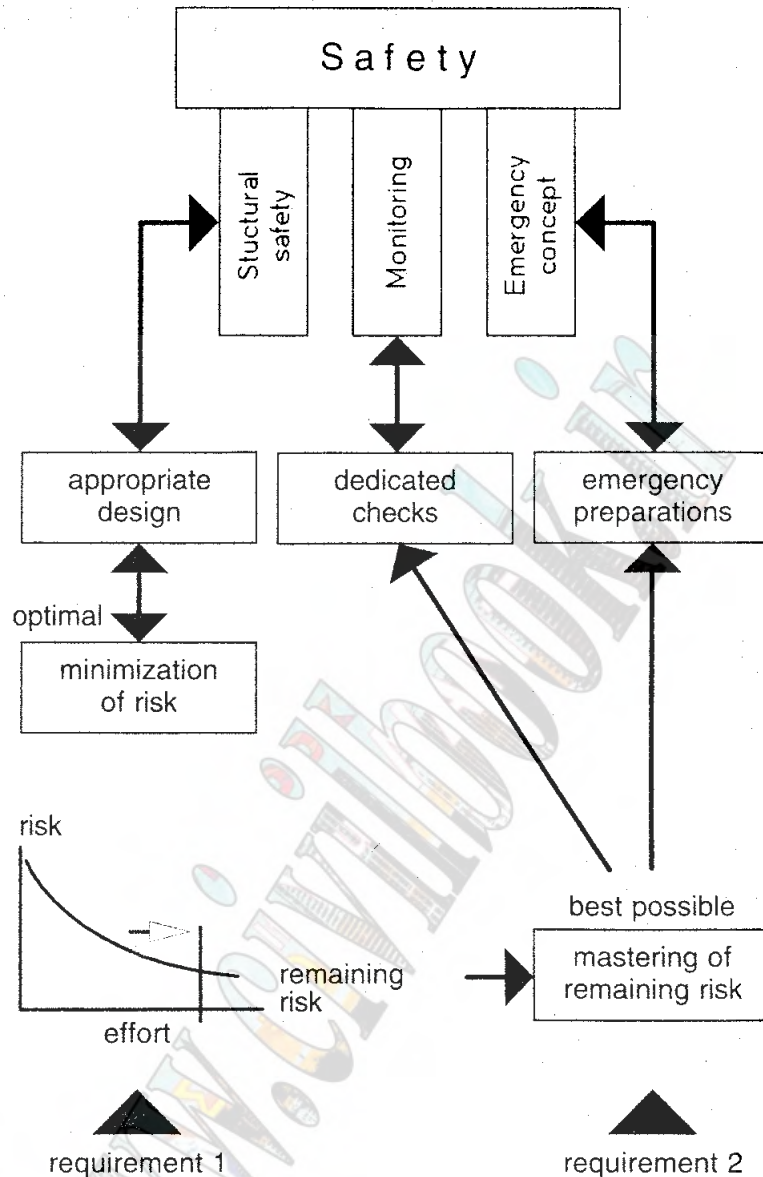
## مقدمه

تاکنون بیشترین تاکید در رابطه با ظرفیتهای هیدرولیکی سدها بر محورهای سازه ای استوار بوده است. با این وجود کاهش ریسک بوسیله روشهای غیر سازه ای در بسیاری موارد ممکن میباشد. در این راستا گروه کاری هزینه های کمیته بین المللی سدهای بزرگ (ICOLD) مقاله ای در این زمینه در همایش پکن در سال ۲۰۰۰ ارائه نموده است و در حال تهیه بولتن کاهش ریسک سدها بوسیله روشهای غیر سازه ای میباشد. در مقاله فوق بیشتر بر اقداماتی که در حوزه مدیریت مخزن میباشد تاکید شده است تا مدیریت سیلابدشتها در پایین دست. با توجه به این مقاله در بسیاری موارد کاهش ریسک تخریب سدها بوسیله اقدامات غیر سازه ای کم هزینه بعنوان جایگزین روشهای سازه ای امکان پذیر میباشد {۷}.

## ریسکهای سدها

در مقایسه با دیگر خطرهای سدها ریسک قابل ملاحظه ای را به جامعه تحمیل نمی کنند. در اغلب موارد، کاهش ریسک سیلابهای طبیعی بسیار بیشتر از ریسکی است که در اثر احداث سد بوجود می آید. با وجود اتخاذ کلیه تدابیر لازم، همیشه ریسک تخریب (هر چند اندک) وجود دارد (شکل (۱)). با این وجود همیشه حدودی برای محافظه کاری در طراحی و احداث سدها اعمال می گردد. یکی از این محدودیتها، بطور مشخص ملاحظات اقتصادی است. محافظه کاری افراطی می تواند اجرای پروژه را غیر ممکن ساخته و جامعه را از منافع پروژه محروم کند. حتی در سدهایی که کاملاً ایمن بنظر میرسند، نیز ریسک وجود دارد. درصد تخریب سدها تا قبل از ۱۹۵۰، ۲/۲ درصد بوده است که این ریسک برای سدهایی که از سال ۱۹۵۰ تاکنون احداث شده اند به ۰/۵ درصد کاهش یافته است. بیشتر سدهای تخریب شده کوتاهتر از ۳۰ متر میباشند و ۷۰ درصد خرابیها در ۱۰ سال اول بهره برداری روی داده اند. با توجه به این آمار می توان به نتایج زیر دست یافت:

- حتی برای سدهایی که بعد از ۱۹۵۰ احداث شده اند، احتمال تخریب وجود دارد. بنابر این کاهش ریسک یکی از وظایف مهم کارفرما و مدیریت سد میباشد.
- کاهش ریسک بایستی در تمامی ابعاد و برای کلیه خطرات محتمل صورت پذیرد. در بررسی خطرات بایستی امکان هشدار و تخلیه مردم در پایین دست در نظر گرفته شود. بنابر این کاهش ریسک می تواند با برخورد جامع گرایانه، متعادل و بنابر این کم هزینه ممکن گردد. در این راستا مسائلی که مسقیماً به سد مربوط نمی باشد مانند آبگرفتگی در پایین دست بایستی بدقت مورد مطالعه قرار گیرد. توجه دقیق بایستی به عواملی مانند سرعت تخریب سد، عمق و سرعت جریان، فاصله سد به مراکز جمعیت، کارآئی سیستم هشدار سیلاب و وضعیت اقلیمی در شرایط سیلابهای نادر معطوف شود. این عوامل بعلاوه پارامترهای دیگر عواقب تخریب سد را معین می کنند {۷}.

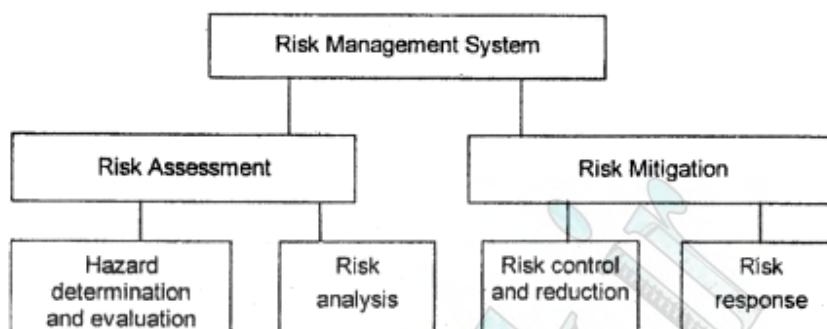


شکل (۱) فلسفه ایمنی و ریسک سدها در سوئیس

### برآورد ریسک

برآورد ریسک می تواند بعنوان راهنمایی برای انتخاب اقدامات مناسب کاهش ریسک صورت پذیرد (شکل (۲)). برآورد ریسک دربرگیرنده کلیه روشهای کاهش ریسک از جمله روشهای غیر سازه ای می باشد. استفاده از این روشها در سالهای اخیر در رابطه با سدهایی که در استرالیا، کانادا، فرانسه، نروژ، آفریقای جنوبی و آمریکا ساخته شده اند، روند افزایشی داشته است. کمی کردن ریسک عموماً نتیجه برآورد و احتمال سالانه یک واقعه است که تلفات انسانی یا خسارات مالی بدنبال داشته باشد. این احتمال در عواقب حاصله ضرب شده و ریسک حاصل می گردد. تکنیکهای مورد استفاده، بررسی سناریوی کامل حوادث محتمل را ممکن میسازد. هزینه برآورد ریسک از چند نفر-روز تا چند صد نفر-روز برای یک سد خاص تغییر می کند. ایجاد دیدگاه عمیق در رابطه با کاهش ریسک اغلب با حداقل هزینه حاصل می گردد. تجربه جهانی نشان میدهد که ریسک سدها در مناطق جغرافیایی مختلف متفاوت است. برای مثال در کشورهای در حال توسعه، ریسک اصلی تخریب سد در اثر سیلاب میباشد. این موضوع بخصوص در آسیا که ۵۰ درصد سدها در مناطق پر جمعیت احداث میشوند، صدق می کند. در ۳۰ سال گذشته بیشتر تخریب سدها در کشورهای در حال توسعه در اثر سیلاب بوده است. از طرف دیگر سیلابها ریسک اصلی تخریب سد در کشورهای صنعتی نبوده اند. دربرآورد

خسارات و تعداد تلفات انسانی، تغییرات پایین دست بایستی در نظر گرفته شود زیرا عموماً "احداث سدها باعث توسعه پایین دست می گردد {۲}.



شکل (۲) مدیریت جامع ریسک

### ایمنی هیدرولوژیکی سد Wahleach در کانادا

ظرفیت سرریز این سد از نقطه نظر ضوابط کارفرما (BC-Hydro) ناکافی برآورد گردید. با وجودیکه امکان افزایش ظرفیت سرریز وجود داشت ولی پتانسیل شستگی در پایین دست سرریز و بدنبال آن تخریب سرریز هنوز موجود بود. مطالعات بعدی نشان داد حتی اگر تدابیر لازم برای جلوگیری از شستگی بعمل آید، عبور سیلاب PMF از سرریز، پایین دست را با خطر بزرگی مواجه خواهد کرد و خطرات مرحله ای تخریب سد نسبت به عواقب نهایی ناچیز خواهد بود. بعلاوه مطالعات BC-Hydro نشان داد که دو رودخانه مجاور خطرات بسیار بزرگتری را متوجه مردم خواهند کرد. در حقیقت توجه به سیلابهای طبیعی، قبول ریسک بزرگتر از آنچه در ضوابط آورده شده را ممکن کرد. علاوه بر اصلاحات سرریز، کارفرمای پروژه با مشورت با مقامات وقایع غیر مترقبه منطقه و مقامات محلی، برنامه ریزی برای ایجاد سیستم هشدار سیلاب را به انجام رسانید. هزینه این سیستم هشدار سیلاب سالانه ۵۰۰۰ دلار برآورد شده است {۷}.

### نروژ

سد Dravladalen به ارتفاع ۲۹ متر یک سد سنگریزه ای با هسته رسی است. این سد در سال ۱۹۷۲ تکمیل گردید. این سد در محلی دور افتاده قرار دارد و هر زمستان تنها با چرخبال می توان به سد دسترسی داشت. تحلیل ریسک عوامل مختلف در ایمنی این سد، احتمالات سالانه زیر را به دست داده است {۸}.

$4 \times 10^{-4}$	بارگذاری هیدرولیکی
$1/5 \times 10^{-6}$	بارگذاری زلزله
$5 \times 10^{-5}$	بارگذاری معمولی

ریسک کلی  $4/5 \times 10^{-4}$

از نقطه نظر هیدرولوژیکی، این سد با ضوابط تطبیق دارد. علت بالا بودن ریسک هیدرولیکی، پتانسیل کاهش ظرفیت سرریز بعلت گرفتگی آن بوسیله قطعات بزرگ یخ میباشد. تحلیل ریسک جهت و تمرکز مطالعات بعدی در رابطه با کاهش ریسک را معین نمود.

### آمریکا

درسد Salmon Lake در آمریکا، یک مطالعه ۵۰۰،۰۰۰ دلاری تحلیل ریسک موجب کاهش هزینه های ایمن سازی سد به میزان ۱۳ میلیون (یا بیش از ۷۵ درصد هزینه کل) گردید {۷}.



## آموزش

پرسنل کارآ جزء لاینفک نظارت موثر، ارزیابی ایمنی و اقدامات اضطراری میباشند. آموزش برای کلیه دست اندرکاران مدیریت سد مفید و ضروری است. آموزش های لازم می تواند در دوره ها و کارگاههای آموزشی ارائه گردد. همچنین آموزش در حین انجام وظیفه توسط پرسنل با تجربه تر ممکن میشود.

کاهش ریسک بوسیله آموزش موثر پرسنل در تمامی مراحل مختلف ایمنی سدها ممکن است. پرسنلی که از آموزشهای مناسب برخوردار باشند می توانند ریسک وقوع اشتباهات در بهره برداری را کاهش دهند. در این راستا در کشورهای مختلف برنامه ریزی مناسب در جهت ارتقاء آموزش مدیریت سدها صورت گرفته است {۷}:

### فرانسه

در سال ۱۹۹۸ کمیته ملی سدهای بزرگ فرانسه یک کتاب راهنما در زمینه ایمنی سدها در سیلاب چاپ کرد. در این کتاب تجارب جهانی از حوادث مختلف در کشورهای مختلف بعلاوه تجارب بهره برداری از ۵۰۰ سد فرانسه ارائه شده است.

### ژاپن

تراکم جمعیت در سیلابدشتهها و شرایط جغرافیایی ژاپن، اهمیت مدیریت موثر مخازن سدها را بسیار افزایش داده است. کارفرمایان سدها برنامه های آموزشی متنوعی برای بهره برداران از سدها تدوین نموده اند که از این جمله به برنامه های آموزشی وزارت احداث، شرکت برق توکیو و شرکت توسعه شبکه های برق می توان اشاره نمود. در شرکت توسعه شبکه های برق از برنامه های شبیه ساز (Simulator) ۵ میلیون دلاری برای آموزش مدیران و بهره برداران از سدها استفاده قابل ملاحظه ای شده است. هزینه آموزشهای این شرکت حدود ۵۰۰،۰۰۰ دلار در سال برآورد گردید.

### نروژ

در نروژ آموزشهای بهره برداران از سدها به صورت گسترده ای صورت می گیرد. سه برنامه مختلف برای سه سطح مختلف وجود دارد. این دوره ها از سال ۱۹۹۲ آغاز گردیده است.

### آمریکا

برنامه های آموزشی گروه مهندسی ارتش آمریکا برای پرسنل هر سد هر چهارسال یکبار و همزمان با بازدید یک تیم کارشناسی از سد به منظور بررسی فنی آن صورت می گیرد.

موارد مورد بحث طراحی و عملکرد سد، تاریخچه بهره برداری، نگرانیهای موجود و احتمال وقوع و عواقب حوادث مخرب میباشد. از مقامات محلی برای شرکت در جلسات و بحث در مورد شرایط اضطراری دعوت بعمل می آید. هزینه این آموزشهای دوره ای ۷۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰ دلار برآورد شده است.

اداره عمران آمریکا که مسئولیت و مدیریت ۲۵۰ مخزن و ۳۵۰ سد و سیل بند را عهده دار است نیز وجود پرسنل کارآ را برای بهره برداری و نگهداری از سدها بسیار مهم ارزیابی مینماید. دوره های آموزشی U.S.B.R. شامل موارد ذیل میباشد:

- دوره های آموزشی در محل سد (تئوری و عملی) (۱ تا ۳ روزه)
- کارگاههای مدیریت منابع آب (۵ روزه)
- سمینارهای ارزیابی ایمنی سدهای موجود (۵ روزه)
- سمینارهای مدیریت شرایط اضطراری (۱ تا ۳ روزه)

پرسنل بهره بردار ملزم به تکمیل دوره های آموزشی مربوطه هر ۳ سال یکبار میباشند. سالانه ۱۰ دوره آموزشی با شرکت ۱۲۰ بهره بردار برگزار می شود. هزینه این دوره ها سالانه ۱۶۰۰۰۰ دلار میباشد.

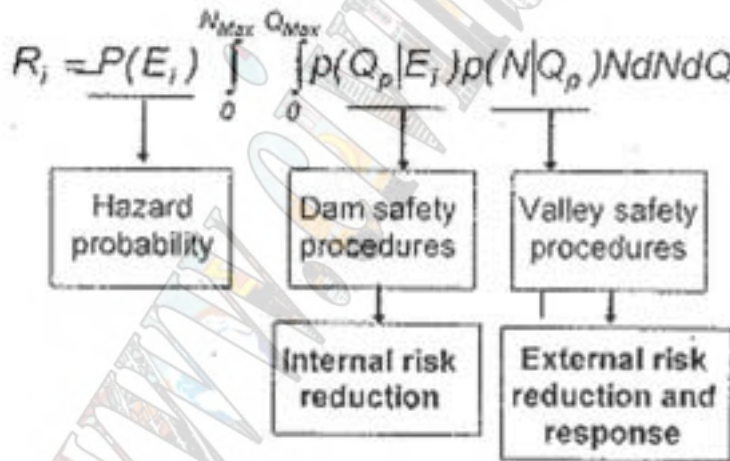
در کارگاههای مدیریت منابع آب جدیدترین اطلاعات در مورد مدیریت و نگهداری کارآی مخازن سدها در اختیار شرکت کنندگان قرار می گیرد. هزینه سالانه این کارگاه ۵۰۰۰۰ دلار و تعداد شرکت کنندگان ۱۲۰ نفر می باشد.

هر کدام از کارکنان اداره عمران آمریکا یکبار در طول دوره خدمت خود بایستی در سمینار ارزیابی ایمنی سدهای موجود شرکت نمایند. هزینه سالانه این سمینار ۳۰۰۰۰ دلار و تعداد شرکت کنندگان ۸۰ نفر می باشد.

سمینارهای مدیریت شرایط اضطراری ۴ بار در سال در سدهای اداره عمران آمریکا برگزار میشود هزینه سالانه هر سمینار ۴۰۰۰ دلار و تعداد شرکت کنندگان ۲۰ نفر میباشد.

### برنامه ریزی شرایط اضطراری:

برنامه ریزی شرایط اضطراری حاصل کار مشترک کارفرما - مدیریت سد و مسئولین وقایع غیر مترقبه میباشد. این برنامه ریزی شامل برنامه های ارتباطی، اطلاع رسانی عمومی و تخلیه جمعیت میباشد. یک عنصر مهم این برنامه ریزی، تمرینات و مانورهای آزمایشی موعدی میباشد. برنامه ریزی شرایط اضطراری با افزایش جمعیت در پایین دست از اهمیت روز افزونی برخوردار می باشد. تلفات انسانی مشاهده ای کمتر از ۰/۱ تا ۵۰ درصد جمعیت منطقه خطر متفاوت بوده است. حتی اگر درصد خرابیهای سدها ثابت بماند، بعلت افزایش جمعیت در پایین دست برنامه ریزی شرایط اضطراری نقش عمده ای در حفظ جان مردم در معرض خطر ایفا خواهد نمود. سیلابهای ناشی از شکست سد حتی برای سدهای کوچک میتواند بسیار بزرگتر از سیلابهای طبیعی رودخانه باشند. برنامه ریزی اضطراری مناسب می تواند یک شکست سد فاجعه بار از نقطه نظر تلفات انسانی را به حادثه ای با حداقل تلفات انسانی تبدیل کند (شکل (۳)) {۱۲} {۷}:



شکل (۳) فلسفه مدیریت جامع ریسک سدها

- در جریان شکست سد Oros در برزیل در سال ۱۹۸۱، شکست سد از چند روز قبل پیش بینی شده بود و هشدار به موقع، تخلیه ایمن ۱۰۰،۰۰۰ نفری که در معرض خطر بودند را ممکن نمود.
- هشدار به موقع مردم در جریان تخریب سدهای Teton, Baldwin Hills در آمریکا موجب حداقل شدن تلفات جانی گردید.
- در تخریب سد Nanaksager در هند در سال ۱۹۶۷، ۱۰۰ نفر کشته شده ولی جان عده زیادی توسط دوندگان نجات یافت.

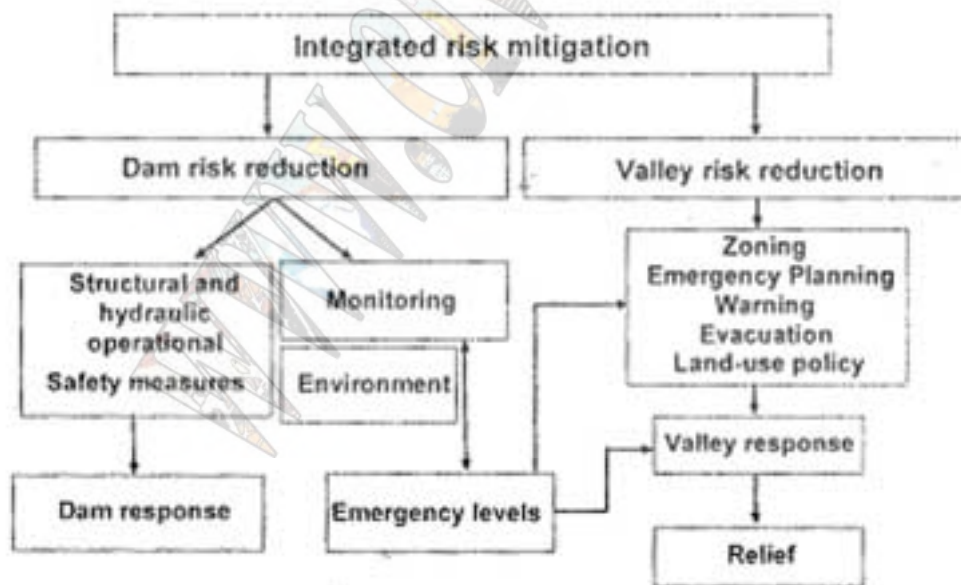
- در صورتی که سیستم های هشدار امروزی در زمان تخریب سدهای South Fork در آمریکا (۱۸۸۹)، Machhu در هند (۱۹۷۹)، Vaiont در ایتالیا (۱۹۶۳) و Guhuo در چین در سال (۱۹۹۳) موجود بود، تلفات جانی این تخریبها بسیار کاهش می یافت.
- سد Fergong در الجزایر ۲ بار در سیلابهای ۱۸۸۱ و ۱۹۲۷ تخریب گردید. در سال ۱۸۸۱، دویست نفر کشته شدند ولی در سال ۱۹۲۷ سیستم هشدار از وقوع تلفات انسانی جلوگیری نمود.

## نروژ

از سال ۱۹۹۵ کلیه کارفرمایان سدها ملزم به برنامه ریزی برای شرایط اضطراری شدند. در این رابطه بایستی مانورهای آزمایشی هر سه سال یکبار انجام شود. شرکت Statkraft که کارفرمای ۷۱ سد در نروژ میباشد هزینه ایجاد، به روز کردن سالانه و مانورهای آزمایشی سیستمهای مدیریت اضطراری را برای هر سد به ترتیب ۳۷۵۰۰، ۳۷۵۰ و ۱۸۷۵۰ دلار برآورد کرده است.

## سیستم های هشدار سیلاب

همانطوریکه قبلاً اشاره شد، هشدار به موقع یک عامل بسیار مهم در نجات جان انسانهای در معرض خطر میباشد. در سالهای اخیر استفاده روز افزون از سیستم هایی که زمان پیش هشدار را افزایش دهند، صورت گرفته است. استفاده از اطلاعات به هنگام هواشناسی و هیدرولوژیکی می تواند در افزایش زمان پیش هشدار نقش مهمی را ایفا نماید. بایستی در نظر داشت که بسیاری از سیستم های مورد استفاده در هشدار سیلاب می توانند بوسیله سیلابی که سد را تهدید می کند، از کار بیافتند. برای مثال سیلاب می تواند سیستم های ارتباطی و راهها را مختل نماید. محیط تنش آور که حاصل میشود نیز می تواند از کارآیی پرسنل بکاهد {۱۲} {۹} {۳}:



شکل (۴) مدیریت جامع ریسک در سد و پایین دست

- درسد بتنی وزنی Aberfedie در کانادا ورود رسوب بیش از میزان پیش بینی شده در طراحی (بعلا سه سال بسیار پرآب ۱۹۹۷-۱۹۹۵)، می تواند پایداری سد را با خطر مواجه کند. بنابراین برنامه ریزی شرایط اضطراری در دستور کار قرار گرفت و با نظارت پیوسته حوزه آبریز ایمنی مردم در سیلاب سال ۱۹۹۹ تضمین گردید. کل پرسنل لازم برای برنامه ریزی شرایط اضطراری

۹۰ نفر - روز برآورد گردیده است. اکنون برنامه هایی در دست اجرا است که اقدامات سازه ای برای افزایش پایداری سد صورت پذیرد {۷}.

▪ شش سد بزرگ و ۸ نیروگاه با ظرفیت کلی ۱۶۰۰ مگاوات بر روی رودخانه Saint Maurice احداث شده است. این سدها که از سال ۱۹۱۱ تا ۱۹۵۸ احداث گردیدند، قادر به عبور سیلابهای ۱۰۰۰۰ ساله یا PMF نمی باشند. مطالعات ایمنی سازی که در اوایل دهه ۱۹۹۰ انجام گرفت، هزینه ایمن سازی را ۴۰۰ میلیون دلار برآورد نمود. با توجه به قابل ملاحظه بودن هزینه ایمن سازی، تحلیل‌های اقتصادی ریسک صورت پذیرفت و تنها در یکی از سدها ایمن سازی سازه ای اعمال گردید. در بقیه سدها، ایمن سازی مردم پایین دست از طریق روشهای غیر سازه ای در دستور کار قرار گرفت و در نتیجه حدود ۴۰۰ میلیون دلار صرفه جویی حاصل گردید {۷}.

▪ در نروژ اولین سیستم های هشدار در پایین دست سدها در جریان جنگ جهانی دوم بکار گرفته شد. اکنون نیز سیستم های هشدار الکترونیکی که می تواند آذیرهای خطر را فعال کند بکار گرفته میشوند.

### اسپانیا

سیستم اطلاعات هیدرولوژیکی خودکار در حوزه Segara اطلاعات به هنگام در نقاط حساس حوزه را در اختیار قرار میدهد. این سیستم شامل اجزاء زیر میباشد (ICOLD, 2000):

- ۸۹ نقطه کنترل در حوزه بطوریکه شرایط کلی حوزه قابل نظارت میباشد.
  - ۷ ایستگاه پردازش که اطلاعات مربوط به هر منطقه از حوزه ذخیره و پردازش میشود.
  - یک سیستم ارتباطی دیجیتالی که شامل ۱۶ ایستگاه تکرارگر و گیرنده در تمام نقاط کنترلی میباشد، انتقال اطلاعات به مرکز در Murcia را ممکن میسازد.
  - یک مرکز پردازش با دریافت اطلاعات، ذخیره، پردازش و ارائه آنها را انجام می دهد.
- پرسنل مورد نیاز برای نگهداری سالانه سیستم و تغییر اطلاعات بشرح زیر میباشد:

• مهندس ارشد	۰/۱ نفر - سال
• مهندس فنی	۰/۲ نفر - سال
• کارشناس هیدرولوژی	۰/۱ نفر - سال
• دستیار فنی	۰/۶ نفر - سال

### سد Olympus در آمریکا

سد خاکی Olympus در سال ۱۹۴۹ احداث گردید. آخرین مطالعات نشان میدهد که این سد در سیلاب های بزرگتر از ۱۲ درصد PMF دچار روگذری سیلاب میشود. گزینه سازه ای ایمن سازی مناسب تشخیص داده نشدند زیرا اثر مرحله ای تخریب سد موجب افزایش تلفات و خسارات در پایین دست نمی گردید. سیستم هشدار سیلاب برای تخلیه مردم هم در زمان عبور سیلابهای بزرگ از سرریز و هم در صورت شکست سد مناسب تشخیص داده شد. هزینه این سیستم بسیار کمتر از افزایش ایمنی بوسیله روشهای سازه ای برآورد گردیده است .

### اصلاح مدیریت بهره برداری از سد

ریسک تخریب یک سد وابسته به ارتفاع آب و حجم مخزن میباشد. بنابراین می توان با کاهش ارتفاع و حجم مخزن بوسیله مدیریت بهره برداری ریسک را کاهش داد. کاهش حجم مخزن موجب کاهش بیشتر سیلابها در مخزن می گردد. هزینه این گونه مدیریت بهره برداری شامل آب و انرژی از دست رفته، کاهش پتانسیل کاربردهای تفریحی و احتمالاً کاهش کیفیت آب میباشد. در مواردی اصلاح مدیریت بهره برداری مخزن بمنظور مدیریت سیلاب در پایین دست، موجب کاهش حجم سرریز شده از مخزن و افزایش انرژی برقی تولید شده گردیده است. در ذیل نمونه هایی از اصلاح مدیریت بهره برداری ارائه می گردد {۷}:

### سد Madawaska در کانادا

شرکت تولید برق Ontario کارفرمای ۱۴ سد بر روی رودخانه Madawaska می باشد. مطالعات انجام شده نشان داد که PMF موجب روگذری در ۹ سد شده و پتانسیل خرابی ۶ سد وجود خواهد داشت. اصلاح مدیریت بهره برداری احتمال روگذری ۷ سد را منتفی نمود و ارتفاع یکی از این دو سد افزایش داده شد و پتانسیل خطر سد دیگر پایین ارزیابی گردید. مدیریت بهره برداری موجب کاهش هزینه های ایمن سازی این سدها به میزان ۱۰ میلیون دلار گردید.

### کره - رودخانه Geum

سد Dxecheong که در سال ۱۹۸۰ احداث گردید بر روی رودخانه Geum قرار گرفته است. هدف اصلی سد کنترل سیل و ذخیره سازی آب برای کشاورزی میباشد. حدود ۶۷ درصد بارندگی سالانه از ماه ژوئن تا اوت رخ میدهد. بهینه سازی منحنی فرمان سد در سال ۱۹۹۲ در دستور کار قرار گرفت. اهداف بهینه یابی، کمینه کردن حجم مخزن در فصل سیلاب، بیشینه کردن انرژی تولید شده، بیشینه آب تامین شده برای کشاورزی بود. منحنی فرمان حاصله ریسک سیلاب را کاهش داد بدون آنکه اثرات منفی در تولید انرژی ایجاد نماید. شبیه سازی منحنی فرمان برای دوره آماری افزایش قابل ملاحظه انرژی تولید شده، حجم آب تنظیمی و انرژی اولیه را نشان داد. در عمل نیز اعمال مدیریت بهره برداری جدید سیلاب و خالی نگهداشتن مخزن در سال ۱۹۹۵، بیک سیلاب از ۵۸۰۰ متر مکعب بر ثانیه به ۱۷۰۰ متر مکعب بر ثانیه کاهش یافت. خسارات سیلابی که با اعمال منحنی فرمان قبلی بوجود می آمد ۳۴ میلیون دلار برآورد شده است.

### روسیه - رودخانه ولگا

احداث سیستم سدهای رودخانه ولگا شامل ۱۱ سد، توسعه گسترده دشتهای پایین دست را بدنبال داشته است. در نتیجه سیلاب بزرگتر از ۳۰۰۰۰ متر مکعب بر ثانیه می تواند خسارات مهمی به مناطق مسکونی و مزارع کشاورزی وارد نماید. این در حالی است که سیلاب متوسط سالانه ولگا ۳۳۰۰۰ متر مکعب بر ثانیه میباشد. به منظور افزایش ایمنی، اعمال روشهای غیر سازه ای در دستور کار قرار گرفته است و مدیریت بهره برداری سدهای ولگا اصلاح گردیده است. به منظور کاهش سیلاب در پایین دست، حجم لازم برای کنترل سیلاب ۷۰ تا ۱۱۰ میلیارد متر مکعب میباشد. این حجم را بدو طریق میتوان فراهم نمود:

۱. خالی کردن سد در ابتدای بهار.
  ۲. افزایش تراز بیشینه آب در مخزن که موجب غرقاب شدن مناطق مسکونی و کشاورزی حاشیه مخزن میشود.
- در مورد تخلیه مخزن در صورتیکه پیش بینی حجم سیلاب دقیق نباشد، عمق لازم برای کشتیرانی در پایین دست در بعد از فصل سیلاب بدست نخواهد آمد. در برخی سالها خطای ۴۰ درصد در پیش بینی حجم سیلاب مشاهده شده است. اکنون مطالعات لازم در زمینه مدیریت بهینه مخازن ولگا در دست انجام میباشد.

### آمریکا - سد Foss

سد خاکی Foss در سال ۱۹۶۱ احداث گردید. مطالعات سال ۱۹۸۱ نشان داد که سیلابی با حجم ۶۳ درصد PMF میتواند موجب روگذری سد شود. در سال ۱۹۷۷ تراوش در تکیه گاه چپ موجب مشکلاتی گردید و در نتیجه تراز نرمال ۳ متر کاهش داده شد. در رابطه با ایمنی هیدرولوژیکی چند گزینه سازه ای مورد بررسی قرار گرفت. کمترین هزینه گزینه سازی مربوط به احداث فیوز پلاگ بود (۸ میلیون دلار) ولی در سیلاب PMF، ۳۳۰۰ نفر در پایین دست در معرض خطر قرار می گرفتند. هزینه افزایش ارتفاع نیز ۸ میلیون دلار برآورد شد و تعداد افراد در منطقه خطر ۷۵ نفر برآورد گردید.

اصلاح مدیریت بهره برداری از مخزن در رابطه با ایمن سازی سد در نظر گرفته شد. بعد از کاهش تراز نرمال در سال ۱۹۷۷ مخزن سد بندرت به بالای تراز نرمال کاهش یافته رسیده بود. مطالعات انجام شده نشان میدهد که مخزن با تراز نرمال کاهش یافته میتواند حجم تنظیمی مورد نیاز را تامین نماید. در نتیجه حجم میان تراز نرمال اولیه و کاهش یافته به کنترل سیلاب اختصاص داده شد.



ارتفاع آزاد سد Foss در طراحی اولیه ۲ متر بود. این ارتفاع آزاد با روشهای محاسباتی سال های ۱۹۵۰ حاصل گردیده بود. اکنون روشهای جدیدتر ارتفاع آزاد را برابر ۱ متر بدست میدهند. با اعمال تراز نرمال و ارتفاع آزاد کاهش یافته، ریسک روگذری سد ۵۰ درصد کاهش می یابد. بنابراین اداره عمران آمریکا تصمیم گرفت گزینه غیر سازه ای را که بدون هزینه اضافی میباشد و ریسک را بنحو قابل ملاحظه ای کاهش میدهد، انتخاب کند.

### طراحی جامع گرایانه سازه های هیدرولیکی

مطالعات موردی ارائه شده در مورد کاهش ریسک سدها بوسیله روشهای غیر سازه ای عمدتاً مربوط به ۸ کشور آمریکا، نروژ، فرانسه، ژاپن، کانادا، اسپانیا، کره و روسیه می باشند. در عمل بنیاد تئوریک این راهبرد در ایران در قالب یک رساله دکتری تحت عنوان روش جامع گرایانه در طراحی تطبیقی سازه های هیدرولیکی در سالهای ۱۹۹۳ تا ۱۹۹۸ پی ریزی گردید. در این رساله ابتدا بحران آب، مدیریت سیلاب و تضمین توسعه پایدار به عنوان مهمترین چالشهای بشر در قرن بیستم مطرح گردیده اند و سپس به عدم قطعیت‌های پارامترهای طراحی سازه های هیدرولیکی در اثر تغییرات هیدروسیستم ها اشاره شده و نتیجه گیری شده است که موفقیت بشر در مقابله با این بحرانها، در گرو تبیین دیدگاهها و راهبردهای جدید در طراحی سازه های هیدرولیکی میباشد. محور اصلی این رساله، اعمال روش جامع گرایانه می باشد. در این روش، روابط متقابل میان اجزا و کلیت سیستم از اهمیت ویژه ای برخوردار می شوند {۴}.

سیستم سازه های هیدرولیکی شامل سخت افزار (سازه های ذخیره ای، انتقالی و کنترل) و نرم افزار می باشد. قسمت نرم افزاری که مشتمل بر مدیریت، شناخت و اطلاعات می باشد، عموماً به صورت کامل در طراحی در نظر گرفته نمی شود. این در حالی است که تغییر مرز میان نرم افزار و سخت افزار می تواند ابعاد سازه های هیدرولیکی را بطور قابل ملاحظه ای تغییر دهد. در این راستا، تطبیق طراحی با نیاز، محدودیتها و اهداف می تواند ابعاد بهینه نرم افزاری و سخت افزاری سیستم را بدست دهد. از طرف دیگر با تغییر ابعاد قسمت نرم افزاری، تطبیق در زمان و مکان با یک هیدروسیستم متغیر و غیر قابل پیش بینی امکان پذیر می گردد.

با استفاده از تحقیقات مختلف و تجارب جهانی و بر اساس دیدگاه جامع گرایانه و با ایجاد روبرو متقابل میان نرم افزار و سخت افزار و تخصصهای مختلف، اصول بنیادین طراحی جامع گرایانه سازه های هیدرولیکی تبیین گردید. این راهبرد بر مدیریت پیوسته و فراگیر و طراحی انعطاف پذیر استوار گردیده است. بنابراین طراحی مدیریت در دستور کار قرار می گیرد. مدیریت پیوسته مستلزم نظارت و طراحی پیوسته می باشد و در نتیجه نظارت پیوسته هیدروسیستم، استفاده از خصوصیات فصلی و پیش بینی های دراز مدت و کوتاه مدت در طراحی ممکن می گردد. با توجه به عدم قطعیت پارامترهای طراحی، عواقب فاجعه بار تخریب و محدودیت‌های اقتصادی، بایستی ایمنی در سازه نهادینه گردد. از طرف دیگر با مدیریت بحران در قبل و به هنگام بحران می توان ایمنی سازه را افزایش داد. در نهایت و در بدترین شرایط، تخلیه ایمن مردم بایستی تضمین شده باشد. با اعمال این راهبرد از یک طرف میتوان ریسک بیشتری را در طراحی اعمال نمود و از طرف دیگر ایمنی را افزایش داد. تجارب جهانی بوضوح نشان می دهند که قسمت عمده خرابیها و مشکلات سازه های هیدرولیکی بعلاوه رعایت این اصول بنیادی بوقوع پیوسته اند.

به منظور اعمال اصول بنیادی جامع گرایانه در طراحی سدها، مدل خبره KURIT با استفاده از اصول فوق تهیه گردید. این مدل براساس طراحی پیوسته پی ریزی شده است و برای طراحی، احداث و بهره برداری سدها می تواند مورد استفاده قرار گیرد. مهم ترین کاربردهای KURIT، انتخاب سیلاب طراحی و تراز اولیه مخزن، افزایش ایمنی، تعیین حجم بهینه مخزن بر اساس دیدگاه جامع گرایانه، کاهش تضاد اهداف مختلف در بهره برداری و آنگیری زود هنگام می باشند.

راهکارهای پیشنهادی KURIT در رابطه با آنگیری زود هنگام سدها به شرح زیر می باشند:

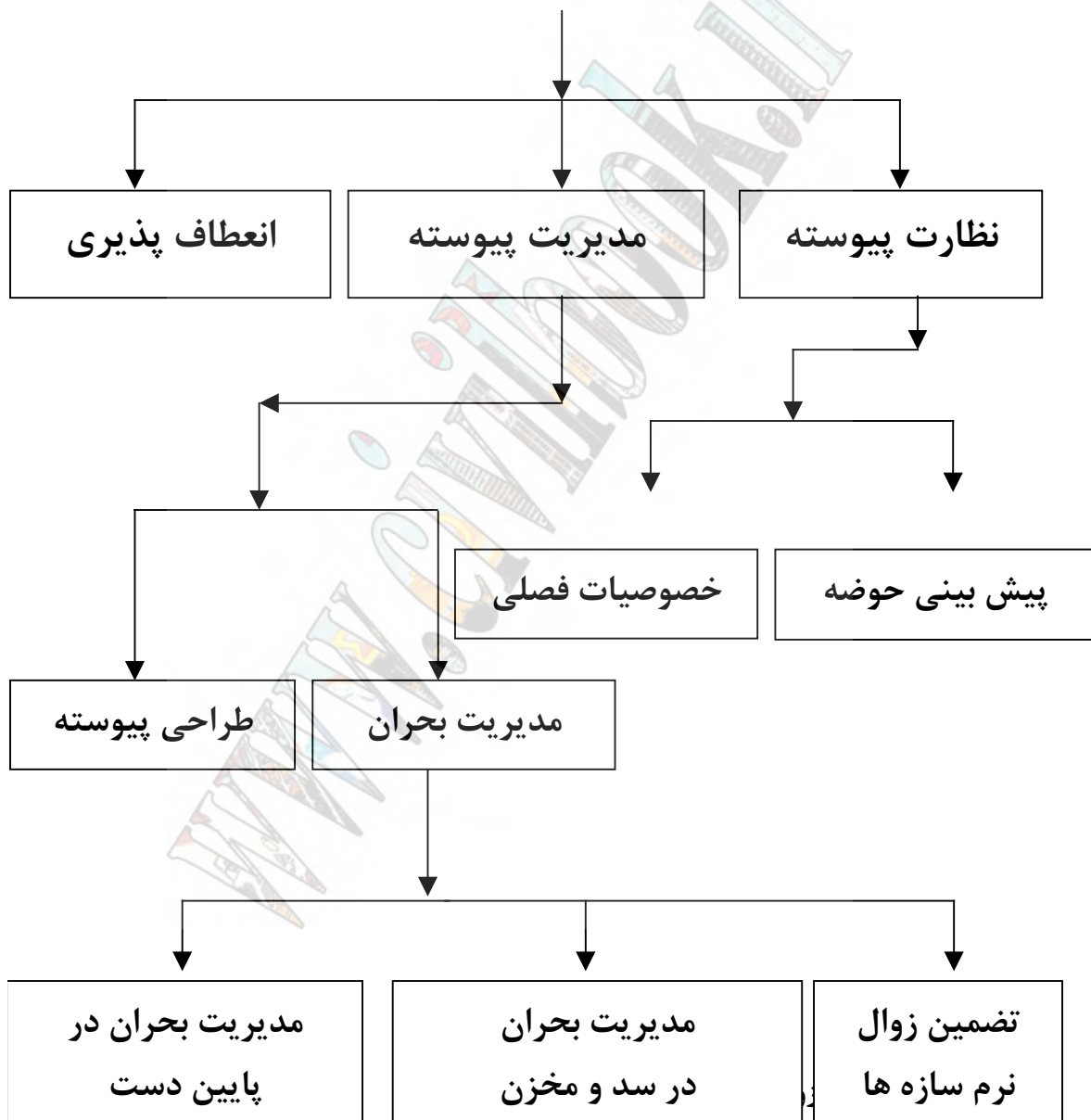
۱. انعطاف پذیری
۲. استفاده از خصوصیات فصلی
۳. مدیریت بحران
۴. تضمین زوال نرم

۵. استفاده از پیش بینی های درازمدت و کوتاه مدت

۶. نظارت پیوسته

اعمال این راهکارها در آبرگیری سد مارون با موفقیت همراه بود و منجر به یک ابداع جدید بنام فیوز پیوسته ای در مهندسی سد گردید. در صورتیکه به نتایج مدل پیش بینی در بهمن ماه ۱۳۷۵ توجه شده بود و از فیوز پیوسته ای برای پلاگ کردن تونل انحراف ۲ استفاده گردیده بود، بحران نشست از مخزن این سد که ۶ ماه بطول انجامید و خطرات بسیار مهمی را متوجه سد نمود، در مرحله اول قابل اجتناب بود و در مرحله بعد در روزهای اول آبرگیری با انفجار فیوز پیوسته به پایان می رسید {۵}.

## طراحی جامع گرایانه سازه های هیدرولیکی



شکل (۵) راهبردهای طراحی جامع گرایانه سازه های هیدرولیکی

آبگیری زود هنگام سد کرخه در بهمن ماه ۱۳۷۸ نمونه ای بارزی از منافع روشهای غیرسازه ای در مهندسی سد می باشد. این سد با حجم مخزن ۵/۵ میلیارد متر مکعب، بزرگترین سد ایران از نقطه نظر حجم بدنه سد و حجم مخزن می باشد. بعلت پیچیدگی شرایط لازم برای انسداد نهایی کالورتها و اصرار کارفرما برای آبگیری زود هنگام به منظور استحصال هر چه سریعتر منافع پروژه، شروع آبگیری این سد در سال آبی ۷۹-۱۳۷۸ با مشکلات مهمی مواجه بود. در این راستا با توجه به محدودیتهای موجود، استفاده از روشهای غیرسازه ای از جمله پیش بینی های هیدرولوژیکی ضروری تشخیص داده شد و مطالعات لازم از بهمن ماه ۱۳۷۷ آغاز گردید. این مطالعات از قسمتهای مختلفی بشرح زیر تشکیل گردیده بود:

### ◀ پیش بینی های هیدرولوژیکی

در این راستا مدل شبکه عصبی مصنوعی بر اساس آمار ماهانه بارندگی و آورد رودخانه ایجاد گردید. مشابه دیگر مدلهای هیدرولوژیکی رودخانه های ایران، نتایج این مدل از اواخر بهمن ماه قابل اتکا می باشد.

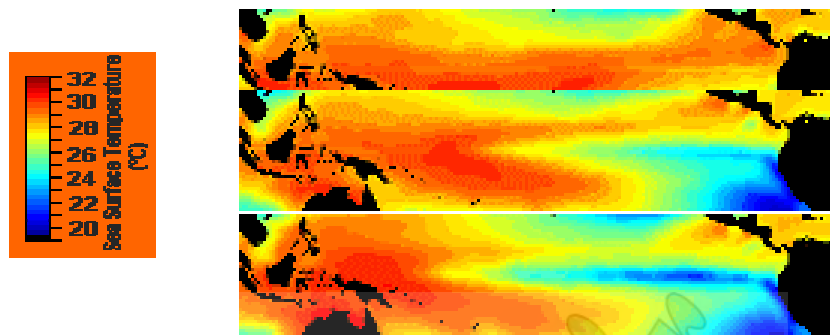
### ◀ خصوصیات فصلی

استفاده از خصوصیات فصلی رودخانه کرخه نقش بسیار مهمی در عملی شدن اولین آبگیری سد کرخه در زمستان ۱۳۷۸ ایفا نمود. مطالعات انجام شده این خصوصیات را بشرح زیر ارائه می دهد:

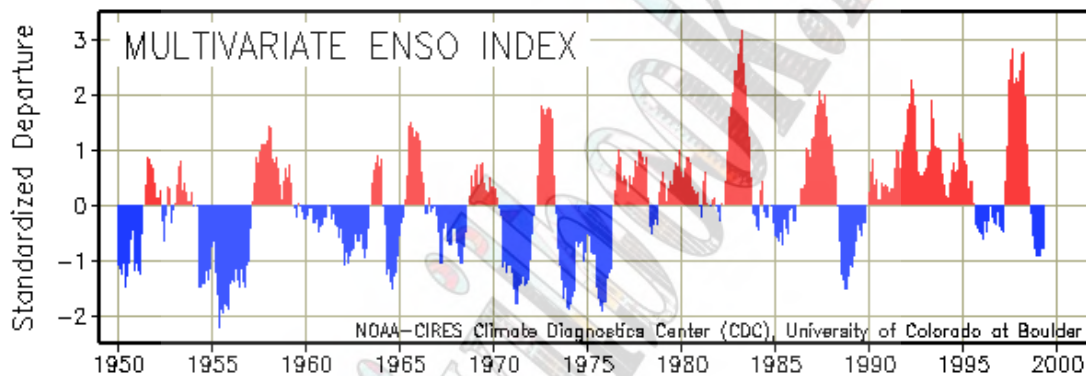
۱. از اوایل اریبشت تا اواسط آبان پتانسیل سیلاب بشدت کاهش می یابد و این دوره را میتوان با توجه به شرایط پروژه، از نقطه نظر خطر سیلاب کاملا ایمن محسوب نمود.
۲. پتانسیل سیلابهای پاییزه از اواسط آبان تا اواسط آذر وجود دارد. زمان هیدروگراف و حجم این سیلابها نسبت به سیلابهای بهاره کمتر می باشد.
۳. از اواخر آذر تا اواسط اسفند، پتانسیل سیلاب به علت یخبندان از سیلابهای بهاره و پاییزه کمتر می باشد. این دوره نیز با توجه به حجم قابل ملاحظه سد در حال احداث، ایمن محسوب می شود.
۴. از اواخر اسفند تا اوایل اردیبهشت، پتانسیل سیلابهای بهاره وجود دارد که هم از نقطه نظر سد در حال احداث و هم از نظر ایمنی سد در دوره بهره برداری، بحرانی ترین سیلاب محسوب می شود.

### ◀ پیش بینی های اقلیمی

با توجه به تراز سد در حال احداث و در سرویس نبودن سرریز در پاییز ۱۳۷۸، پیش بینی آورد رودخانه در پاییز ۱۳۷۸ در رابطه با ایمنی سد مورد نیاز بود. در این راستا همانطوریکه قبلا اشاره شد، پیش بینی های هیدرولوژیکی قبل از اسفند ماه فاقد کارآیی لازم می باشند و ناچار استفاده از پیش بینی های اقلیمی بوسیله (ENSO) در دستور کار قرار گرفت. بر اساس تحقیقات دامنه دار انجام شده در جهان، شرایط اقلیمی در فصل بعدی به عوامل مختلفی بستگی دارد که مهمترین آنها دمای سطح اقیانوس آرام (SST) می باشد و بر اساس این پارامترها، پدیده های ال نینو و لائینا تعریف می شوند (شکل (۵)). با استفاده از این روش برای اولین بار در تاریخ بشر، دانشمندان در سال ۱۹۹۷ بدرستی سیلابهای بزرگ کالیفرنیا و فلوریدا را از ۶ ماه قبل پیش بینی نمودند و در نتیجه با وجودیکه بیشترین بارندگی مشاهده ای در این ایالتها در آن سال بوقوع پیوست، تلفات و خسارات این سیلابها بسیار کمتر از سیلابها سالهای قبل گزارش شده است.. به منظور کمی کردن پدیده های ال نینو و لائینا، پارامترهای SOI و MEI تعریف شده اند (شکل (۶)). پارامتر SOI نمادی از اختلاف فشار هوا در دو سوی اقیانوس آرام میباشد و پارامتر MEI حاصل از درجه حرارت سطح اقیانوس، فشار هوا و ملفه های سرعت باد می باشند. این پارامترها از سال ۱۸۵۴ تاکنون بصورت ماهانه موجود میباشند و با استفاده از این پارامترها و آمار هیدرولوژیکی برای ۴۵ سال، مدل شبکه عصبی مصنوعی بمنظور انجام پیش بینی های اقلیمی ایجاد گردید {۱۱}.



شکل (۶) سالهای ال نینو (ژانویه ۱۹۹۸)، عادی (ژانویه ۱۹۹۴) و لانینا (ژانویه ۱۹۹۹) در اقیانوس آرام



شکل (۷) پارامتر MEI مورد استفاده در پیش بینی های اقلیمی

#### ◀ مدیریت شرایط اضطراری

با توجه به ریسک بالای روگذری سد در حال احداث، پیش بینی های کوتاه مدت و انجام اقدامات لازم در شرایط اضطراری مانند احداث خاکریز اضطراری، در مراحل اولیه سیلاب می توانست نقش مهمی در افزایش ایمنی سد ایفا نماید.

#### ◀ نظارت پیوسته حوزه

با توجه به مشکلات مربوط به برچیدن جرثقیل ۱۲۰ تن بالای برج آنگیر بلافاصله بعد از شروع آنگیری و در سرویس نبودن سرریز، نظارت پیوسته بر حوزه الزامی بود. در این راستا از پیش بینی های کوتاه مدت و میان مدت هواشناسی و بازدید از حوزه استفاده گردید.

#### اعمال روشهای غیرسازه ای در اولین آنگیری سد کرخه

نتایج اعمال و کارایی روشهای غیرسازه ای در آنگیری سد کرخه از بهمن ۱۳۷۷ تا فروردین ۱۳۷۹ بشرح ذیل میباشد:

#### ◀ اسفند ۱۳۷۷

به منظور حفاظت تونلهای آب بر و نیروگاه در حال احداث کرخه از خطر سیلاب ۵۰ ساله، برنامه ریزی برای احداث خاکریزی در جلوی این تونلها (شکل (۷)) انجام گرفته بود. در همان زمان مدلهای پیش بینی هیدرولوژیکی و اقلیمی، آورد زیر متوسط را برای فروردین پیش بینی نمودند. بازدید از حوزه نیز این مسئله را مورد تایید قرار داد. با توجه به این نتایج وقوع سیلاب ۵۰ ساله در فروردین غیر محتمل پیش بینی گردید و عدم نیاز به خاکریز حفاظتی مطرح گردید. در این راستا پیشنهاد شد که بعلا حجم قابل ملاحظه مخزن تا تراز تونلها، با استفاده از پیش بینی های کوتاه مدت، در صورت وقوع سیلاب در بهار، خاکریز حفاظتی قبل از آنکه سیلاب به تراز تونلهای آب بر نیروگاه برسد، احداث شود. به این ترتیب همپوشانی پیش بینی های دراز مدت



هیدرولوژیکی و اقلیمی، مدیریت شرایط اضطراری و نظارت پیوسته حوزه، آنچنان قابل اتکا بود که احداث خاکریز حفاظتی لغو گردید. این اولین بار در ایران بود که در مهندسی سد روشهای غیرسازه ای بطور کامل جایگزین یک سازه شدند.

#### فروردین ۱۳۷۸

با توجه به خصوصیات فصلی و آورد کم رودخانه کرخه در فروردین، کالورت‌های ۲ و ۳ در ۳۰ فروردینماه مسدود شده و عملیات تبدیل این کالورتها به تخلیه کننده های تحتانی آغاز گردید.

#### تیرماه ۱۳۷۸

با استفاده از پیش بینی هایی که حاکی از ادامه پدیده لائینا در پاییز ۱۳۷۸ بود، کاهش پتانسیل سیلابهای پاییزه مطرح گردید.



شکل (۸) ورودی تونلهای آب بر نیروگاه سد کرخه

#### شهریور ۱۳۷۸

با استفاده از مدل پیش بینی اقلیمی همخوانی بسیار نزدیک پدیده های ال نینو و لائینا با پر آبی و کم آبی کرخه در آبان و آذر مشاهده گردید. در ۴۵ سال اخیر همبستگی آورد رودخانه کرخه در آبان و آذر با ENSO در جدول (۱) ارائه شده است:

پدیده حاکم	تعداد سالها	آورد متوسط رودخانه کرخه در آبان و آذر
ال نینو قوی	۷	در ۷ سال آورد بالای متوسط در آبان یا آذر یا هر دو
لائینای قوی	۶	در ۶ سال آورد زیر متوسط در آبان و آذر
ال نینو ضعیف	۱۰	در ۸ سال آورد بالای متوسط در آبان یا آذر یا هر دو
لائینای ضعیف	۷	در ۵ سال آورد زیر متوسط در آبان و آذر

جدول (۱) همبستگی آورد کرخه در آبان و آذر با پدیده های ال نینو و لائینا در ۴۵ سال گذشته



با توجه به اینکه مدل‌های دینامیکی و آماری ادامه پدیده لائینا را تا اوایل سال ۲۰۰۰ میلادی پیش بینی نموده بودند، آبدهی کرخه در پاییز ۱۳۷۸، زیر متوسط پیش بینی گردید و در نتیجه سیلابهای بزرگ در آبان و آذر ۱۳۷۸ غیر محتمل پیش بینی گردیدند. این پیش بینی کاملاً با واقعیت منطبق بود و با در نظر داشتن خصوصیات فصلی رودخانه کرخه، نتایج مدل پیش بینی اقلیمی و حجم موجود مخزن سد کرخه، دوره ایمن از نقطه نظر سیلاب برای پروژه کرخه از ۶ ماه به ۱۰ ماه افزایش یافت. افزایش دوره ایمن با توجه به در سرویس نبودن سرریز، نقش مهمی در افزایش ایمنی سد ایفا نمود. در این رابطه شایان ذکر است که محاسبات نشان می دهند که ریسک روگذری سد کرخه در سال آخر بیشتر از کل ریسک روگذری در دوره بهره برداری ۱۰۰ ساله می باشد و این مسئله نشان می دهد که با طراحی سرریزها برای PMF، ایمنی همسنگ در دوره احداث و بهره برداری حاصل نمی گردد.

#### ◀ آذر ۱۳۷۸

در آبان و ابتدای آذر ۱۳۷۸، بیشتر مدل‌های دینامیکی پیش بینی ENSO، پایان پدیده لائینا را در زمستان آن سال پیش بینی می کردند. براساس پارامترهای SOI و MEI پیش بینی شده، مدل اقلیمی، آورد متوسط را برای زمستان ۱۳۷۹ پیش بینی نمود. در عمل پدیده لائینا ادامه یافت و در تابستان ۱۳۷۹ به پایان رسید. در نتیجه با توجه به اینکه پارامترهای ناصحیح در مدل بکار گرفته شده بود، نتایج مدل اقلیمی با آورد زیر متوسط منطبق نگردید. ولی دیدگاه جامع حاکم بر مطالعات مانع از آن شد که ضعف یکی از پیش بینی ها بتواند عملکرد کلی سیستم را مخدوش نماید. بعلاوه با توجه به اینکه از یک طرف خطر تخریب سد در سیلاب و از طرف دیگر خطر کم آبی مطرح بود، محافظه کاری پیش بینی فوق در راستای ایمنی در سیلاب منطقی و قابل توجیه بنظر می رسد.

#### ◀ بهمن ۱۳۷۸

معمولاً نتایج مدل‌های هیدرولوژیکی پیش بینی آورد رودخانه های برفی ایران، در اواسط اسفند ماه از دقت قابل قبولی برخوردار می شود. با این وجود بعلت نیاز به پیش بینی آورد کرخه قبل از آگیری، در ۱۵ بهمن ۱۳۷۸ آبدهی متوسط در سال آبی ۱۳۷۸-۱۳۷۹ کاملاً زیر متوسط (۳۰ درصد زیر متوسط) در محدوده ۴۰ درصد زیر متوسط تا متوسط پیش بینی گردید. بطوریکه بدترین سناریو ممکن از نقطه سیلاب و با ملحوظ کردن محافظه کاری بسیار زیاد، آبدهی متوسط بود که با کم آبی مشاهده ای در اواخر زمستان و اوایل بهار منطبق گردید. بر اساس این پیش بینی آگیری در اواخر بهمن ماه ۱۳۷۸، سد بدون سرریز را با خطر روگذری سیلاب مواجه نمی نمود. با این وجود توصیه شده بود که بمنظور افزایش دقت و اتکاپذیری مدل پیش بینی، شروع آگیری در دهه اول اسفند صورت پذیرد. در عمل مدیریت پروژه تصمیم به شروع آگیری در اواخر بهمن ماه ۱۳۷۸ گرفت. با پایان یافتن اقدامات لازم این مهم در ۲۴ بهمن ماه به انجام رسید. در عمل حجم کل قابل ذخیره در آگیری اواخر بهمن و اوایل اسفند، چندان متفاوت نبود. در هر صورت اتکا بر روشهای غیر سازه ای در اولین آگیری، امکان استفاده بهینه از مخزن سد در حال احداث کرخه برای تنظیم آب کرخه در خشکسالی ۷۹-۱۳۷۸ را فراهم نمود در حالیکه با روشهای سازه ای به تنهایی این امر به هیچوجه ممکن نمی گردید.

#### ◀ اسفند ۱۳۷۸

در ۲۵ اسفند ۱۳۷۸ با استفاده از مدل مختلط هیدرولوژیکی - اقلیمی با بیش از ۲۵۰۰ پارامتر، دبی متوسط رودخانه کرخه در سال آبی ۱۳۷۸-۱۳۷۹ با دقت قابل قبولی (خطای حدود ۲۰ درصد) پیش بینی گردید. این پیش بینی نیز سیمای سال خشک و ایمنی سد در مقابل سیلابهای بهاره که قبلاً در ۱۵ بهمن پیش بینی شده بود را با تاکید بیشتری مورد تایید قرارداد. در جریان انجام پیش بینی های اسفندماه، کاهش دقت پیش بینی ها بعلت نبود ایستگاه برف سنجی و تعداد ایستگاههای بارانسنجی با آمار بلند مدت در حوزه (۳) ایستگاه برای بیش از ۴۰ هزار کیلومتر) مشاهده گردید. با این وجود حتی مدل‌های پیش بینی با دقت مدل‌های استفاده شده در آگیری سد کرخه میتوانند استفاده از درصد مهمی از حجم مخزن سدها را برای مدیریت سیلابها در مخزن و کاهش قابل ملاحظه ابعاد سرریز

(بدون ایجاد خللی در اهداف کشاورزی و برقایی) را امکان پذیر نمایند. امید است در سالهای آینده شاهد کاربرد روزافزون روشهای غیر سازه ای برای افزایش ایمنی و کاهش هزینه ها در پروژه های سدسازی کشورمان باشیم.

### نتیجه گیری

با توجه به مطالعات موردی ارائه شده، گستره وسیعی از گزینه های غیر سازه ای هم اکنون توسط کارفرمایان و بهره برداران از سدها برای کاهش ریسک بکار گرفته میشود. استفاده از تحلیلهای ریسک می تواند کمی کردن منافع این اقدامات را ممکن سازد. در این راستا منافع اقتصادی روشهای غیر سازه ای می تواند مستقیماً با گزینه های سازه ای مقایسه شود. برخی از مطالعات موردی نشانگر کاهش قابل ملاحظه هزینه ها بعلت استفاده از گزینه های غیر سازه ای میباشد. استفاده و موفقیت اقدامات غیر سازه ای بوضوح نشان میدهد که در تحلیلهای ریسک بایستی کلیه اقدامات غیر سازه ای بطور کامل مورد بررسی قرار گیرند. هزینه نسبتاً کم روشهای غیر سازه ای نشان میدهد که حتی اگر گزینه های سازه ای مطرح نباشند، بایستی گزینه های غیر سازه ای بدقت مورد بررسی قرار گیرند.

یک سد حتی اگر به بهترین نحو طراحی، احداث و بهره برداری گردد، باز هم ذخیره آب با ریسک همراه است. استفاده از گستره وسیعی از اقداماتی که موجب کاهش ریسک می شوند، منطقی و منطبق با دور اندیشی میباشد. تحلیل ریسک ابزار مفیدی در این راستا می باشد. تجارب اخیر نشان می دهد که برای کارفرمایانی که با محدودیت منابع مالی مواجه بودند نیز امکان انجام تحلیلهای ریسک با هزینه ای معقول وجود دارد.

قسمت عمده هزینه روشهای غیر سازه ای کاهش ریسک، هزینه پرسنلی است. در این رابطه کارآئی پرسنل بستگی زیاد به آموزشهایی که دریافت کرده اند، دارد. تجارب موجود نشان می دهد که آموزشهای لازم با هزینه های کم ممکن گردیده است. مطالعات موردی نشان می دهد که بسیاری از کارفرمایان ارزش فوق العاده ای برای آموزش پرسنل قائل هستند. استفاده از شبیه سازها در آموزش پرسنل سدها در ژاپن نشان دهنده سرمایه گذاری کلان در این زمینه میباشد. نظارت پیوسته سد از اقدامات موثر شناسایی مشکلات در مراحل اولیه می باشد. منافع شناسایی زود هنگام مشکلات واضح است. برای مثال اگر احتمال تخریب سد پیش بینی شود، می توان از آن جلوگیری کرد و یا اقدام به تخلیه مردم نمود. نظارت پیوسته بوسیله بازدید مستقیم مهندسين با تجربه یکی از روشهای بسیار کم هزینه کاهش ریسک میباشد.

هشدار موثر جمعیت پایین دست در زمانی که تخریب سد غیر قابل اجتناب بنظر برسد، یک عامل عمده در حداقل کردن تلفات انسانی تخریب سد میباشد. برنامه ریزی شرایط اضطراری و برنامه ریزی سیستم های هشدار بنحوی که موجب افزایش زمان پیش هشدار شود می تواند هشدار موثر جمعیت پایین دست را ممکن سازد. این اقدامات با هزینه ای منطقی قابل انجام میشوند بخصوص زمانی که با روشهای دیگر شرایط اضطراری ادغام شوند. بایستی این نکته را هم در نظر داشت که برنامه ریزی شرایط اضطراری نه تنها در صورت تخریب سد و بلکه در صورت وقوع سیلابهای بزرگ منافع قابل ملاحظه ای در برخواهد داشت. با افزایش جمعیت در پایین دست سدها، اهمیت کاهش خطرپذیری مقرون به صرفه نیز افزایش می یابد. بسیار مهم است که تلفیقی از روشهای سازه ای و غیر سازه ای در نظر گرفته شوند تا بتوان مدیریت ریسک را بنحو اقتصادی به انجام رسانید.

### سپاسگزاری

از همکاری صمیمانه جناب آقای مهندس تابش مجری طرح عظیم کرخه، جناب آقای مهندس دادگستر نیا مدیر بخش عمران و کلیه همکاران طرح کرخه در انجام مطالعات اولین آبگیری سد کرخه قدردانی می گردد.

## مراجع و مآخذ

- 1- Amdal, (1997), "The Norwegian approach to and guidelines for risk assesment for dams", SNCOLD, ICOLD European Club Symposium, Barcelona.
- 2- Bowles, D. S., L. R. Anderson, T. F. Glover, and S. S. Chauhan, (1999) "Underestanding and Managing Risks of Aging Dams: Principles and Case Studies," Ninteenth Annual USCOLD Lecture Series, Dealing With Aging Dams.
- 3- Corso, R. A., (1997) "Testing Emergency Action Plans for Large Dams," Transactions, Nineteenth Congress on large Dams, International Commission on Large Dams.
- 4- Emami,K. (1998) " Holistic design of adaptive hydraulic structures " , Ph.D. Dissertation, Sharif University of Technology, Tehran, Iran.
- 5- Emami,K.(1998) " Fuseshell : An innovation in dam safety " , proceeding of the international symposium on new trends and Guidelines on Dam safety, Barcelona, Spain, 17-19 June 1998, P 1437-1443.
- 6- ICOLD (1998), "Dam-Break Flood Analysis", Bulletin Number 111, International Commission on Large Dams.
- 7- ICOLD (2000), "Nonstructural risk reduction measures; Benefits and costs for Dams", Draft, ICOLD.
- 8- Johansen, P. M., S. G. Vick, C. Rikardsen, (1997), "Risk analysis of three Norwegian rockfill dams, International Center for Hydropower, Hydropower 97. Trondheim.
- 9- Martinsen, J. G. (1995), "Dam failure warning systems", Hydropower and Dams, May, Volume 2, Issue Three, p 38.
- 10- Nebdal S.V., K. Molkersrod, and E. Toebelaa, (1996), "Emergency Action Planning for Major Accidents within River Basins in Norway", ICOLD 19th Congress, Florence, Q 75, R 21.
- 11- Obasi, G.O.P., (1997). "Climate change and freshwater management" Hyropower and Dams, Issue four, P33-38.
- 12- Polglase, L., (2000) "Meadowbank dam early evacuation plan – Interim non-structural solution to low spill capacity", Proc. 20<sup>th</sup> ICOLD congress, Vol.1 , Q76, P303-312.

# بررسی پدیده لایه بندی حرارتی و مغذی شدن مخزن سد ماملو

نادر رضایی<sup>۱</sup>

## چکیده:

با اهمیت یافتن کیفیت آب در دهه های اخیر، مطالعه پدیده های لایه بندی حرارتی و مغذی شدن مخازن سدها از ملزومات مطالعات سدسازی می باشد. با شناخت تغییرات کیفیت آب مخزن در طول زمان و در عمق های مختلف می توان پیامدهای نامطلوب احتمالی ایجاد شده در کیفیت آب سدها را پیش بینی کرد و روش های علاج بخش را برای آن ارائه نمود. در این مقاله پدیده های لایه بندی حرارتی و مغذی شدن مخزن در سد ماملو مورد بررسی قرار گرفته است. سد ماملو در پایین دست سد لتیان و برای تأمین آب تهران در دست مطالعه و اجرا می باشد برای شبیه سازی این پدیده ها از مدل ریاضی یک بعدی HEC-5Q استفاده شده است. با توجه به اطلاعات موجود و اندازه گیری های انجام گرفته از پارامترهای کیفیت آب ورودی در آخرین ایستگاه قبل از سد، پدیده لایه بندی و مغذی شدن با استفاده از این مدل مطالعه شده است. در این شبیه سازی پارامترهایی چون  $TDS$ ,  $BOD$ ,  $DO$ ,  $PO_4$ ,  $NO_3$ ,  $NH_3$  و دما مورد بررسی قرار گرفته است.

## کلمات اصلی و مهم:

بهره برداری کیفی مخزن، لایه بندی حرارتی (Stratification)، مغذی شدن (Eutrophication)

---

<sup>۱</sup> کارشناس مرکز تحقیقات آب

عضو کمیته فنی جنبه های زیست محیطی کمیته ملی سدهای بزرگ

N-REZAI@YAHOO.COM

## ۱- تأثیر مخزن بر کیفیت آب

مخازن سدها نقش مهمی در جنبه های زیست محیطی ایفا می کنند. مخازن می توانند به عنوان جمع کننده مواد بر جای مانده از رودخانه ها عمل کنند، از تغییرات زیاد پارامترهای کیفیت (مانند شوری) آب رودخانه جلوگیری کنند و کیفیت آب را با مدیریت صحیح اصلاح کنند.

پدیده ای که تأثیر قابل ملاحظه ای در کیفیت آب مخازن دارد، پدیده لایه بندی می باشد. در سیستمهای لایه بندی شده، پروفیل پارامترهای کیفیت آب در عمق یکنواخت نمی باشند. وجود لایه های سنگین تر، سردتر و اغلب شورتر در کف مخازن و تشدید آنها به وسیله ضایعات معدنی و رسوبات مواد ارگاریک تغییرات عمده ای در کیفیت آب مخازن ایجاد می کند. از این رو، ممکن است در نتیجه مصرف و کاهش اکسیژن و همچنین افزایش غلظت نیترات در زیر لایه، کیفیت آب رو به کاهش و زوال رود. با توجه به مطالب فوق، لازم است قبل از شبیه سازی مخزن و تعیین منحنی فرمان بهره برداری، پدیده لایه بندی و اثر آن بر پارامترهای مختلف مورد بررسی بیشتری قرار گیرد.

دریاچه های طبیعی و مخازن ساخت انسان به سه گروه اصلی تقسیم می شوند:

الف - مخازن عمیق که به وسیله خطوط همدمای افقی در طول مخزن مشخص می شوند و دارای لایه بندی فصلی درجه حرارت یا دانسیته می باشند.

ب - مخازن با لایه بندی ضعیف که به وسیله خطوط همدمایی که در طول محور افقی کج شده اند مشخص می گردند.

پ - مخازن با اختلاط عمودی (Vertical mixing) که درجه حرارت و دانسیته در عمق در دوره های زمستان و تابستان یکنواخت می باشد.

مخازن عمیق و مخازن با اختلاط عمودی (مخازن الف و پ) را می توان به صورت یک بعدی مدل کرد. هر چند در مخازن عمیق، گرادیان درجه حرارت و دانسیته در امتداد محور عمودی رخ می دهد ولی در مخازن با اختلاط عمودی در امتداد محور طولی اتفاق می افتد.

یکی دیگر از پارامترهای مهم که روی کیفیت آب مخزن اثر دارد، زمان ماند متوسط (Mean residence time) آب در مخزن می باشد، که مدت زمان بین ورود و خروج یک ذره آب به مخزن است. در مخازن بزرگ و عمیق زمان ماندگاری به صورت نسبت حجم به متوسط دبی ورودی تعریف می گردد (Churchill, M.A., 1957).  
زمان ماند به درجه تلاطم جریان، توزیع سرعت، شکل جریان، انرژی جریان و نحوه تغییر سطح مقطع جریان وابسته است. در مخازن بزرگ این نسبت اغلب چندین سال و در مخازن کوچک حدود یک هفته می باشد. اگر زمان ماند کوتاه باشد کیفیت آب مخزن به وسیله جریانهای ورودی به مخزن کنترل می شود.

### ۱-۱- لایه بندی و سیکل سالانه حرارتی

یکی از متداول ترین پدیده ها در دریاچه ها و مخازن ایجاد لایه بندی حرارتی می باشد که مهمترین تأثیر را بر روی مشخصه های هیدرولیکی و گرمایی در دریاچه ها و مخازن می گذارد. لایه بندی به معنی ایجاد لایه هایی از جرمهای سیال می باشد که در اثر اختلاف در دانسیته یا درجه حرارت یا مواد محلول و معلق ایجاد می گردد. در مخازن عمیق اختلاف درجه حرارت بین لایه های بالا و پایین ممکن است به بیش از ۱۵ درجه سانتیگراد نیز برسد (Churchill, M.A., 1957).

در اغلب مخازن و دریاچه ها، لایه بندی نتیجه موازنه حرارتی بین آب مهار شده و سایر ورودی ها به مخزن می باشد. حرارت ورودی شامل تشعشع اتمسفری و خورشیدی، تبادل حرارتی بین آب و اتمسفر و حرارت حاصل از جریانهای ورودی به مخزن می باشد. حرارت آب می تواند در اثر تشعشع سطحی از آب، تبخیر، انتقال گرما و دبی خروجی، از دست برود. اغلب فرآیندهای گرم شدن و سرد شدن در یک لایه سطحی نسبتاً نازک رخ می دهد. بنابراین اگر اختلاط عمودی برای برابر کردن گرادیان سطحی کافی نباشد. در زمان لایه بندی سه لایه مشخص زیر در مخزن به وجود می آید:



الف - رولایه (Epilimnion): که منطقه بالاتر، گرمتر و با دانسیته کمتر است. این لایه در لایه نازک، گرم و به طور کلی لایه نسبتاً تازه با درجه حرارت تقریباً ثابت و زیاد می باشد. ضخامت رولایه از دریاچه دیگر از ماهی تا ماه دیگر متفاوت است. در دریاچه های کوچک این لایه ممکن است فقط در حدود یک متر باشد در صورتی که در دریاچه های بزرگ ممکن است از ۲۰ متر نیز تجاوز کند (Mikio, H., 1994).

ب - زیرلایه (Hypolimnion): که منطقه پایین تر، سردتر و با دانسیته بیشتر است. این لایه سرد با شوری بیشتر و گرادیان حرارتی کمتر در کف مخزن می باشد.

پ - میان لایه (Thermocline): منطقه میان رولایه و زیرلایه می باشد. در میان لایه پروفیل دما در عمق به شدت تغییر می کند که این پدیده انتقال عمودی گرما و مومنتوم و مواد داخل دریاچه را محدود می کند از این رو باعث جدایی مشخصه های هیدرولیکی، دمایی و اکولوژیکی در دو لایه دریاچه می شود. عمق این لایه به دلیل وزش باد و ایجاد اختلاط و تبادل حرارتی در سطح دریاچه متغیر است. در دریاچه های واقع در عرض جغرافیایی میانی، عمق مفید میان لایه بین ۵ تا ۱۵ متر و اختلاف دما در آن بین ۱۰ تا ۲۰ درجه سانتیگراد می باشد. منطقه میان لایه را مزولیمنیون (Mesolimnion) و متالیمنیون (Metalimnion) نیز می نامند (Mikio, H., 1994).

هر چند که در یک دوره مشخص لایه بندی به شرایط آب و هوایی، ترازهای اختلاط و فاکتورهای جغرافیایی و هندسی وابسته است ولی معمولاً میان لایه در انتهای بهار توسعه می یابد. در این زمان حرارت ورودی به بالاترین مقدار خود می رسد و لایه بندی حرارتی و دانسیته قوی به وجود می آید. با محدود شدن میان لایه به سمت پایین، انتقال انرژی و جرم از سمت رولایه به سمت پایین می باشد.

در اواخر تابستان درجه حرارت سطحی کاهش یافته و دانسیته آب سطحی رو به افزایش می گذارد که سبب اختلاط بخشی از رولایه می شود. بنابراین گرادیان حرارتی در این منطقه کاهش یافته و به صفر نزدیک می شود. با رسیدن پاییز و کاهش تشعشع ورودی به مخزن، درجه حرارت سطح آب پیوسته کم شده و میان لایه کمتر قابل تشخیص می شود، در نتیجه مقاومت میان لایه در مقابل اختلاط عمودی کم می گردد تا مرحله ای که توزیع عمودی درجه حرارت و دانسیته یکنواخت می شود و امکان دگرگونی کامل دریاچه به وجود می آید. این حالت چرخش پاییزی (Fall overturn) نامیده می شود. در نهایت با کاهش پیوسته گرما که تا اواخر پاییز و اوایل زمستان رخ می دهد، درجه حرارت سطح آب ممکن است دوباره به زیر ۴ درجه سانتیگراد برسد که در نتیجه سیکل سالانه لایه بندی بسته می شود.

سیکل کامل سالانه ممکن است شامل دو دوره لایه بندی (زمستان و تابستان) و دو دوره چرخش و واژگونی (بهار و پاییز) باشد که در این دو دوره واژگونی، توزیع کیفیت و درجه حرارت تقریباً یکنواخت است. در شرایط آب و هوایی سردتر که درجه حرارت به زیر ۴ درجه سانتیگراد می رسد، سیکل کامل سالانه ممکن است با دودوره چرخش همراه باشد. در مناطقی که درجه حرارت به زیر ۴ درجه سانتیگراد نمی رسد، دوره لایه بندی از بهار تا پاییز رخ می دهد و فقط یک واژگونی وجود دارد.

## ۱-۲- اثرات جریان لایه بندی شده روی کیفیت آب

از نظر کیفیت آب، دوره لایه بندی تابستان، اغلب یک زمان بحرانی است. رولایه گرم که راکد است و معمولاً بر منطقه پرغذا (Eutrophic) منطبق است، در شدت فرآیند پرغذایی و کاهش کیفیت آب سهم دارد.

لایه بندی ممکن است روی رفتار هیدرولیکی مخزن اثر داشته باشد. علاوه بر توزیع سرعت که به لایه بندی بستگی دارد، آب ورودی به مخزن نیز وارد لایه ای از مخزن می شود که دارای دانسیته مشابه خودش باشد. چنین جریانهایی را جریان های دانسیته (Density currents) می نامند.

علاوه بر لایه بندی فصلی، لایه بندی روزانه نیز وجود دارد که خفیف و ناپایدار است و با وزش باد ملایم با سرعت چند متر بر ثانیه در طول یک روز ممکن است از بین برود. بنابراین لایه بندی روزانه در عمل تأثیر مهمی بر کیفیت ندارد. در دریاچه های گل

آلود که آب مانند دریاچه های پرغذا شفاف نیست، لایه بندی حرارتی ممکن است برای چند روز باقی بماند. در چنین حالتی لایه بندی روزانه الگوی جریان را متأثر می کند و در پدیده پراکندگی در دریاچه تأثیر می گذارد. (Mikio, H., 1994).

اگر آب از مخزن لایه بندی شده تخلیه گردد لایه جریان در اطراف رقوم خارجی تمرکز می یابد. ضخامت این لایه جریان متناسب با عکس گرادیان دانسیته می باشد. این پدیده هیدرولیکی در اثر تثبیت لایه بندی در مخزن رخ می دهد، چون در اثر اختلاف دانسیته در قسمتهای مجاور، نیروهای شناوری (Buoyant forces) ایجاد می گردد که این نیروها مانع حرکت عمودی و در نتیجه بر هم خوردن لایه بندی می شود (Nandalal, 1995).

اثرات مخزن بر کیفیت آب پایین دست، عمیق و معمولاً غیرقابل برگشت است. کیفیت آب خروجی از سد مشابهتی با جریانهای ورودی به مخزن ندارد. بیشتر پارامترهای کیفیت آب تحت تأثیر انتشار و دگرگونی که در داخل مخزن رخ می دهد، قرار دارند. بنابراین فرض اختلاط عمودی کامل برای مخازن لایه بندی شده یا دریاچه ها قابل کاربرد نیست و برای موازنه جرم باید تغییرات عمودی را نیز در نظر گرفت. (Morkofsky, Harleman, 1973).

## الف - اکسیژن محلول

توزیع اکسیژن محلول در یک مخزن اهمیت زیادی دارد، چون مقادیر اکسیژن تعیین کننده فرآیندهای بیولوژیکی و بیوشیمیایی می باشد که در اعماق مختلف رخ می دهد و به طور کلی تعیین کننده تعادل اکولوژیکی سراسر مخزن می باشد. آب ورودی به مخزن شامل مواد آلی است. علاوه بر آن ممکن است مواد آلی در طی ماههای گرم تابستان به وسیله فعالیت فتوسنتز فیتوپلانکتونها تولید گردند. مواد آلی بیان کننده میزان نیاز به اکسیژن می باشد که به دلیل سنتز بیولوژیکی و تنفس مصرف می شود. اغلب مواد آلی در رولایه تولید می شود که در آن دریافت انرژی خورشیدی و اختلاط به وسیله باد به خوبی انجام می گیرد. با جایگزین شدن فرآیندهای بیوشیمیایی به جای هوادهی سطحی و فتوسنتز در رولایه، میزان اکسیژن افت می کند.

بخش عمده ای از میکروارگانیسمهای مرده به زیرلایه که عمیق تر است فرو می روند و ته نشین می شوند که سبب انباشت مواد آلی اضافی در زیرلایه می شود. به دلیل سرعت کم انتقال جرم در میان لایه اکسیژن مصرف شده به وسیله فرآیندهای بیوشیمیایی در زیرلایه جایگزین نمی شود. به علاوه نفوذ نور به داخل زیرلایه نیز بسیار کم می باشد. در نتیجه جلبک ها که در زیرلایه ته نشین شده اند نمی توانند به وسیله فتوسنتز تولید اکسیژن کنند و از بین می روند و تجزیه آنها سبب کاهش بیشتر اکسیژن می شود. کاهش غلظت اکسیژن و درجه حرارت آب تخلیه شده از زیرلایه ممکن است اثرات زیان باری بر استفاده کنندگان آب در پایین دست بگذارد و درجه حرارت کمتر سبب کند شدن تحلیل BOD و کاهش سرعت هوادهی می شود و در نتیجه کاهش میزان اکسیژن باعث کاهش قدرت خودپالایی رودخانه در پایین دست خواهد شد. بنابراین مخازن سدها می توانند به عنوان یک منبع بزرگ BOD عمل کنند (Krenkel, 1969).

## ب- مواد معلق

مخازن به صورت حوضچه های رسوبی بزرگ عمل می کنند و باعث کاهش غلظت مواد معلق در آبی که قبلاً به صورت رودخانه جریان آزاد داشته است می شوند.

قابلیت رسوبگیری به بازده و نحوه بهره برداری از مخزن بستگی دارد. عمر مفید بعضی مخازن که بر روی رودخانه هایی با بار معلق و کف زیاد ایجاد می شوند، به یک دوره ۵۰ ساله و یا کمتر کاهش می یابد.

## پ - مواد محلول

با توجه به انباشته شدن حجم زیاد آب در مخازن، غلظت مواد محلول در آب مخزن نسبت به جریان ورودی کاهش می یابد. پدیده لایه بندی در مخزن سبب ایجاد توزیع غیریکنواخت مواد محلول در سراسر مخزن می گردد. بنابراین با تعیین پروفیل پارامترهای کیفی موردنظر (مانند شوری) می توان خروجی های مخزن را در تراز مناسب قرار داد تا آب با کیفیت بهتر در دسترس قرار گیرد.

## ۲ - بهره برداری از مخزن با در نظر گرفتن مسایل کیفی

روشهای گوناگونی برای غلبه بر شرایط نامطلوبی که در اثر لایه بندی ایجاد می شود، وجود دارد که عبارتند از:

الف - استفاده از خروجی های متعدد که در ترازهای دلخواه به آبگیر متصل باشند

این سازه ها امکان راهسازی آب از لایه های مختلف در مخزن را فراهم می کنند. بنابراین امکان کنترل بهتر کیفیت آب را به وسیله اختلاط یا راهسازی مستقیم می دهند. در حقیقت این روش از مشخصات طبیعی ایجاد شده در اثر لایه بندی قوی بهره می جوید.

ب - ایجاد اختلاط مصنوعی در مخزن در ترازهای مختلف برای اصلاح کیفیت کلی (Nandalal, 1995)

این روش به بر هم زدن لایه بندی (Destratification) موسوم می باشد. برای این منظور روشهای گوناگونی از قبیل؛ پمپاژ مکانیکی، تزریق هوا با پمپ و ... وجود دارد، نتیجه این روش ایجاد شرایط یکنواخت گرمایی، دانسیته و احتمالاً شیمیایی می باشد.

پ - کنترل جریان ورودی با روشهای مختلف: برای مثال آب گرم ورودی به مخزن قبل از آنکه در سطح مخزن شناور شده و یا توسط سازه های موجود با آب مخزن مخلوط شود باید به خارج از مخزن منحرف شود.

برای بررسی کیفیت آب داخل مخزن می توان از مدل‌های تشابه سازی دینامیکی مخزن استفاده کرد. این مدلها قادرند کیفیت آب داخل مخزن و آب تخلیه شده را پیش بینی کنند. لذا می توان از آنها برای بررسی استراتژی های مختلف مدیریت مخزن (کنترل ورودی و خروجی) و تأثیر آن بر کیفیت آب استفاده کرد. پارامترهای عملی تشکیل دهنده کیفیت، از مخزنی به مخزن دیگر متفاوت می باشد و شامل اثرات ماندگار (Conservative traces) چون دما یا شوری تا واکنش و رشد شیمیایی و بیولوژیکی می باشد. دریاچه ها یا مخازنی که وضعیت لایه بندی مشخصی ندارند، می توان با فرض اختلاط کامل مخزن، آنها را مدل کرد (O'Connor, 1970)

بسیاری از مدل‌های دینامیک مخزن با فرض یک بعدی بودن مخزن ایجاد شده اند و در تهیه آنها از حرکات عمودی صرف نظر شده است. حتی با این ساده سازی عمده، مدل کردن اندرکنش بخشی از فرآیندهای پیچیده موجود در مخزن مشکل می باشد. در چند دهه اخیر مدل‌های پیچیده و موفق متعددی ایجاد شده اند (Shiati, 1991)

## ۳ - مدل شبیه سازی HEC-5Q

این مدل توسط مرکز مهندسی هیدرولوژی ارتش آمریکا برای شبیه سازی بهره برداری از سیستم مخزن رودخانه توسعه داده شده است. مولفه مخزن این مدل یک مدل عمودی یک بعدی است. این مدل قادر به شبیه سازی (BOD, DO)، سه ماده محلول و سه ماده نامحلول و همچنین فیتوپلانکتون می باشد.

در این مدل مخازن به صورت یک سری سطوح افقی یک بعدی فرض می شوند و هر لایه با مشخصه های مساحت، ضخامت و حجم مشخص می گردد. در هر یک از لایه ها، آب به صورت کاملاً مخلوط شده فرض می شود و هر لایه افقی در امتداد طولی و عرضی کاملاً هموزن در نظر گرفته می شود در نتیجه فقط بعد عمودی لایه در محاسبات منظور می شود. جریانهای ورودی و خروجی به صورت چشمه ها (Sources) و چاهکها (Sinks) در هر لایه همزمان منظور شده و به صورت یکنواخت در طول المان از ابتدای مخزن تا سد مخلوط می شود. بنابراین امکان مشاهده تغییرات در طول مخزن وجود ندارد. جابجایی عمودی به وسیله موقعیت ورودی و خروجی از مخزن تعیین می گردد. بنابراین محاسبه ناحیه توزیع و تخلیه انتخابی برای ورودی و خروجی اهمیت قابل ملاحظه ای در استفاده از مدل دارد. برای محاسبه تخلیه انتخابی از روش (WES) استفاده گردیده است و برای موقعیت ورودی از ضابطه دبلر (Debler) استفاده شده است

ورودی های مدل را می توان به ۴ گروه تقسیم کرد:

گروه اول: اطلاعات مربوط به مخزن می باشد، این اطلاعات شامل مشخصات مخزن از قبیل طول مخزن، ضریب انتشار موثر، عرض موثر مخزن، دمای اولیه و پروفیل کیفیت آب در مخزن، ضرایب مختلف مدل سازی و همچنین مشخصات سرریز، تخلیه کننده سیل و آبگیرها می باشد.

گروه دوم: اطلاعات مربوط به رودخانه می باشد، این اطلاعات شامل دبی ورودی، کیفیت آب و دمای آب، هندسه آبراهه، تراز خط انرژی، نرخ زوال مواد نامحلول، پارامترهای هوادهی و همچنین ضوابط کیفی برای آب می باشد.

گروه سوم: اطلاعات مربوط به تبادل حرارتی می باشد، این اطلاعات شامل دمای هوا، تشعشع موج کوتاه خورشیدی، ضریب مبادله حرارتی و سرعت باد می باشد.

گروه چهارم: توابع هدف و وزنهای نسبی اختصاص داده شده به پارامترهای کیفیت آب می باشد. در این بخش شکل تابع هدف و اهمیت نسبی پارامترهای کیفیت تعریف می شود.

این برنامه قادر است برای دوره های زمانی کوتاه مدت (یکساله) به صورت روزانه و برای دوره های بلندمدت به صورت ماهیانه شبیه سازی کیفی مخزن را انجام دهد و با توجه به تابع هدف تعریف شده و قیودی که برای کیفیت آب در زمانهای مختلف در نظر گرفته می شود، بهترین ترکیب را برای تخلیه آب از ترازهای مختلف آبگیری تعیین کند (رضایی، ۱۳۷۶)

#### ۴- شبیه سازی مخزن سد ماملو

##### ۴-۱- مشخصات سد

محل سد در دو کیلومتری نقطه برخورد رودخانه دماوند و جاجرود در پایین دست سد لتیان می باشد. مساحت حوضه آبریز سد ۱۷۵۰ کیلومتر مربع است که ۶۹۰ کیلومتر مربع آن متعلق به بالادست سد لتیان می باشد. سد از نوع خاکی با هسته رسی می باشد. مشخصات سد و مخزن عبارتند از (مهندسین مشاور لاز):

ارتفاع سد از بستر رودخانه : ۸۶ متر	تراز نرمال آب : ۱۳۰۳/۵
ارتفاع سد از کف پی : ۱۱۰ متر	تراز تاج سد : ۱۳۰۸
طول تاج : ۸۰۷ متر	تراز حداقل آب در مخزن : ۱۲۵۷
حجم مخزن در تراز نرمال : ۲۵۰ میلیون متر مکعب	سطح مخزن در تراز نرمال : ۷/۷۶ کیلومتر مربع

جدول (۱) - مشخصات عمومی سد ماملو

##### ۴-۲- روش انجام کار

به منظور مطالعه مخزن و بررسی پدیده لایه بندی حرارتی و تأثیر آن بر کیفیت آب مخزن از مدل شبیه سازی HEC5Q استفاده شده است. بر این اساس پس از تهیه اطلاعات مورد نیاز برای اجرای مدل، مخزن در شرایط مختلف شبیه سازی شده و وضعیت لایه بندی حرارتی و کیفیت آب در این شرایط ارزیابی شده است.

ابتدا با بررسی آمار دبی رودخانه در محل سد سه دوره سه ساله ترسالی، خشکسالی و متوسط انتخاب شده و در این سه دوره شاخص مخزن شبیه سازی شده است. شبیه سازی مخزن به دو صورت روزانه و ماهیانه انجام گرفته است. در شبیه سازی روزانه که طول دوره آن یک سال می باشد هدف تعیین دقیق تر وضعیت لایه بندی حرارتی می باشد، ولی در شبیه سازی ماهیانه که طول دوره آن سه سال می باشد، هدف بررسی روند تغییر پارامترهای کیفی در اثر لایه بندی حرارتی و بهره برداری از سد می باشد.



### ۳-۴- اطلاعات و داده های موجود

اطلاعات و داده های موجود برای مطالعه و شبیه سازی مخزن سد ماملو را می توان به چهار گروه تقسیم کرد:

الف - اطلاعات هواشناسی: این اطلاعات شامل دمای هوا، سرعت باد، ساعات آفتابی، و دمای نقطه شبنم می باشد. برای سد ماملو از اطلاعات ایستگاه سینوپتیک دوشان تپه استفاده شده است. اطلاعات مورد نیاز برای سالهای ۱۹۹۵، ۱۹۹۶ و ۱۹۹۷ از سازمان هواشناسی تهیه شده است.

ب- اطلاعات آبدهی و پارامترهای کیفی ورودی به مخزن: داده های دبی رودخانه به دو صورت روزانه و ماهیانه مورد نیاز می باشد. برای این منظور اطلاعات رودخانه دماوند در ایستگاه ماملو برای دوره آماری مورد نظر تهیه شده است. برای تعیین پارامترهای کیفی از آب رودخانه در محل سد به طور ماهیانه نمونه برداری شده و با انجام آزمایشهای لازم غلظت پارامترهای مختلف کیفی چون دمای آب، BOD, TDS, O<sub>2</sub>, NO<sub>3</sub>, NH<sub>3</sub>, PO<sub>4</sub> تعیین شده است. مدل برای سایر روزها از درون یابی خطی بین داده ها استفاده می کند.

ج - اطلاعات مربوط به خروجی ها: این اطلاعات بر اساس نیاز آبی پایین دست و برنامه ریزی منابع آب انجام گرفته برای سد استخراج شده است.

د - مشخصات هندسی سد و مخزن: در این مشخصات هندسه سد و مخزن چون منحنی های تراز-سطح و تراز-حجم، تراز آبگیرها، تخلیه کننده تحتانی و سرریز ودبی خروجی از هر کدام از گزارشهای موجود استخراج شده است.

### ۴-۴- نتایج شبیه سازی مخزن

با معرفی اطلاعات و داده های جمع آوری شده به مدل HEC5Q، مدل دینامیک مخزن سد ماملو شبیه سازی شده است. در این شبیه سازی وضعیت لایه بندی حرارتی در مخزن مطالعه شده و در ادامه تأثیر لایه بندی بر کیفیت آب و پدیده مغذی شدن بررسی شده است. نتایج این شبیه سازی در شکلهای (۱) تا (۸) نشان داده شده است. همچنین به صورت اجمالی موارد زیر قابل ارائه است.

- وقوع لایه بندی حرارتی شدید در مخزن قابل پیش بینی می باشد که در بیش از ۹ ماه از سال ادامه دارد. مخزن در ۶۰ روز از سال در ماههای دی، بهمن و اسفند فاقد لایه بندی می باشد.

- غلظت پارامتر TDS در مخزن کمتر از حد مجاز می باشد و محدوده تغییرات آن بین ۱۵۰ تا ۲۸۰ میلیگرم در لیتر می باشد. بیشترین غلظت در لایه های سردتر مشاهده می شود. در هنگام کاهش لایه بندی، تغییرات غلظت در عمق شدیدتر است.

- غلظت Algae در مخزن در محدوده صفر تا ۴/۵ میلیگرم در لیتر می باشد. غلظت این پارامتر از لایه بندی تبعیت می کند و در لایه های گرمتر غلظت آن بیشتر است. تغییرات آن در طول دوره سیکلی می باشد. در ابتدای دوره (دی ماه) مقدار آن کم است. در ماههای میانی (بهار و تابستان) مقدار آن افزایش می یابد و در پاییز مقدار آن رو به کاهش می گذارد.

- مقدار BOD در مخزن در محدوده صفر تا ۲/۴ میلیگرم در لیتر می باشد. بیشترین مقدار آن در ماههای تابستان و کمترین مقدار آن در ماههای آن پاییز و زمستان مشاهده می شود ولی روند کلی تغییرات آن در طول دوره کاهشی می باشد

- غلظت NH<sub>3</sub> در مخزن بین صفر تا ۴/۸ میلیگرم در لیتر می باشد. غلظت این پارامتر در طول دوره رو به افزایش می باشد و همواره لایه های سطحی دارای غلظت بیشتری نسبت به لایه های زیرین می باشد.

غلظت NO<sub>3</sub> در مخزن در طول دوره بین صفر تا ۱۶۰ میلیگرم در لیتر می باشد. وضعیت این پارامتر در مخزن مشابه NH<sub>3</sub> می باشد و در طول دوره روند افزایشی دارد. به طوری که در انتهای دوره سه ساله مقدار این پارامتر به ۱۶۰ میلیگرم در لیتر می رسد و از حد مجاز تجاوز می کند.



- مقدار پارامتر  $O_2$  در طول دوره بین صفر تا ۱۱ میلیگرم در لیتر می باشد. بیشترین مقدار آن در اول دوره می باشد، با گذشت زمان از غلظت آن کاسته می شود به طوری که در نیمه دوم سال اول به بعد غلظت آن در لایه های زیرین نزدیک به صفر می شود.

- مقدار پارامتر  $PO_4$  در مخزن در دوره شبیه سازی بین صفر تا ۰/۲ میلیگرم در لیتر تغییر می کند. در طول دوره این پارامتر در ماههای زمستان دارای غلظت بیشتر و در ماههای تابستان دارای غلظت کمتر می باشد و همواره غلظت آن در لایه های میانی بیشتر از لایه های بالایی و پایینی می باشد.

## ۵ - جمع بندی و نتیجه گیری

با توجه موارد اشاره شده و شکل های ۱ تا ۸ می توان به طور کلی موارد زیر را به عنوان جمع بندی ارائه کرد:

- نتایج شبیه سازی حاکی از وقوع پدیده لایه بندی شدید در مخزن سد می باشد به گونه ای که اختلاف دما در لایه های بالایی و پایینی در برخی روزها به بیش از ۲۰ درجه سانتیگراد می رسد. مخزن به غیر از ماه های زمستان در سایر ماه ها دارای لایه بندی می باشد که در فاصله زمانی مرداد تا آبان لایه بندی شدیدتر است.
- افزایش غلظت برخی پارامترها چون نیترات و فسفات در مخزن در طول زمان شرایط را برای ایجاد مخزن با سطح مغذی شدن شدید (Eutrophic) آماده می سازد.
- بنابراین لازم است تمهیداتی برای کاهش مواد آلاینده ورودی به مخزن برای مقابله با پدیده مغذی شدن و همچنین تعبیه آبنگیر در ترازهای مختلف برای مقابله با پدیده لایه بندی حرارتی اندیشیده شود.

## سپاسگزاری و قدردانی

این مقاله بخشی از مطالعات ارزیابی زیست محیطی سد ماملو می باشد که در شرکت مهندسی مشاور لار انجام گرفته است. در اینجا لازم است از آقای مهندس خلیلی کارشناس و مدیر این پروژه در شرکت مهندسی مشاور لار و همچنین آقای دکتر فردوسی از کارشناسان سازمان محیط زیست به دلیل همکاری و حمایت ایشان قدردانی نمایم.

## مراجع و مآخذ

– رضایی نادر، "نگرش سیستماتیک بر الگوهای بهره برداری از سدهای کشور و مدیریت کمی و کیفی از سد"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، آذر ۱۳۷۶.

– گزارش مطالعات هیدرولوژی و مشخصات فنی سد ماملو، مهندسین مشاور لار.

Churchill, M.A. (1957), "Effects of storage impoundments on water quality", Journal of the sanitary engineering division, ASCE, Vol. 83.

Krenkel, P.A., E.L. Thackston, and Parkers, (1969), "Impoundment and temperature effects on waste assimilation", Journal of sanitary division, ASCE, Vol. 95.

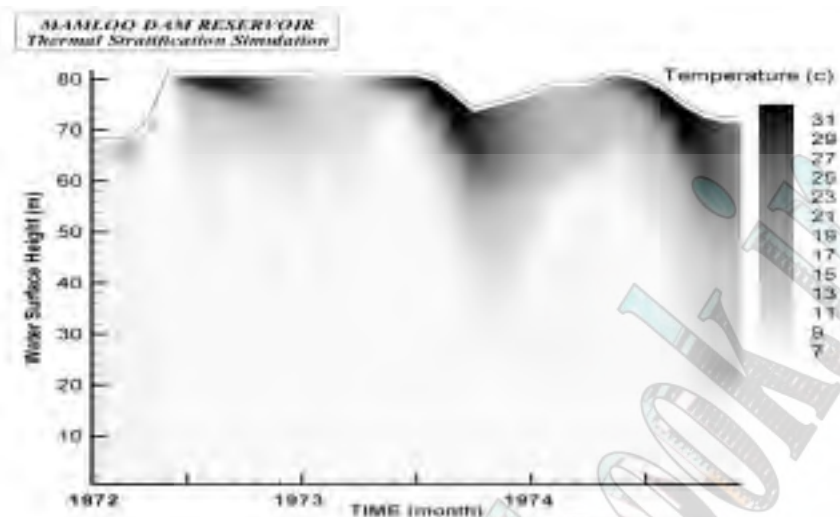
Mikio, H. (1994), "Water quality and its control", IAHR, A.A.Balkema, Rotterdam, Netherlands.

Morkofsky, M. and D.R.F. Harleman (1973). "Prediction of water quality in stratified reservoir", Journal of the hydraulic division, ASCE, Vol.99.

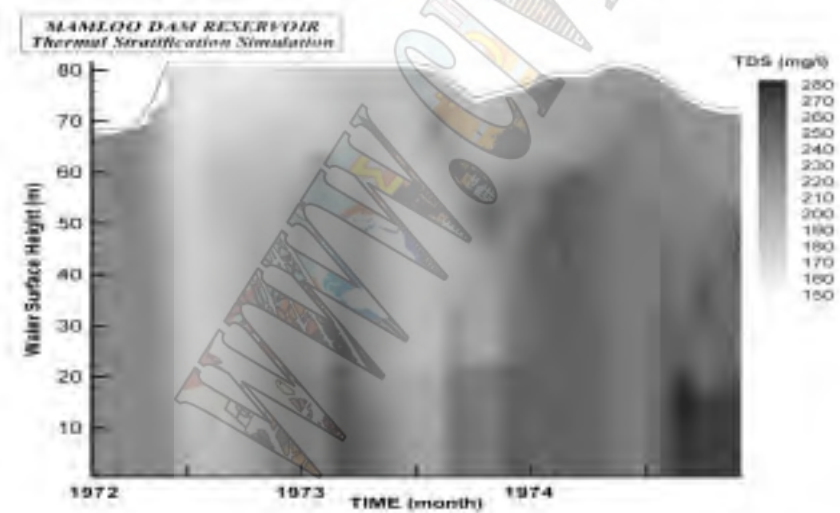
Nandalal, K.D.W. (1995), "Reservoir management under consideration of stratification and hydraulic phenomena", Doctoral Dissertation, Wageningen Agricultural University, Wageningen, The Netherlands.

O'Connor, D.J. and J.A. (1970). "A water quality model of chloride in great lakes", Journal of sanitary engineering division, ASCE, Vol. 96

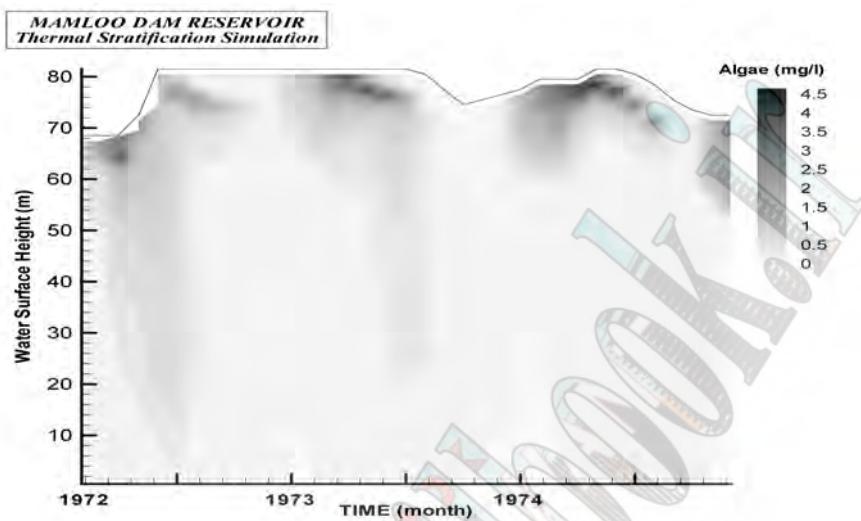
Shiati K. (1991), "Salinity management in river basins: Modelling and management of the salt-affected Jarreh reservoir (IRAN)", Doctoral Thesis, Wageningen Agricultural University, Wageningen, The Netherlands



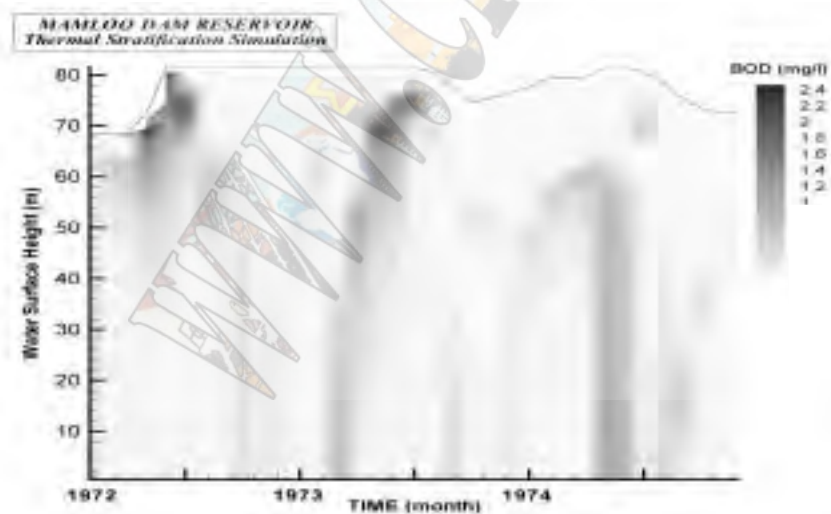
شکل (۱) - نتایج شبیه سازی  
ماهانه در دوره متوسط ولایه بندی  
حرارتی ایجاد شده در مخزن



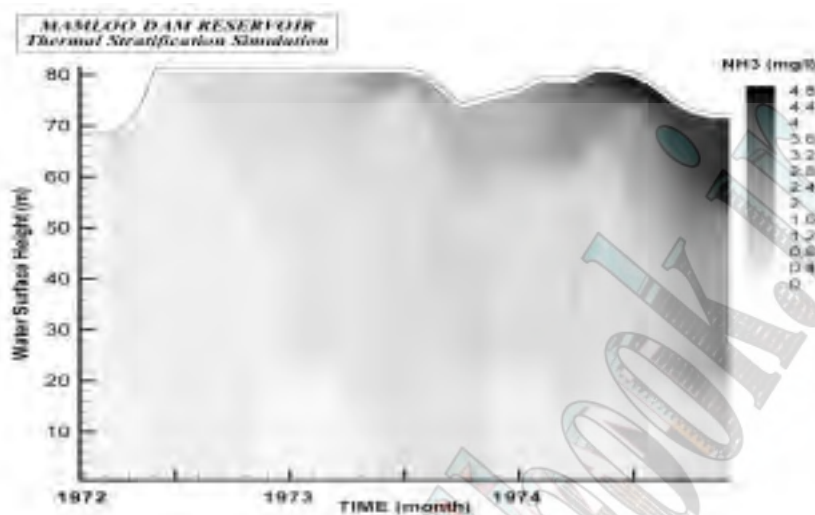
شکل (۲) - نتایج شبیه سازی  
ماهانه در دوره متوسط و روند  
تغییرات TDS در مخزن



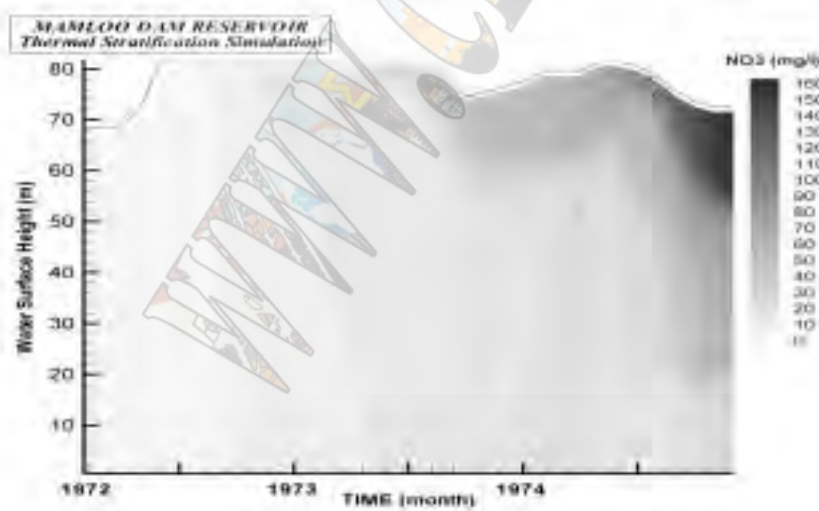
شکل (۳) - نتایج شبیه سازی  
ماهانه در دوره متوسط و روند  
تغییرات Algae در مخزن



شکل (۴) - نتایج شبیه سازی  
ماهانه در دوره متوسط و روند  
تغییرات BOD در مخزن

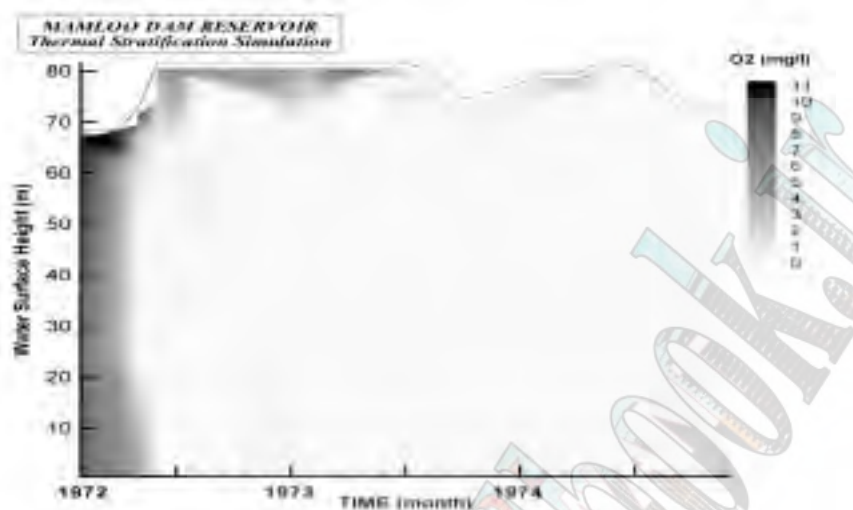


شکل (۵) - نتایج شبیه سازی ماهیانه در دوره متوسط و روند تغییرات  $\text{NH}_3$  در مخزن

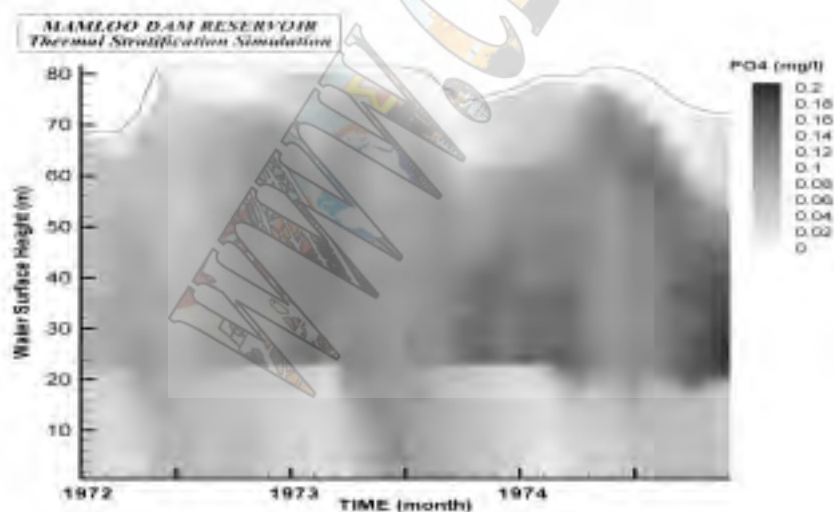


شکل (۶) - نتایج شبیه سازی ماهیانه در دوره متوسط و روند تغییرات  $\text{NO}_3$  در مخزن





شکل (۷) - نتایج شبیه سازی  
ماهانه در دوره متوسط و روند  
تغییرات O<sub>2</sub> در مخزن



شکل (۸) - نتایج شبیه سازی  
ماهانه در دوره متوسط و روند  
تغییرات PO<sub>4</sub> در مخزن

# Design Response Spectra for Large Dams and important structures in Iran

A. Mahdavian<sup>1</sup>  
A. A. Moinfar<sup>2</sup>  
M. Behnam<sup>3</sup>  
D.Shafie<sup>4</sup>

## 1. Introduction

The present paper has been prepared in connection with "Implementation of a probabilistic approach to the assessment of risk, the role of data bases in reducing uncertainty".

To study the dynamic behavior of a Dam during strong earthquakes and then design it safe and economical, it is necessary to consider the effects of strong ground motion characteristics at the location where the structure is to be built. The peak ground acceleration alone cannot show the extent of the effect of vibrations of a structure. Other factors such as strong motion duration, site geology, frequency content of strong ground motion of the site and the corresponding structural behavior and, in all, the amount of the released energy govern the extent of detraction or damage suffered by a structure. Should the dominant frequency of the resulting spectrum from an earthquake at a certain location be close to the range of the vibration frequency of a structure, the vibration of the structure will be amplified and will result in more damages.

Several methods can be used to generate response spectra; such as a Standard response spectrum, (SRS) Site specific response spectrum and Uniform confidence response spectrum. However, the best method is the one by which the relevant spectrum is generated on the basis of the recorded accelerograms of different earthquakes at the same location. Therefore, more suitable design spectrum can be prepared for a place if sufficient number of accelerograms be available for that place, but due to the lack of sufficient number of accelerograms, the available ones can be divided into different groups and then, design spectra are prepared. Housner [1] for the first time and later, other researchers used more data and, at each stage, prepared design spectrum for the design of structures.

The most important factors that affect the shapes of response spectra (as design spectrum) are as follows:

Seismic moment or magnitude of earthquake, physical properties and thickness of the site foundation material, distance from the site to source, the mechanisms of the earthquake and significant duration of strong ground motion.

The significant duration of earthquake is affected by the distance from the source to the recording place of acceleration, site geology and the amount of the released energy. The effect of the waves propagation route (path effect) on the spectrum in high frequencies and the effect of seismic source on the response spectrum are clearly seen. Also local geological setting may demonstrate its effect at

---

<sup>1</sup> Dept. of Dam and HPP, Mahab Ghodss Consultant Engineering

<sup>2</sup> RESEARCHER

<sup>3</sup> Dept. of Dam and HPP, Mahab Ghodss Consultant Engineering

<sup>4</sup> Dept. of Dam and HPP, Mahab Ghodss Consultant Engineering

any frequency, but this effect is quite clear on the relevant spectra mostly at lower frequencies (higher periods). These factors can help us in our attempt to classify the accelerograms response spectra suitably. Response spectra characterizing the different design levels may be determined from peak ground acceleration, velocity and displacement consideration [2], or by using site-dependent or site-independent generalized spectra shapes.

In this study, attempt has been made to consider the effect of the foregoing factors on the accelerograms of the earthquakes recorded at different stations in Iran and classify them suitably and, then, present design spectrum. These computations have been carried out for the two seismotectonic provinces of Zagros<sup>5</sup> and Center Iran (Iran excluding Zagros).

In this study we applied SRS method to prepare design spectrum.

A standard response spectrum may be used when the contribution of multiple seismic sources may be represented by an envelop. The prescribed shape of the standard response spectra is to be obtained on the basis of the statistical analyses from many response spectra derived using earthquake records. This SRS is scaled to the relevant site specific value of ground acceleration, velocity and/or displacement [3]. Seed et al [4] and Mohraz [5&6] presented general spectral shapes for a median and median plus one standard deviation which are applicable to rock or other types of sites. For the more conservative analyses of important structures as large dam and atomic power plants, use is mostly made of a median spectrum plus one standard deviation.

Five percentage (5%) damping is the most commonly applied value of damping for defining the characteristics of seismic movement and its main reason is the presence of spectral shapes extended to this damping [7].

Regardless of which approach is adopted for specifying the design response spectrum, account must be taken of the uncertainties with the spectral ordinates.

## 2. Data Base

In this study, about 1000 three-component accelerograms recorded by the national accelerographs network of "Building and Housing Research Center (BHRC)" were considered on the first step. These accelerograms have been recorded by analogous accelerographs of SMA-1 type and digital ones of SSA-2 type between the years 1975 and 1997. Most of the mentioned accelerograms were incomplete and did not reflect main seismic waves as belong to the far sources. The accelerograms used were those that had been well recorded or reflected the main energy of the earthquake and their responsible earthquakes were known in Iran.

In this study, surface waves magnitude ( $M_s$ ) was used. To estimate the  $M_s$  for some of data (without  $M_s$  magnitude), we estimated and applied  $M_s=1.7m_b-4.02$  for Zagros area and  $M_s=1.93m_b-5.00$  for Iran excluding Zagros (Central Iran) area based on earthquake data recorded by NEIC from 1964-1998 in Iran.

In this study, no exact consideration of geological characteristics of stations were made because of the lack of information. The mentioned site geology is based on published geological maps, and visit of several stations and performed geophysical investigations for 22 stations. Then we compared those results with the shape of response spectra of near field strong ground motion time histories of large and moderate earthquakes and selected site geology for stations by BHRC [8]. The BHRC classified site geology of the stations to four groups. However there can still be some errors in this selected site geology. Therefore, site geology was classified at accelerograph stations into soil and rock sites to avoid some of the errors.

1) Lat:36.0°, 29.0°, 27.5°, 26.3°, 26.2°, 27.5°, 28.3°, 30.2°, 37.5°, 38.2°, and Log: 42.0°, 51.0°, 51.0°, 53.5°, 55.8°, 57.0°, 56.4°, 54.0°, 43.8°, 42.0° respectively.

For all records, the hypocentre-to-site distance was generally calculated. To estimate hypocentral distance, we used time difference between  $t_s$  &  $t_p$  from acceleration time histories (added one second delay time for analog data) and where impossible, it was calculated by the following equation:  $R=(D^2+h^2)^{1/2}$ , where, R is hypocentre - to - site distance, D is epicenter - to - site distance, (based on records by NEIS or ISC) and, h is depth of the hypocentre. We calculated hypocentral distances to estimate design response spectra. But for Zanjiran, 1994 and Naghan, 1997 earthquakes, the nearest distance to the fault were calculated.

### 3. Significant Duration

Significant duration of seismic waves is an effective factor in the response spectrum resulting from an earthquake. Therefore, significant duration should be calculated and categorized.

The duration of earthquake ground motion is determined mainly by the length and velocity of the fault rupture. Trifunac & Brady [9] have defined the strong motions duration as a time interval between 5% and 95% of integral of mean square value of the acceleration. In this study, use has been made of this method to obtain the significant duration of seismic waves.

### 4. Design Acceleration Response Spectrum for Zagros and Central Iran

As mentioned above a standard acceleration response spectrum may be used when the contribution of multiple seismic sources may be represented by an envelop. In this study the prescribed shape of the standard acceleration response spectra were obtained from many acceleration response spectra based on statistical method and using earthquake records in Iran.

We expanded our work as far as to evaluate the effect of magnitude and duration of strong motion on the 5% damping response spectrum into two different groups based on the types of site geology for Zagros and central Iran provinces.

In this study we classified all horizontal and vertical acceleration components of different earthquakes with different peak ground accelerations into four different groups based on the types of site geology and area. In order that various spectra become comparable, they scaled uniformly. In this method, the spectra are scaled for a specific value of peak acceleration.

For the more conservative analyses of Dam, Power Plant and Nuclear Power Plant sites we presented general spectral shapes for a median plus one standard deviation which are applicable to rock and soil types of sites. In general, factors as magnitude, distance between the site and seismic source, geological setting of the site and strong motion duration of wave are effective in the shape of spectrum.

In this research median and 84 percentile response spectra of the suite of accelerograms were obtained by assuming that the spectral ordinates obeyed a Log-Normal distribution for any type of the selected accelerograms of both groups.

All response spectra of the recorded earthquakes (3-component) were obtained.

Tables 1 to 4 show the data of earthquakes based on which statistical computations have been performed; the last column shows the selection conditions and the others indicate the characteristics of earthquake related to each accelerogram. We represent the accelerograms selected on stiff land (group I) and represent the accelerograms selected on loose land (group II). These computations have been carried out in different steps for both groups as follows:

- 1) All the selected accelerograms of any group with any magnitude and hypocentral distance less than 100 km.
- 2) Accelerograms with  $M_s \geq 4.5$



- 3) Accelerograms related to the earthquakes with  $M_s \geq 5$
- 4) Accelerograms with  $M_s \geq 5$  and significant duration of seismic waves  $d \geq 5$  sec in Zagros seismotectonic province.
- 5) Accelerograms with  $M_s \geq 6$  in Central Iran seismotectonic province.
- 6) Accelerograms related to the earthquakes with magnitudes greater than 6 ( $M_s \geq 6$ ) and significant duration longer than 10 seconds ( $T \geq 10$  sec) in Central Iran seismotectonic province.

Figures 1A, 1B, 2A and 2B show the comparison of spectra obtained from the four selected accelerograms and for 84% levels for Zagros seismotectonic province.

The comparison of spectra related to the earthquakes with  $M_s \geq 5$  and  $d \geq 5$  sec with the similar spectra related to the earthquakes with  $M_s \geq 5$  shows that the two curves are almost similar because a few of these two groups of accelerograms have  $d < 5$  sec, while the comparison of these spectra with similar ones with  $M_s \geq 4.5$  earthquakes or with the spectra obtained from all the selected accelerograms shows that the amplitudes of spectra are equal up to the period of 0.1 second and then increase with period. This difference is observed in all periods greater than 0.1 second. Such a trend is also exhibited by vertical component. Thus, the effect of earthquakes magnitudes on the design spectral coefficients curve.

Therefore, the design spectral coefficient curve obtained on the basis of selected accelerograms of earthquakes with  $M_s \geq 5$  and  $d \geq 5$  sec is (presented) selected for Zagros seismotectonic province.

Figures 3A, 3B, 4A and 4B also show the results of all group for 84% design spectral coefficients for horizontal and vertical components for Central Iran seismotectonic province.

As it is seen, the curves are highly sensitive to the earthquakes magnitudes and the amplitudes of spectra increase directly with the magnitude of earthquake.

The comparison of the obtained spectra based on the earthquakes with  $M_s \geq 6$  with the spectrum obtained from the earthquakes with  $M_s \geq 6$  and  $d \geq 10$  sec indicates a slight difference. Hence, the last spectrum, i.e., the spectrum obtained based on the recorded accelerograms of earthquakes with  $M_s \geq 6$  and  $d \geq 10$  sec, is selected for the design spectrum of groups types I and II (rock and soil sites) in Central Iran seismotectonic province.

## 5. Design Spectrum Modeling

To present the model of design spectra for Zagros and Central Iran seismotectonic provinces, use has been made of median plus one standard deviation obtained for rock and soil grounds. As mentioned in the preceding sections, all the recorded accelerograms with  $M_s \geq 5$ ,  $D \leq 60$  km and  $d \geq 5$  sec were finally selected for Zagros province. Since structures such as Dams and HPP and Nuclear power plant are highly important, in this method, coefficient of median plus one standard deviation spectrum were selected as basis for the presentation of Design, Maximum Design and Maximum Credible level spectrum.

Similarly, the obtained spectra coefficients based on the recorded accelerograms with  $M_s \geq 6$  and  $d \geq 10$  sec are presented for Central Iran province. At the end, the smoothed shapes of the selected spectra are presented in Figures 5 through 8 as Design Spectra for Zagros and Central Iran seismotectonic provinces.

## 6. Summary and Conclusion



The present study involves all the accelerograms recorded in Iran from 1975 to 1997. A part of these accelerograms which were considered useful, were selected for determining the design spectra site of dams and other important structures. These data were then divided into two groups of Zagros and Central Iran (Iran excluding Zagros) and each group into two subgroups of soil and rock. The characteristics of earthquakes of each accelerogram were specified and their significant duration were calculated. Then, design spectra computations were performed by statistical method for different groups. Each group was divided to subgroups, and it was shown that the design spectra varied with the increase of magnitude values and the significant duration of the recorded accelerograms. Meanwhile, there was a considerable difference between the shapes of spectra obtained in the two seismotectonic provinces of Central Iran and Zagros on the one hand and geological setting of the site on the other hand. These computations were performed for horizontal and vertical components. The obtained results (from 84% level) were introduced to determine design spectra for dams and appurtenant structures in Iran.

### Acknowledgments

I should hereby express my gratitude to the esteemed authorities of Mahab Ghodss Consulting Engineering Company, especially, Messrs. A. Jalalzadeh, A. Babaee, E. Ramezani, R. Delzende, F. Behzad as well as to Mr. B. Farhangi, the secretary of IRCOLD for their helpful and encouraging companionship with the author in his present achievement.

### References:

- [1] Housner, G. W. (1959): "Behavior of Structures during Earthquakes", J. Eng. Mech. Div. Proc. ASCE 85, EM4, PP109-129.
- [2] Hall, W.J., Mohraz, B., and Newmark, N.M. (1975): "Statistical Study of Earthquake Response Spectra", Proc. of 3rd Intern. Conf. on Struc. Mech. in Reactor Tech., Paper No. K1/6.
- [3] USAEC ( United States Atomic Energy Commissions ), 1973, "Nuclear Regulatory Guide", 160, 10 CFR 100, Appendix A, Reactor Siting Criteria.
- [4] Seed, H. B., Ugas, C., and Iysmer, J. (1976): "Site Dependent Spectra for Earthquake Resistant Design", B.S.S.A., vol. 66, no. 1, PP 221-243.
- [5] Mohraz B., 1978, "Influences of magnitude of the earthquake and the duration of strong ground motion on earthquake response spectra", Proc Central Am. Conf. on Earthquake Eng. Sansalvador, Elsalvador,
- [6] Mohraz, B. (1976): "A Study of Earthquake Response Spectra for Different Geological Condition", B.S.S.A, vol. 66, no.3, PP 915-935.
- [7] ICOLD, 1989, "Selecting Seismic Parameters for Large Dams", ICOLD, Bull. 72
- [8] BHRC, 1998, Specification of the Iranian accelerograph network stations.
- [9] Trifunak M.D., 1975, "A study of the duration of strong earthquake ground motion", BSSA 65, 581-626,.

Table 1, List of Data Used in this Study for Rock Sites and Recorded in the Zagros

Record No.	Date	Time	mb	Ms	PGA			Focal Dis. (km)	Sign. Dura.			Station Name	
					(cm/s <sup>2</sup> )				(sec)				
					L	V	T		L	V	T		
1519	- 5	941215	232449	4.7	4.0	25	12	22	15	5.8	7	6.6	ZARRAT
1520	- 5	941216	232443	4.7	4.0	15	13	28	15	9.1	9.2	7.4	KAVAR
1521	- 0	941224	92443	4.7	4.0	19	12	18	10	1.6	3.3	1	KHANZAYNOON
1532	- 0	950121	30232	4.7	4.0	32	16	32	32	8.7	9.3	8.1	DEHBALA
1536	- 2	950503	24952	4.7	4.0	42	29	42	15	5.3	7.1	5	GHIR
1224	- 3	840602	180559	4.5	4.1	67	46	99	10	8.3	9.4	8.4	ARDAL
1319	- 2	870312	224849	4.5	4.1	98	56	77	10	0.9	1.4	1.9	NAGHAN
1403	- 2	910130	50908	4.5	4.1	50	22	70	25	6	7.5	5	BORAZJAN
1423	- 0	920505	155417	4.5	4.1	59	33	111	6	5.3	6.3	4.2	BORAZJAN
1502	- 4	940605	165408	4.5	4.1	205	58	198	8	2.9	3.9	3.5	ZANJIRAN
1518	- 2	940713	52343	4.5	4.1	13	8	8	15	9.5	8.1	8.8	FIRUZABAD
1528	- 16	950124	65857	4.5	4.1	17	11	19	12	12	8.5	11	FIN
1560	- 1	951124	224447	4.5	4.1	123	154	103	15	2.8	3.8	4.5	BORAZJAN
1562	- 1	950402	180958	4.5	4.1	30	11	15	15	9	10	9.9	ZARRAT
1562	- 2	950416	164238	4.5	4.1	28	19	16	15	5.8	5.6	7.1	ZARRAT
1571	- 10	960124	60528	4.5	4.1	55	40	87	12	9	9	5	SHABANKAREH
1571	- 33	960126	131114	4.5	4.1	100	77	182	10	7	11	5	SHABANKAREH
1583	- 3	960124	60528	4.5	4.1	74	22	46	12	3	10	5.5	SADABAD
1600	- 2	960126	190129	4.5	4.1	33	18	30	12	8	7.2	7.1	TANGAB DAM
1492	- 2	940317	80617	4.8	4.1	25	12	22	20	7.4	9.8	9.3	ZARRAT
1494	- 2	940317	80616	4.8	4.1	25	14	14	15	8.4	10	9.1	KAVAR
1500	- 4	940317	80616	4.8	4.1	65	39	77	10	6	6.3	5.1	ZANJIRAN
1575	- 1	950322	62836	4.8	4.1	24	15	21	12	3.4	5.4	6	BABAKALAN
1240	- 6	850202	224009	4.6	4.2	144	67	99	8	3.2	4.4	3.7	NAGHAN
1319	- 1	870120	62227	4.6	4.2	82	82	68	10	2.1	2.2	2.8	NAGHAN
1320	- 1	870120	62227	4.6	4.2	68	82	97	4	1.4	1.2	0.9	NAGHAN
1341	- 1	890315	192645	4.6	4.2	157	83	94	10	9	12	12	ARDAL
1342	- 2	890315	192645	4.6	4.2	47	31	33	10	1.4	2.4	2.4	ARDAL
1583	- 7	960125	180521	4.6	4.2	45	16	49	14	3.8	6.8	5	SADABAD
1226	- 2	840601	122930	5	4.2	348	272	260	10	2.7	2.1	2.1	ARDEL
1233	- 2	840601	122930	5	4.2	130	150	183	10	2.6	2.9	2.2	SHALAMZAR
1058	- 0	770412	231205	4.9	4.3	108	49	87	17	4	5.1	4.7	DASTGERD
1216	- 1	830817	215729	4.9	4.3	58	38	64	27	6.7	6.6	5.9	KAZERUN
1308	- 0	861006	22146	4.9	4.3	38	29	70	30	5.4	6.4	4.7	BANDAR-LENGEH
1506	- 5	940731	55258	4.9	4.3	28	15	19	15	5.8	7.3	7.9	HOSSEINEH OLYA
1528	- 3	950124	41426	4.9	4.3	510	405	451	6	2.3	1.9	3.8	FIN
1080	- 11	780520	130813	5	4.5	45	51	36	14	1.3	1.3	1.5	NAGHAN
1519	- 4	941208	125438	5	4.5	67	24	55	16	5.6	6.8	6.5	ZARRAT
1520	- 4	941208	125438	5	4.5	19	13	38	30	7.3	7.7	5.6	KAVAR
1523	- 28	941208	125438	5	4.5	133	33	103	13	2.8	6.7	2.7	JOVAKAN
1560	- 4	951127	143229	5	4.5	83	71	109	14	6.6	4.2	4.8	LALY
1080	- 8	771021	145607	5	4.5	100	79	149	22	3.2	5.9	2.9	BANDARE-KHAMIR
1081	- 1	771021	145607	5	4.5	149	79	174	18	6	7	6	NAGHAN
1403	- 3	910214	82555	5.4	4.5	52	33	91	25	5.2	14	5.5	BORAZJAN

1094	-	1	780829	141106	-	4.5	39	17	85	10	8.6	11	5.4	DASTGERD
1522	-	0	940905	52615	-	4.5	13	5	9	10	7.5	8.1	8.1	QAEMIEH
1708	-	2	970217	45054	-	4.5	79	19	46	20	3.1	4.5	5	BAGHEMALEK(FARMAND.)
1402	-	0	910405	91529	5.1	4.6	71	28	50	22	4	5.2	4.8	KONAR-TAKHTEH
1076	-	4	771201	211118	5.1	4.7	103	119	159	19	4	2.6	1.8	TAKHT
1492	-	15	940618	124200	5.1	4.7	114	36	86	17	6.4	9.1	6.8	ZARRAT
1502	-	8	940618	124204	5.1	4.7	93	52	94	8	7.6	6.9	6.3	ZANJIRAN
1040	-	3	760905	164318	5.1	4.7	38	42	47	14	1.8	1.5	1.4	NAGHAN
1778	-	0	970531	134219	-	4.7	166	53	92	10	2.7	4.7	3.1	ARMANIJAN(MOKHA)
1076	-	2	770430	143537	5	4.8	56	40	88	22	6.9	5.8	4	TAKHT
1492	-	8	940403	65158	5	4.9	59	22	49	22	11	12	9.1	ZARRAT
1506	-	4	940731	52206	5.3	4.9	184	48	128	14	4	5.8	4.8	HOSSEINEH OLYA
1289	-	5	861010	115052	5.4	4.9	34	16	26	20	8.3	12	11	NORABAD-MAMASANI
1014	-	4	751008	81550	5.3	5.0	67	47	80	25	14	16	16	HAJI-ABAD
1437	-	0	920911	120600	5.1	5.0	52	27	49	52	8	9.1	8.1	KONARTAKHTEH
1289	-	4	861018	84830	5.5	5.0	93	47	77	19	14	15	15	FIRUZABAD
1080	-	10	780412	164623	-	5.0	82	102	99	4	1.1	1	0.8	NAGHAN
1506	-	1	940731	51539	5.3	5.2	190	98	128	19	6.2	9.2	6	HOSSEINEH OLYA
1489	-	1	940330	195546	5.5	5.3	63	24	61	27	7.5	9	8.5	SOUHANAK VILAGE
1492	-	6	940330	195546	5.5	5.3	224	63	248	16	7.1	9.8	7	ZARRAT
1322	-	1	880811	160007	5.6	5.5	43	14	43	4	2.4	2.5	2.4	KAZERUN
1329	-	0	881206	132041	5.5	5.7	87	29	72	23	11	13	10	NORABAD-MAMASANI
1492	-	16	940620	90903	5.8	5.8	317	108	257	18	7.6	11	6.1	ZARRAT
1493	-	2	940620	90903	5.8	5.8	262	106	285	23	8.7	10	8.6	FIRUZABAD
1495	-	0	940620	90903	5.8	5.8	23	13	20	32	16	15	16	MOHARLO
1502	-	9	940620	90903	5.8	5.8	1027	821	1162	1	5.5	4.2	5.6	ZANJIRAN
1486	-	1	940301	34901	5.8	6.0	131	39	81	30	9.5	10	11	FIRUZABAD
1054	-	1	770406	133637	6.1	6.0	744	477	554	3	2.8	2.9	3.2	NAGHAN
1322	-	2	880811	160446	5.7	6.1	38	15	33	40	11	13	12	KAZERUN

**Table 2, List of Data Used in this Study for Soil Sites and Recorded in the Zagros**

Record No.	Date	Time	mb	Ms	PGA			Focal Dis.	Sign. Dura.			Station
					<i>L</i>	<i>V</i>	<i>T</i>		<i>L</i>	<i>V</i>	<i>T</i>	
	<i>YMD</i>	<i>HMS</i>					<i>(cm/s<sup>2</sup>)</i>		<i>(km)</i>		<i>(sec)</i>	<i>Name</i>
1490 - 6	940621	41552	4.7	3.97	172	107	177	25	7.6	5.3	9.3	MEIMAND
1533 - 2	950531	2E+05	5	4	21	11	17	18	6.1	8.6	7.4	SEIFABAD
1508 - 2	940920	55146	4.9	4.7	19	21	37	41	9.7	12	8.9	ANDIMESHK
1050 - 3	770323	2E+05	5.8	5.4	34	17	41	57	8	8	8	BANDAR-ABBAS
1051 - 3	770323	2E+05	5.8	5.4	39	15	36	57	20	25	19.1	BANDAR ABBAS
1496 - 0	940620	90903	-	5.7	14	8	16	75	18	19	17	SERVESTAN
1490 - 2	940620	90903	5.8	5.8	424	168	461	26	5.7	7.6	5.7	MEIMAND
1497 - 0	940620	90903	5.8	5.8	16	10	23	60	20	24	21.5	FARASHBAND
1498 - 0	940620	90903	5.8	5.8	29	15	40	50	13	16	14.1	BABANAR
1050 - 2	770321	2E+05	5.8	5.84	35	19	41	53	16	17	15	BANDAR-ABBAS
1051 - 2	770321	2E+05	5.8	5.84	47	23	52	54	18	18	14.2	BANDAR ABBAS
1050 - 4	770401	1E+05	6.2	6	32	15	34	45	13	15	13	BANDAR-ABBAS
1051 - 4	770401	1E+05	6.2	6	44	18	39	37	19	27	18.1	BANDAR ABBAS
1007 - 0	750307	70443	5.8	6.1	29	16	23	73	25	25	19.8	MINAB
1006 - 1	750307	70400	5.9	6.1	86	42	127	37	15	20	11.8	BANDAR ABBAS
1051 - 1	770321	2E+05	6.2	6.9	104	51	151	36	24	30	19.2	BANDAR ABBAS
1050 - 1	770321	2E+05	6.2	6.9	99	43	158	48	27	32	18.7	BANDAR-ABBAS(S)



**Table 3, List of Data Used in this Study for Rock Sites and Recorded in the Central Iran**

Record No.	Date	Time	mb	Ms	PGA			Focal Dis.	Sign. Dura.			Station
					(cm/s <sup>2</sup> )	(km)	(sec)		(sec)			
	YMD	HMS			L	V	T	r	L	V	T	Name
1551 - 2	950518	5201	4.2	3.1	40	89	41	17	3.5	3.4	2	SHABESTAR
1689 - 9	970228	205509	4.2	3.1	35	12	52	13	7.2	8.5	4.5	NIR
1699 - 8	970303	213134	4.2	3.1	25	33	16	13	6	3	7	SHIRAN
1699 - 13	970304	90146	4.2	3.1	26	21	18	12	8	8.4	8.6	SHIRAN
1756 - 30	970510	103603	4.2	3.1	54	86	46	10	2.6	1.7	2.6	HAJIABAD (GHAEN)
1820 - 0	971013	225316	4.2	3.1	222	54	154	5	0.8	2	1.1	KASHMAR(FARMANDARI)
1833 - 23	970304	90146	4.2	3.1	19	4	14	21	2.6	8.6	5.2	KARIQ
1414 - 0	910529	151518	4.3	3.3	46	28	82	7	5	5.8	3	POLSEFID
1420 - 6	911204	60250	4.3	3.3	133	50	89	8	1.1	2.4	1.9	RUDBAR
1636 - 2	960717	221217	4.3	3.3	24	16	18	15	2.3	3.7	2.5	RUDBAR(FARM)
1791 - 0	970607	202900	4.4	3.5	186	81	136	12	3	4	2.8	MOAALMKLAYH(BAKHSH.)
1824 - 0	970607	202948	4.4	3.5	186	81	136	10	3	4	2.8	MOAALMKLAYH(BAKHSH.)
1368 - 1	900629	62548	4.5	3.7	82	64	109	5	1.6	1.9	0.9	RUDBAR
1103 - 3	780924	181605	4.5	3.7	68	38	110	14	3.5	6.2	2.7	TABAS
1193 - 9	791225	164405	4.8	3.7	68	55	65	12	5.5	11	9	BOHNABAD
1303 - 0	870722	180509	4.2	3.8	154	34	95	8	5.3	9.7	6.2	BOSTANABAD
1084 - 18	780916	182547	4.6	3.9	61	52	100	10	3	4.8	2	TABAS
1084 - 34	780917	72418	4.6	3.9	133	106	217	6	3	5.7	3.3	TABAS
1103 - 9	781106	231409	4.6	3.9	28	18	89	13	7	10	4.6	TABAS
1425 - 0	920210	163838	4.6	3.9	51	21	89	15	2.6	6.1	2.1	SIRCH
1689 - 10	970228	214620	0	3.9	22	15	28	19	5	7.6	4.4	NIR
1426 - 0	920305	33016	4.4	3.9	31	19	54	22	7.5	11	7.4	KHOY
1559 - 0	950904	174709	4.4	3.9	33	14	38	24	3	5.8	2	KHORMUJ
1281 - 0	860825	12156	4.6	4	35	28	70	10	3.7	3.3	2.8	NAGHADEH
1182 - 0	810612	11146	4.7	4	70	39	53	16	2	2	3	SARBAZ
1397 - 3	900925	121215	4.8	4	49	29	106	15	3.8	6	2.7	MANJIL
1098 - 3	790827	160949	4.7	4.1	56	29	54	15	5.8	7.7	6.7	HASHTPAR
1307 - 1	870801	134319	4.7	4.1	57	25	60	26	3.2	3.8	3.9	SIRCH
1327 - 3	881026	144924	4.7	4.1	52	28	50	17	8.7	12	8.6	GARMSAR
1332 - 4	881203	184054	4.7	4.1	79	50	137	21	3.4	3.2	2.4	GARMSAR
1395 - 1	901227	132657	4.7	4.1	48	57	100	12	1.2	2.1	0.8	RUDBAR
1784 - 0	970217	225251	4.7	4.1	123	78	74	12	3	4.3	5	KOSAR (DAM)
1382 - 6	900820	122013	4.7	4.1	311	134	295	8	1.5	3.1	2.5	RUDBAR
1399 - 1	901019	233921	4.7	4.1	47	18	49	23	9.4	13	7.3	SIRCH
1103 - 12	781206	203809	4.6	4.2	88	43	87	50	5	5	5	TABAS
1082 - 6	780918	45002	4.7	4.2	70	41	46	2.2	0.7	1	0.7	DEYHUK
1084 - 47	780918	45002	4.7	4.2	144	96	132	12	2.4	2.5	2.7	TABAS
1047 - 6	761107	75954	4.8	4.3	237	149	311	5	0.3	0.8	0.3	VANDIK
1084 - 19	780916	184514	4.8	4.3	62	51	48	10	9.2	9.1	7.6	TABAS
1136 - 2	791202	61050	4.8	4.3	88	33	74	10	3.9	7	4.9	TABAS
1382 - 7	900820	122011	4.8	4.3	186	76	98	10	1	1.8	1.7	RUDBAR
1535 - 2	950426	114612	4.8	4.3	100	86	95	8	2.5	2.6	2.8	RUDBAR
1327 - 1	881024	170158	4.9	4.3	89	42	104	22	5.6	9.2	6.1	GARMSAR

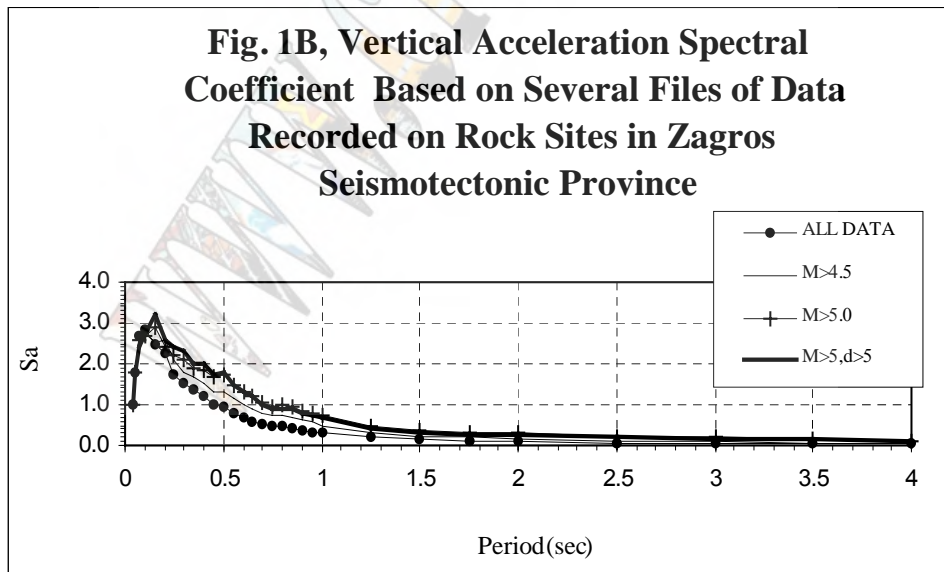
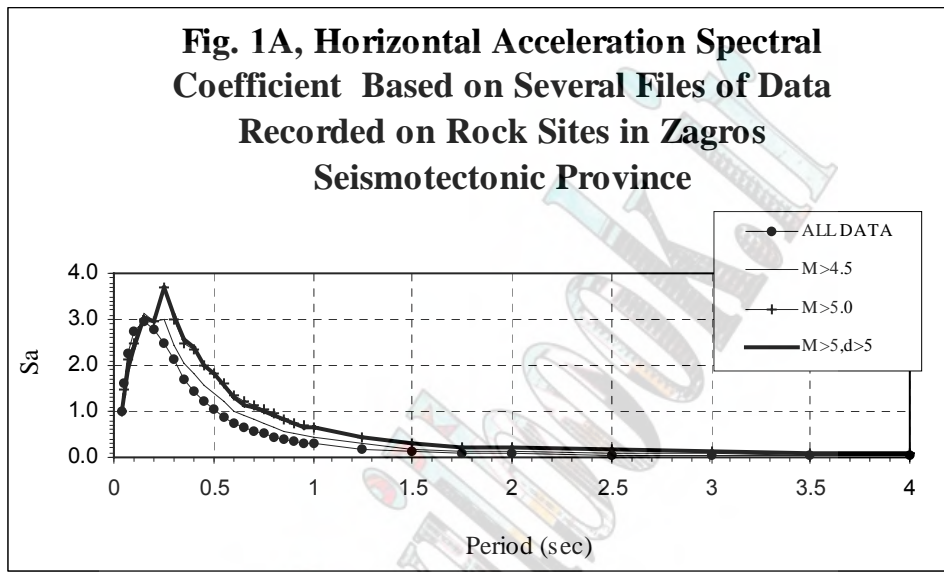


1377	- 1	900706	193452	5.3	4.4	170	77	206	15	3	7	3	MANJIL(DAM)
1084	- 21	780916	195021	4.9	4.5	125	53	108	10	1.1	2.2	1.2	TABAS
1214	- 1	830817	215729	4.9	4.5	160	137	129	12	1.8	1	2	SHALAMZAR
1299	- 0	870410	64325	4.9	4.5	126	57	97	15	7	10	7.9	ESFARAYEN
1822	- 1	971103	65934	4.8	4.5	96	18	70	20	3.5	8.6	4.9	MOJAN(SHAHRDARI)
1305	- 0	870411	235029	5	4.5	108	58	84	20	5	6	4.9	KUHBANAN
1084	- 46	780917	81725	5	4.7	99	92	66	22	6.9	5.6	7	TABAS
1530	- 1	941102	123101	5	4.7	84	46	58	16	5.7	9	6	NIR
1512	- 1	930114	71706	4.8	4.7	44	66	43	22	4.7	4	4	SEDEH
1325	- 1	880822	212334	5	4.7	102	52	50	19	4.2	11	6.9	GARMSAR
1360	- 0	900624	94557	5.1	4.7	440	177	371	4	1.6	2.3	1.8	MANJIL
1084	- 48	780918	173507	4.9	4.8	143	92	140	10	2.8	4.4	2.6	TABAS
1104	- 2	790213	103617	5.5	4.8	51	29	39	14	0.8	1.7	1.4	DEYHOOK
1688	- 0	970302	182942	5.1	4.8	25	9	34	43	9.5	10	8.6	NAMIN
1833	- 15	970302	182942	5.1	4.8	255	49	192	8	1.5	7	2.9	KARIQ
1103	- 14	790117	32946	5.1	4.9	38	30	54	20	8.2	13	7.1	TABAS
1104	- 1	790117	32946	5.1	4.9	58	31	35	16	1.1	2.5	1.5	DEYHOOK
1420	- 4	911128	171955	5.6	5	301	119	301	14	2.6	2	2.6	RUDBAR two comp.
1022	- 2	760203	164041	5.2	5	91	72	154	15	7	12	5.1	PARS-ABBAD
1442	- 0	921127	210917	5.1	5.1	103	40	95	27	7	11	8	DAREH-GAZ
1038	- 0	760914	234126	5	5.2	70	54	66	20	11	14	8.3	KHONJ
1103	- 11	781206	171813	5.3	5.2	54	49	98	10	7.1	8.8	5.3	TABAS
1046	- 2	761124	123646	5.5	5.6	72	21	43	35	8.1	8	8.6	MAKU
1347	- 4	891120	41905	5.6	5.7	69	26	73	32	7	17	6	SIRCH
1373	- 0	900120	12710	5.5	5.8	98	34	103	27	12	15	9	POLSEFID
1136	- 3	800112	153142	5.4	5.9	171	88	216	15	11	17	10	TABAS
1374	- 0	900120	12710	5.5	5.9	146	55	131	22	2.7	5.1	4.2	SARI
1143	- 4	791207	92400	5.8	6	69	20	61	18	14	19	13	KHAF
1098	- 2	781104	152219	6.1	6	229	131	210	15	6.5	7.9	6.8	HASHTPAR
1689	- 4	970228	125723	0	6.1	40	26	55	18	4.6	7.7	3.7	NIR
1690	- 0	970228	125723	0	6.1	24	19	25	55	13	16	14	NIARAQ
1691	- 0	970228	125723	0	6.1	37	22	46	49	13	15	15	RAZI
1716	- 0	970228	125723	0	6.1	61	20	36	79	13	14	13	HUR(BAKH.)
1724	- 0	970228	125723	0	6.1	74	36	110	44	12	17	12	NAMIN
1730	- 0	970228	125723	0	6.1	24	12	37	66	10	10	8.5	TAZEKANDI
1733	- 0	970228	125723	0	6.1	59	20	77	38	13	15	12	HELABAD
1735	- 0	970228	125723	0	6.1	19	12	17	83	14	15	13	KHK
1833	- 2	970228	125723	0	6.1	534	174	568	15	4.5	8.9	7.1	KARIQ
1042	- 0	761107	40000	5.8	6.4	20	12	26	57	8.8	8.8	8.8	SEDEH
1121	- 0	791114	22122	6	6.6	83	36	74	67	18	25	18	KHAF
1106	- 0	790116	95010	5.9	6.7	43	37	48	73	21	21	19	SEDEH
1117	- 0	791114	22118	6	6.7	28	15	24	97	30	31	30	SEDEH
1143	- 2	791127	171033	6.1	7.1	137	80	140	63	28	31	28	KHAF
1046	- 1	761124	122219	6.1	7.3	94	49	71	49	13	22	12	MAKU (chald.eq.)
1138	- 1	791127	171033	6.2	7.3	88	39	78	98	25	36	24	SEDEH
1753	- 0	970510	75730	6.4	7.3	118	74	120	54	38	39	37	SANGAN
1759	- 0	970510	75730	6.4	7.3	105	58	87	89	38	43	39	KHAF
1082	- 1	780916	153600	6.7	7.3	324	162	382	17	12	16	13	DEYHUK
1084	- 1	780916	153600	6.7	7.3	900	733	874	10	17	14	18	TABAS
1362	- 1	900620	210011	6.2	7.4	577	517	519	23	32	36	36	AB-BAR

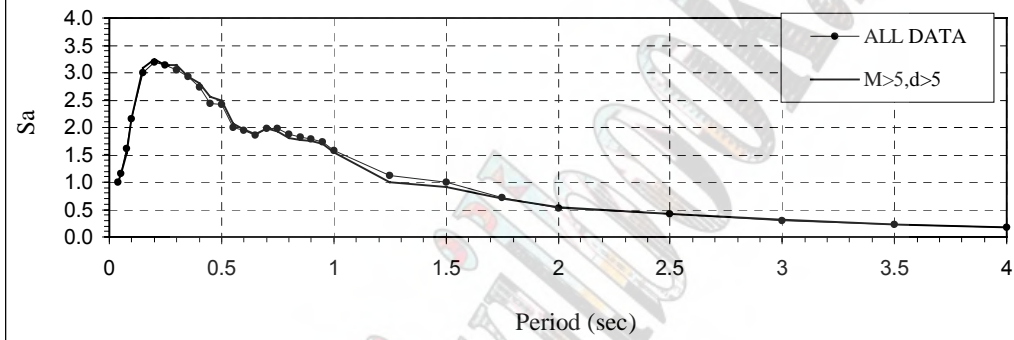
**Table 4, List of Data Used in this Study for Soil Sites and Recorded in the Central Iran**

Record No.	Date	Time	mb	Ms	PGA			Focal Dis.	Sign. Dura.			Station
					(cm/s <sup>2</sup> )	(km)	(sec)		Name			
	YMD	HMS			L	V	T	r	L	V	T	
1176 - 15	810728	203255	4.2	3.1	44	21	27	32	8.0	6.4	7.6	GOLBAF
1013 - 0	750313	173313	4.4	3.5	43	10	20	19	6.1	7.6	7.0	TONEKABON
1049 - 1	761206	35804	4.4	3.5	41	25	47	18	10.0	13.7	10.0	SEYAH CHESHMEH
1874 - 7	980328	75913	4.4	3.5	100	68	96	8	2.5	2.3	1.9	GOLBAF
1176 - 23	810731	3745	4.5	3.7	47	82	100	10	4.0	3.8	4.0	GOLBAF
1701 - 2	970228	135557	4.5	3.7	43	12	27	25	9.9	12.1	11.7	ARDEBIL
1176 - 22	810730	111452	4.5	3.7	24	15	55	26	2.0	2.0	2.0	GOLBAF
1176 - 20	810728	223511	4.6	3.9	30	26	27	12	5.7	7.3	6.5	GOLBAF
1191 - 5	820225	235158	4.6	3.9	40	29	61	10	6.2	5.4	5.4	GOLBAF
1176 - 29	810803	25544	4.6	3.9	85	65	166	8	2.0	2.2	0.7	GOLBAF
1183 - 1	810808	41747	4.8	4.0	97	53	67	12	3.2	9.2	5.7	GOLBAF
1172 - 6	810621	130848	4.9	4.0	37	33	56	16	6.9	6.7	8.0	GOLBAF
1176 - 18	810729	43316	4.7	4.1	28	26	35	29	10.3	10.0	10.0	GOLBAF
1183 - 8	810926	73325	4.8	4.3	66	29	113	10	1.6	3.5	1.7	GOLBAF
1191 - 3	820225	233023	4.8	4.3	50	33	83	13	4.7	6.0	3.8	GOLBAF
1218 - 0	831220	222106	4.8	4.3	50	35	77	21	8.1	9.9	4.7	TONEKABON
1550 - 1	941203	13551	4.8	4.3	8	3	9	15	4.9	7.5	5.1	MASAL
1300 - 1	871124	112316	5.3	4.4	64	49	49	25	9.8	10.8	9.0	BIRJAND
1541 - 0	951015	65634	4.9	4.5	17	6	24	32	9.7	12.4	9.2	RASHT1
1874 - 5	980327	42949	4.9	4.5	111	42	123	10	3.1	4.8	2.7	GOLBAF
1183 - 10	811014	91239	5.1	4.6	96	81	165	10	4.6	5.0	3.1	GOLBAF
1185 - 0	801203	42615	5.1	4.7	114	38	68	19	6.0	9.0	6.7	RUDSAR
1048 - 1	761109	175954	5.1	4.8	37	24	33	14	9.6	15.4	12.3	KALAT-ALAM
1336 - 0	881203	12333	5.2	5.0	54	26	47	48	5.4	8.8	6.2	GOLBAF
1701 - 3	970302	182942	0.0	5.1	18	17	27	33	17.1	20.2	17.4	ARDEBIL
1150 - 0	800722	51706	5.3	5.1	58	50	103	25	8.6	10.4	8.6	LAHIJAN
1151 - 0	800722	51710	5.4	5.4	96	83	112	13	10.6	7.7	7.5	RUDSAR
1346 - 1	891120	41905	5.5	5.7	301	102	251	10	5.2	6.7	7.6	GOLBAF
1687 - 0	970228	125723	0.0	6.1	15	8	18	87	14.8	16.5	16.6	HAS(FARM.)
1693 - 1	970228	125723	0.0	6.1	116	60	78	28	27.7	33.5	28.4	ARDEBIL(OSTANDARI)
1695 - 0	970228	125723	0.0	6.1	45	19	39	30	23.7	23.7	21.5	ASTARA
1700 - 0	970228	125723	0.0	6.1	25	20	23	42	20.0	21.7	21.0	MESHKINSHAHR
1701 - 1	970228	125723	0.0	6.1	167	60	123	29	22.2	27.7	23.6	ARDEBIL(MASKAN)
1702 - 0	970228	125723	0.0	6.1	45	21	44	51	10.9	23.5	23.5	GERMY
1722 - 0	970228	125723	0.0	6.1	13	9	17	80	13.6	16.6	12.4	MIYANEH
1725 - 0	970228	125723	0.0	6.1	45	25	63	40	30.0	43.2	29.5	SARAB
1731 - 0	970228	125723	0.0	6.1	20	24	24	54	18.9	19.0	18.2	MESHKINSHAHR
1044 - 0	761107	40052	5.6	6.2	26	13	19	46	12.5	17.2	14.4	KHEZRI
1043 - 0	761107	40000	5.8	6.4	138	195	170	10	10.4	7.3	10.8	GHAEN
1107 - 0	790116	95010	5.9	6.7	38.0	20.0	43.0	69.0	18.2	23.7	15.1	Khezri
1659 - 2	970204	103747	5.9	6.8	108	35	105	31	23.4	25.4	22.8	ASHKHANEH
1707 - 2	970204	103747	5.9	6.8	42	27	60	46	18.6	22.0	20.9	BAREZO DAM
1109 - 0	790116	95010	-	6.8	31	23	36	70	21.0	22.7	16.6	GONABAD

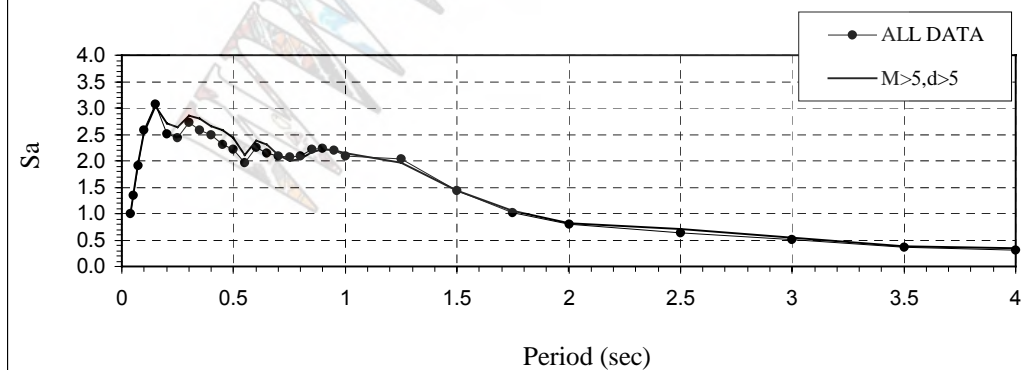
1174	-	0	810728	172223	5.9	7.0	101	51	86	30	19.0	21.4	19.2	KERMAN
1175	-	0	810728	172223	5.9	7.0	34	32	36	75	35.2	36.3	35.6	RAYEN
1176	-	5	810728	172223	5.9	7.0	218	268	280	35	39.5	41.5	38.1	GOLBAF
1139	-	0	791127	171033	6.2	7.3	198	112	130	36	11.7	16.5	13.8	GHAEN
1140	-	0	791127	171033	6.2	7.3	101	56	94	45	15.9	23.2	15.6	KHEZRI
1083	-	1	780916	153600	6.7	7.3	94	82	95	36	23.0	33.4	32.7	BOSHROYEH
1355	-	0	900620	210011	6.2	7.4	92	67	80	87	30.4	28.1	27.6	RUDSAR
1364	-	0	900620	210011	6.2	7.4	130	51	60	77	36.0	41.6	40.7	ZANJAN



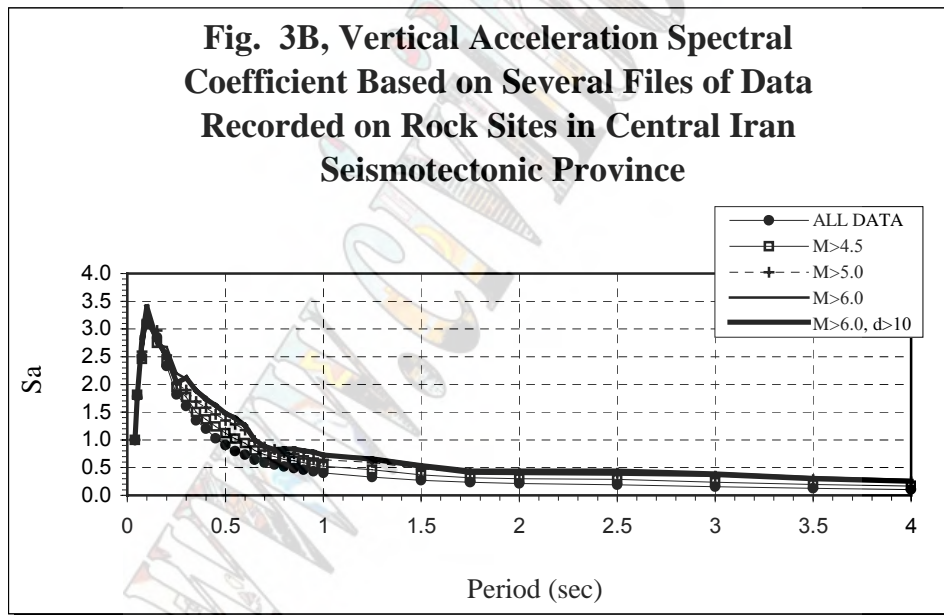
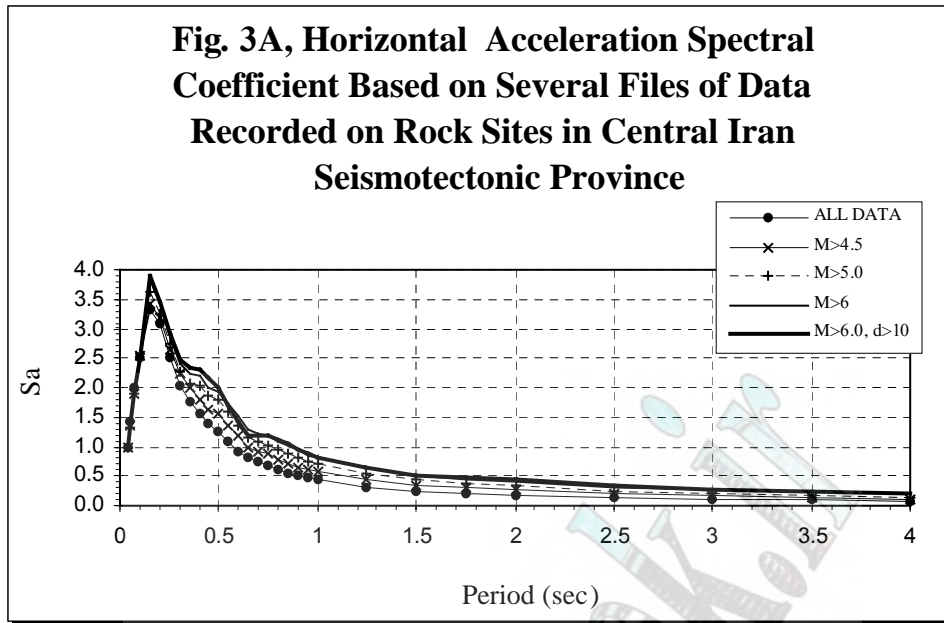
**Fig. 2A, Horizontal Acceleration Spectral Coefficient Based on Several Files of Data Recorded on Soil Sites in Zagros Seismotectonic Province**

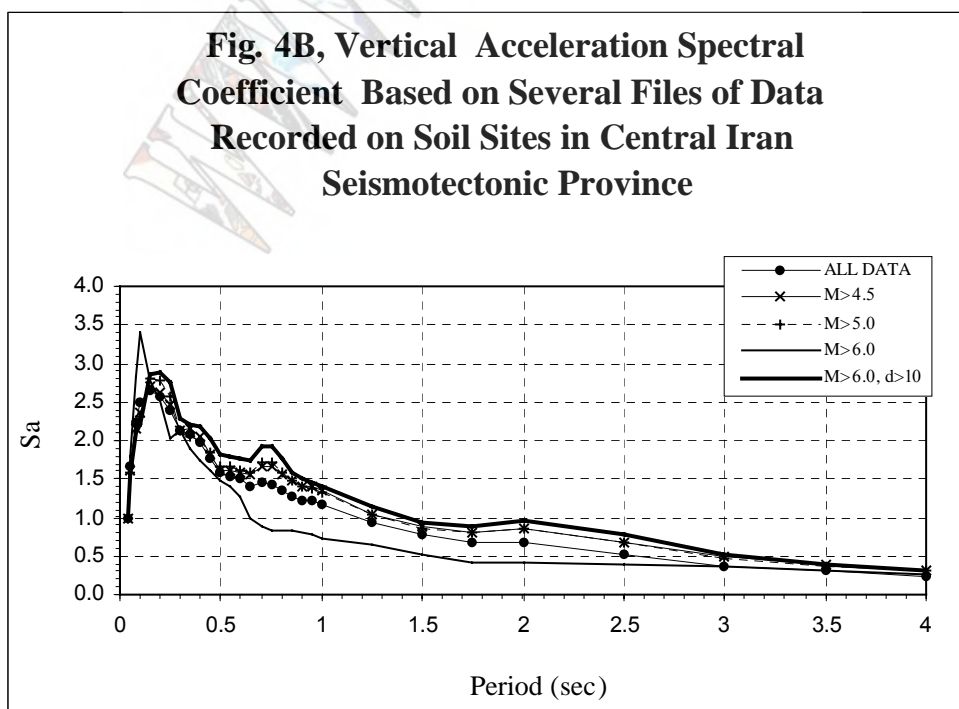
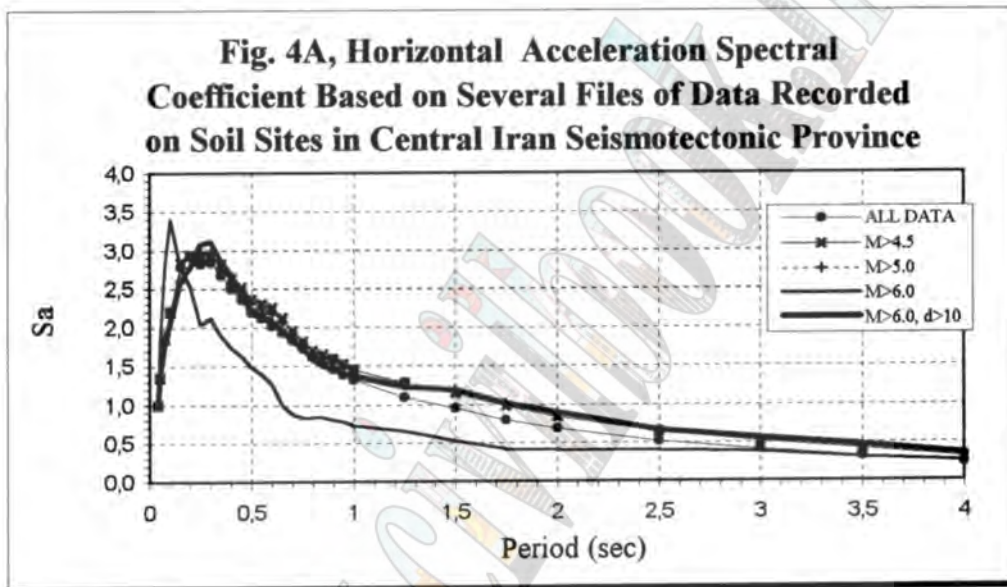


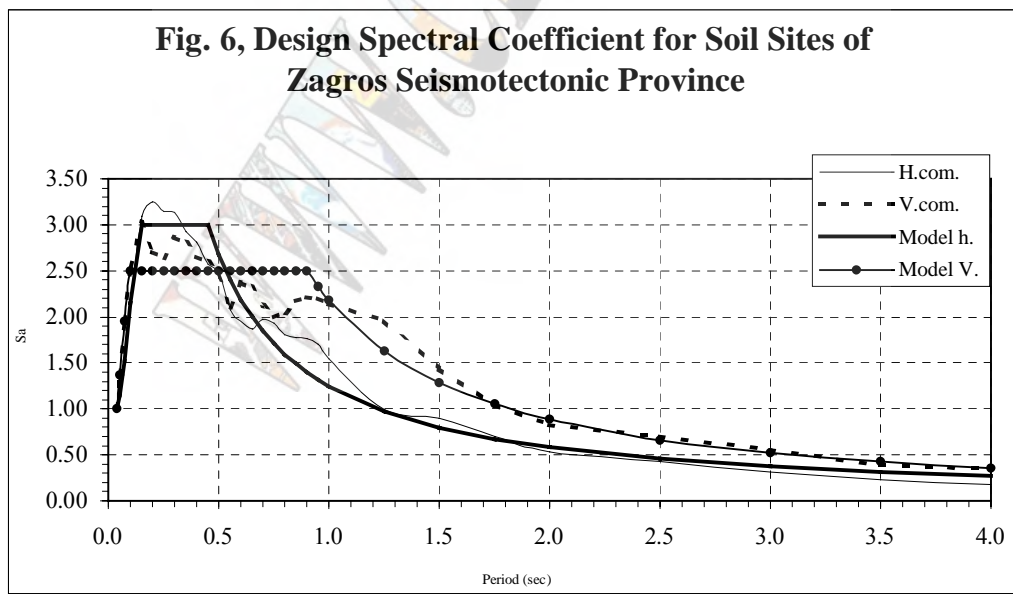
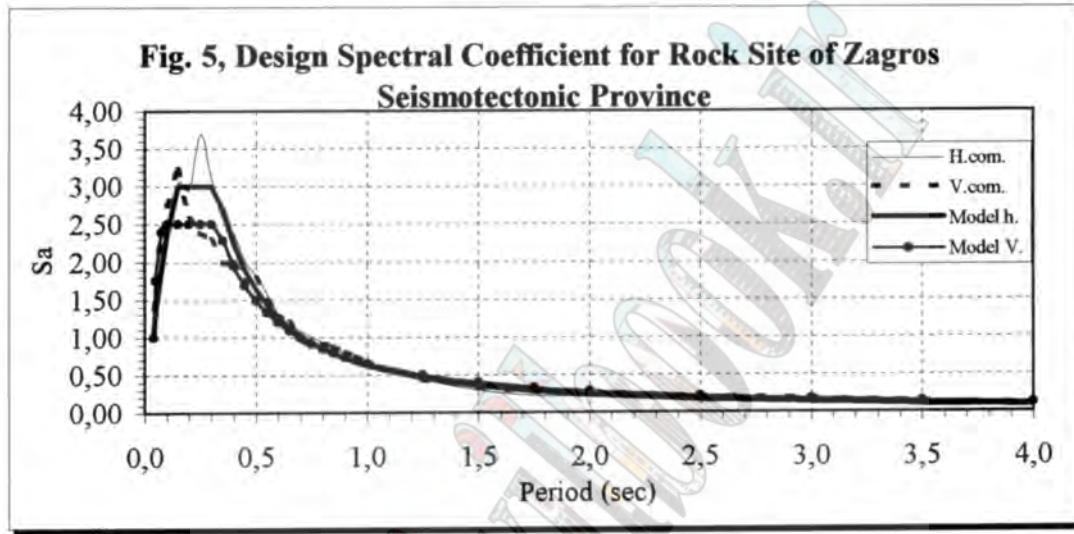
**Fig. 2B, Vertical Acceleration Spectral Coefficient Based on Several Files of Data Recorded on Soil Sites in Zagros Seismotectonic Province**

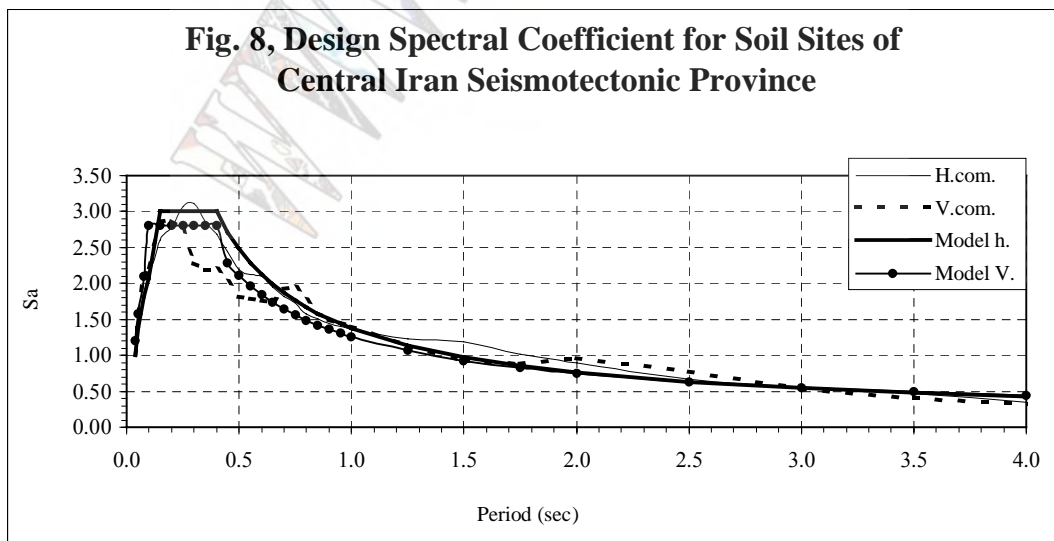
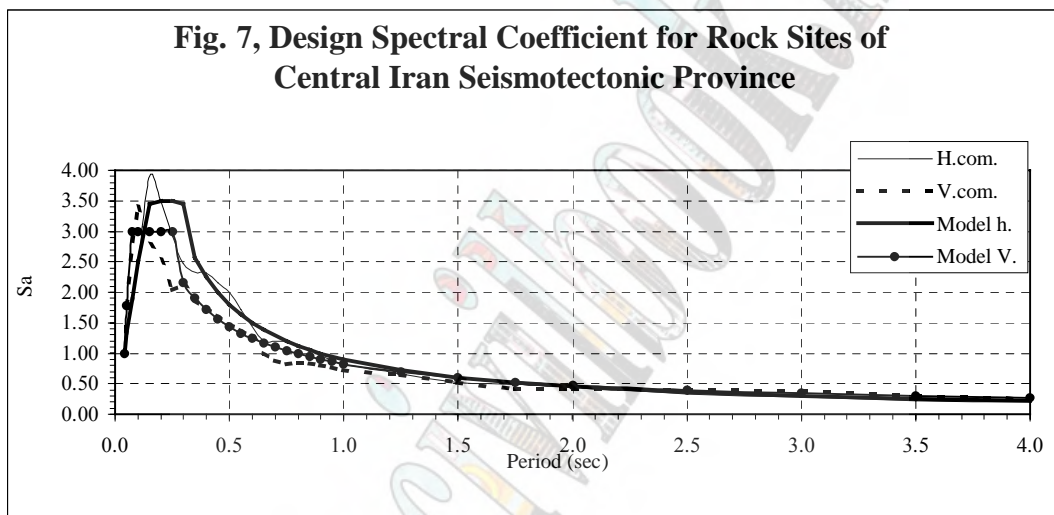












## بررسی تحلیلی خصوصیات انتشار امواج در محیط های متخلخل اشباع

اسدا... نورزاد<sup>۱</sup>

علی نورزاد<sup>۲</sup>

### چکیده:

در این مقاله با بررسی تحلیلی در فضای سه بعدی، مکانیزم انتشار امواج هارمونیک در محیطهای متخلخل اشباع مورد مطالعه قرار می گیرد. بر اساس فرمولبندی جدید، تأثیرهای غیر رایج (تخلخل، ضریب نفوذ پذیری و درصد اشباع) بر روی سرعت انتشار امواج و میزان کاهیدگی آن مورد ارزیابی قرار می گیرد و نشان داده می شود که با توجه به اهمیت این عوامل که فقط در تئوری محیط های متخلخل قابل فرمول بندی می باشند، نمی توان براساس تئوری محیط پیوسته تک فازه، به تفسیر نتایج آزمایشات صحرائی ژئوفیزیکی، آزمایشات دینامیکی در آزمایشگاه و در نهایت به بررسی اندرکنش سازه و پی اشباع (که در تحلیل سدها اهمیت دارد)، به دقت پرداخت.

### کلمات کلیدی:

محیط متخلخل، اشباع، انتشار امواج، موج P کند، موج P تند، بار هارمونیک، محیط تغییر شکل پذیر، بخش کننده

<sup>۱</sup> استادیار دانشکده فنی دانشگاه تهران - noorzad @ ut.ac.ir

<sup>۲</sup> رئیس هیئت اجرایی کمیته ملی سدهای بزرگ ایران - ali @ civil.concordia.ca



## مقدمه

هدف اصلی شناخت کمی عوامل و پارامترهای غیر رایج (نظیر تخریل، ضریب نفوذ پذیری، درصد اشباع) بر روی خصوصیات امواج انتشاری (سرعت و میزان کاهیدگی آن) می باشد. نتیجه این مطالعه در ژئوفیزیک، مهندسی ژئوتکنیک لرزه ای (بویژه در ارزیابی روانگرایی خاکها، تحلیل پایداری سدهای خاکی در مقابل زلزله)، لرزه شناسی مهندسی و مهندسی زلزله (در تحلیل اندرکنش دینامیکی سازه سد با محیط پی اشباع) قابل استفاده است.

انتشار امواج در محیط اشباع به علت اندرکنش دینامیکی بین اسکلت خاک (بعنوان محیط پیوسته معادل فاز جامد) و سیال بین منافذ (بعنوان فاز سیال)، به عوامل دیگر غیر از پارامترهای رایج که در بررسی محیطهای تک فازه (مایع یا جامد به طور مجزا و بعبارت دیگر محیط تک فازه) وابسته خواهد بود و تا زمانی که نتوان این فرآیند را به طور دقیق شناخت، در این صورت نمی توان با دقت قابل اعتماد، نتایج آزمایشات لرزه نگاری صحرایی و آزمایشات دینامیکی آزمایشگاهی را مورد استفاده قرار داد و پارامترهای حاصله بویژه مدول ارتجاعی و ضریب پواسون خاکها و سنگها در کرنشهای کوچک که به غلط در ادبیات رایج فنی به آن مدول ارتجاعی دینامیکی گفته می شود، به صورت صحیح برآورد نمی گردد.

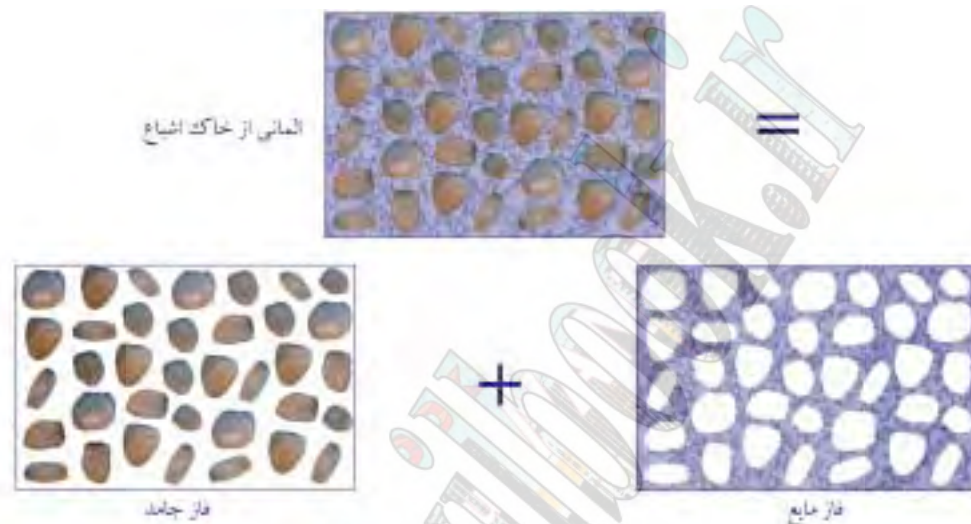
برای اولین بار Boit بر اساس درک فیزیکی و بروش نسبتاً ساده ولی هوشمندانه توانست با فرمولبندی دقیقی (Biot, 1962) که بعداً با استفاده از تئوری دقیق تر، تئوری مخلوط (Mixture theory) توسط چندین محقق منجمله (Prevost (۱۹۸۰) و به کمک میکرومکانیک (Burrige and Keller, 1981) حدود اعتبار آن مشخص شده است. با همه مشکلاتی که در تأیید تئوری به صورت تجربی وجود داشته است، اخیراً (Nakawa et al. (۱۹۹۷) موفق شده اند که با انجام آزمایش آزمایشگاهی به بررسی صحت تئوری Boit پردازند و این تئوری را مورد تأیید قرار دهند.

جهت کاربرد این تئوری در مسائل مهندسی، محققین زیادی در زمینه های مختلف کارهای بسیاری انجام داده اند که از آن جمله (Deresiewicz (۱۹۶۰) به بررسی مسئله با صرف نظر از اصطکاک بین اسکلت جامد و فاز مایع که فرض غیر واقعی است پرداخته اند. Jones (۱۹۶۹) به تحلیل انتشار موج در حالت یک بعدی و با انجام عملیات تقریبی در تبدیل لاپلاسی برای زمان نسبتاً دور پرداخت. Zeinkiewicz and Shiomi (۱۹۸۴) به بررسی عددی رفتار دینامیکی محیط متخلخل با کمک روش اجزاء محدود پرداخته اند. اما به دلیل عدم کارآیی روش اجزاء محدود در مسائل انتشار امواج، این روش فقط در تحلیل دینامیکی سازه های محدود متخلخل (نظیر سدهای خاکی) قابل کاربرد می باشد. اخیراً (Gajo and Mon Giovi (۱۹۹۵) با در نظر گرفتن اصطکاک بین اسکلت جامد و فاز مایع، به بررسی انتشار موج در حالت یک بعدی پرداخت. اما (Noorzad (۱۹۹۴) با ملحوظ نمودن این اثر به بررسی آن در مسائل اندرکنش سازه و خاک در حالت سه بعدی به صورت محیط متخلخل پرداخته است. (۱۹۹۴) Noorzad and Konagai به بررسی تابع امیدانس (سختی دینامیکی) در اثر میزان درصد اشباع پرداخته است که امکان این بررسی در مسائل تشعشع (Radiation problems) برای محیطهای تک فازه وجود ندارد.

در این مقاله با در نظر گرفتن کلیه عوامل مؤثر در رفتار محیط متخلخل اشباع به بررسی انتشار امواج در حالت سه بعدی جهت ارزیابی خصوصیات سرعت حجمی (body waves) که برخلاف تئوری انتشار امواج حجمی در محیط تک فازه متشکل از یک موج طولی (P) و یک موج برشی (S) است. در این حالت دو موج طولی P که به ترتیب به نام موج طولی تند (Fast P wave) و موج طولی کند (Slow P wave) یا موج Biot به وجود می آید. وجود این دو موج موجب می گردد که در ارزیابی پارامترهای مصالح در آزمایشات دینامیکی چنانچه از تئوری انتشار موج در محیط تک فازه استفاده شود، خطا بوجود آمده و همچنین در بررسی واکنش سازه ها واقع بر محیطهای اشباع در مقابل زلزله، برآورد نادرست خواهد بود (Luo et al., 1996) و (نورزاد و دهقانیان، ۱۳۷۷).

### فرمولبندی مسئله

چنانچه خاک اشباع (درصد اشباع بالاتر از ۹۵ درصد) را به صورت یک محیط متخلخل اشباع (شکل ۱) متشکل از دو فاز جامد (Solid phase) و فاز مایع (Liquid phase) در نظر بگیریم که برای هر کدام از فازها به ترتیب قانون رفتاری جامدات و سیالات بدون لزجت حاکم باشد و اندرکنش بین فازها توسط نیروی اصطکاکی صورت می گیرد که ناشی از جریان مایع نسبت به فاز جامد است، در اینصورت می توان با توجه به قوانین بنیادی مسئله را فرمولبندی نمود.



شکل ۱- شمای کلی مدل خاک اشباع به صورت یک محیط متخلخل اشباع

### الف - اصل بقای مومنتم برای کل المان

چنانچه بر المانی از خاک اشباع، با توجه به شکل ۱ اصل بقای مومنتم را بنویسیم، به رابطه ذیل دست می یابیم:

$$\sigma_{ij,j} = \rho \ddot{u}_i + \rho_f \ddot{w}_i \quad (1)$$

که  $\sigma_{ij}$  تنش کل اعمالی بر المان خاک اشباع بوده و قابل تفکیک به مؤلفه تنش مؤثر (اعمالی بر فاز جامد)  $\sigma'_{ij}$  و فشار منفذی (اعمالی بر فاز سیال)  $P$ ، طبق رابطه ذیل می باشد:

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - \delta_{ij} P \quad (2)$$

$u_i$  نمایانگر متوسط جابجایی فاز جامد و  $w_i$  بیانگر حرکت نسبی فاز سیال نسبت به فاز جامد است.  $\rho$  چگالی خاک برابر است با:

$$\rho = (1 - n)\rho_s + n\rho_f \quad (3)$$

$\rho_s$  چگالی ذرات فاز جامد،  $\rho_f$  چگالی سیال،  $s$  درصد اشباع و  $n$  تخلخل خاک می باشند. چنانچه بر اساس آزمایش در حالت زهکشی شده خواص خاک را تعیین نماییم، می توان تنش مؤثر را بر اساس مؤلفه تغییر مکانی فاز جامد به صورت زیر با مدل نمودن آن به صورت ماده ویسکوالاستیک بیان نمود.

$$\sigma'_{ij} = \lambda^* u_{k,k} \delta_{ij} + \mu^* (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (4)$$

که  $\lambda^*$  و  $\mu^*$ ، خواص مکانیکی خاک بر اساس میرائی پس ماندی می باشند.

### ب - اصل بقای مومنتم برای فاز سیال

با توجه به شکل ۱، برای فاز سیال می توان پس از نوشتن اصل مومنتم به رابطه ذیل جهت بیان تعادل فاز سیال دست یافت.

$$P_{,i} = \rho_f \ddot{u}_i + \alpha \rho_f \dot{w}_i / n + b \dot{w} \quad (5)$$

در رابطه فوق  $\alpha$  ضریب جرم افزوده (added mass) می باشد که از رابطه زیر به دست می آید:

$$\alpha = (1 + \frac{1}{n}) / 2 \quad (6)$$

و در نهایت  $b$ ، ضریب بخش (diffusive coefficient) برابر خواهد بود با:

$$b = \frac{\mu_f n}{k_b} \quad (7)$$

که  $\mu_f$  لزجت سیال و  $k_b$  ضریب نفوذپذیری داری می باشد که با ضریب نفوذپذیری  $k$ ، تعریف شده در مکانیک خاک رابطه ذیل را دارد:

$$k_b = \frac{k \mu_f}{g \rho_f} \quad (8)$$

### ج - اصل بقای جرم

این رابطه با توجه به تراکم پذیری سیال به صورت زیر قابل بیان می باشد.

$$\dot{\epsilon}_{ii} + \dot{w}_{i,i} - \frac{p'}{Q_f} = 0 \quad (9)$$

که  $Q_f$ ، رابطه ذیل را با مدول تراکم پذیری سیال ( $Q$ ) و مدول تراکم پذیری ذرات اسکلت جامد دارد:

$$\frac{1}{Q_f} = \frac{n}{Q} + \frac{1-n}{k_s} \quad (10)$$

در خاک، معمولاً  $K_s \rightarrow \infty$  و لذا

$$\frac{1}{Q_f} = \frac{n}{Q} \quad (11)$$

که  $Q$  با توجه به درصد اشباع ( $s$ ) و مدول حجمی سیال ( $k_f$ ) به صورت زیر در مواردی که درصد اشباع بیش از ۹۵ درصد باشد، بیان می گردد:

$$Q = \frac{1}{\frac{1}{k_f} + \frac{1-s}{P_a}} \quad (12)$$

$P_a$  فشار جو است.

### د - معادله موج حاکم بر محیط متخلخل اشباع

پس از انجام عملیات ریاضی بر اساس روابط (۱)، (۵) و (۹) به سیستم دستگاه معادلات دیفرانسیل برای محیط متخلخل اشباع (محیط تغییر شکل پذیر - بخش کننده، Deformable-Diffusible medium) دست می یابیم.

$$\mu^* \nabla^2 u_j + (\lambda^* + \mu^* + Q_f) \varepsilon_{ii,j} + Q_f w_{i,ij} = \rho \ddot{u}_j + \rho_f \ddot{w}_j \quad (13)$$

$$Q_f' (\varepsilon_{ii,j} + w_{i,ij}) = \rho_f \ddot{u}_j + \frac{\alpha \rho_f}{n} \ddot{w}_j + b \dot{w}$$

چنانچه مشابه محیط تک فازه (محیط تغییر شکل پذیر)، از تجزیه هلم هولتز، برای تفکیک امواج P و S استفاده شود.

$$\vec{u} = \vec{\nabla} \varphi + \vec{\nabla} \times \vec{\nabla} \times (\equiv_1 \vec{e}_3) + \vec{\nabla} \times (\equiv_2 \vec{e}_3) \quad (14)$$

$$\vec{w} = \vec{\nabla} \psi + \vec{\nabla} \times \vec{\nabla} \times (\Omega_1 \vec{e}_3) + \vec{\nabla} \times (\Omega_2 \vec{e}_3)$$

در این صورت به معادلات موج بر حسب توابع پتانسیل  $\varphi$  و  $\psi$  که نمایانگر امواج طولی و  $\equiv_i$  و  $\Omega_i$  ( $i=1,2$ ) که نمایانگر موج S می باشد، تفکیک می شوند.

$$\begin{bmatrix} \lambda^* + 2\mu^* + Q_f & Q_f \\ Q_f & Q_f \end{bmatrix} \nabla^2 \begin{Bmatrix} \varphi \\ \psi \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \rho & \rho_f \\ \rho_f & \frac{\alpha}{n} \rho_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial^2}{\partial t^2} \varphi \\ \frac{\partial^2}{\partial t^2} \psi \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & b \end{bmatrix} \frac{\partial}{\partial t} \begin{Bmatrix} \varphi \\ \psi \end{Bmatrix} \quad (15)$$

$$\begin{bmatrix} \mu^* & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \nabla^2 \begin{Bmatrix} \equiv \\ \Omega \end{Bmatrix}_i = \begin{bmatrix} \rho & \rho_f \\ \rho_f & \frac{\alpha}{n} \rho_f \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial^2}{\partial t^2} \equiv \\ \frac{\partial^2}{\partial t^2} \Omega \end{Bmatrix}_i + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & b \end{bmatrix} \frac{\partial}{\partial t} \begin{Bmatrix} \equiv \\ \Omega \end{Bmatrix}_i \quad i=1,2$$

چنانچه روابط فوق را برای تحریک هارمونیک مورد بررسی قرار دهیم و از روش مقادیر ویژه (eigenvalue)، معادلات موج را از یکدیگر تفکیک کنیم، پس از محاسبات ریاضی به روابط ذیل دست می یابیم.

$$\nabla^2 \eta_i = \frac{-\rho \omega^2}{\lambda + 2\mu} \gamma_i^2 \eta_i \quad i=1,2 \quad (16)$$

که ارتباط  $\eta_1$  و  $\eta_2$  با  $\varphi$  و  $\psi$  که نمایانگر امواج P می باشند، از طریق ماتریس بردار ویژه ضرایب  $\varphi$  و  $\psi$  می باشند.

$$\begin{Bmatrix} \varphi \\ \psi \end{Bmatrix} = [T] \begin{Bmatrix} \eta_1 \\ \eta_2 \end{Bmatrix} \quad (17)$$

که  $[T]$  ماتریس بردار ویژه می باشد. رابطه فوق را می توان به صورت زیر نیز بیان نمود:

$$\nabla^2 \eta_i = -\frac{\omega^2}{V_{lc}^2} \gamma_i^2 \eta_i = \frac{-\omega^2}{c_{lp_i}^2} \eta_i \quad i=1,2 \quad (18)$$

که  $V_{lc} = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$  سرعت موج P خاک در حالت زهکشی شده (یک فازه) می باشد و  $\gamma_1$  و  $\gamma_2$  نمایانگر مقادیر ویژه بوده و

به ترتیب هم جهت بودن تغییر حجم فازهای مایع و جامد (شرایط خاک زهکشی نشده) و در دو جهت مخالف بودن تغییر حجم فازهای مایع و جامد (شرایط خاک زهکشی شده) را نشان می دهند.

$C_{lp_1}$  بیانگر سرعت اولین نوع موج P ای است که تغییر حجم فاز جامد و مایع در جهت یکسان را بیان می نماید و  $C_{lp_2}$  بیانگر سرعت دومین نوع موج P ای است که تغییر حجم فاز جامد و مایع در دو جهت مختلف صورت می پذیرد. با عنایت به آنکه  $C_{lp_1}$  و  $C_{lp_2}$  اعداد مختلط می باشند، لذا تعاریف ذیل را بیان می نماییم:

$$V_{lp_i} = \operatorname{Re}(c_{lp_i}) \quad i = 1, 2 \quad (19)$$

$$L_{lp_i} = \operatorname{Im}(c_{lp_i})$$

Re و Im به ترتیب نمایانگر قسمت حقیقی و موهومی سرعت می باشند.  $V_{lp}$  را تئوری موج و  $L_p$  را کاهیدگی سرعت موج می نامیم. در نتایج اخذ شده، همواره  $V_{lp_1} > V_{lp_2}$  و  $L_{p_1} < L_{p_2}$  یعنی تندی موج اول همواره از تندی موج دوم که به موج بیوت (Biot) نیز معروف است، بیشتر است اما کاهیدگی این موج در مقایسه با کاهیدگی موج دوم، تقریباً ناچیز می باشد. در بخش بعدی، خصوصیات این دو موج با یکدیگر مقایسه می شوند.

سرعت موج برشی با توجه به رابطه (۱۵)، پس از عملیات ریاضی، از رابطه ذیل به دست می آید:

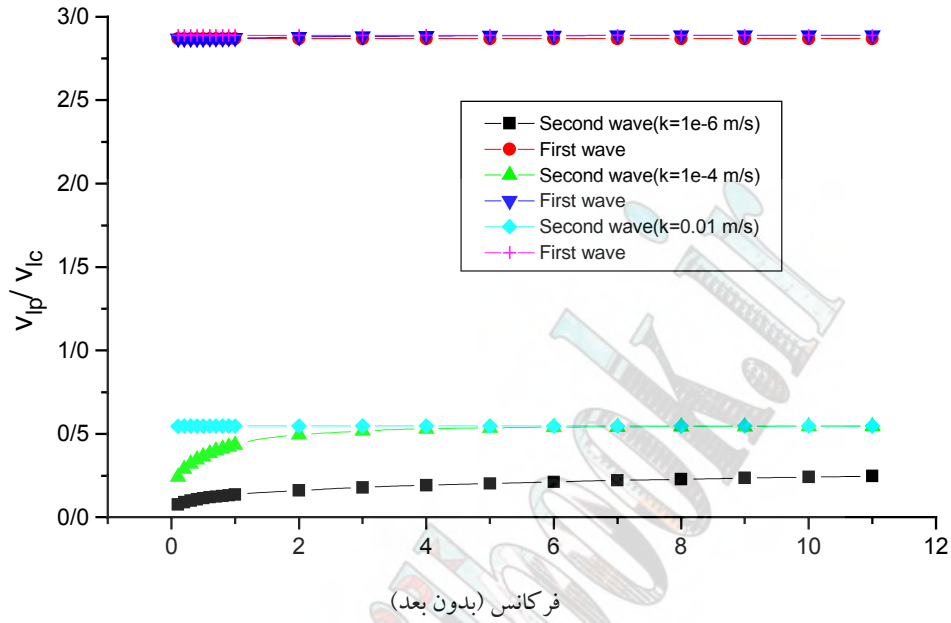
$$c_{sp} = \frac{1}{\gamma_3} \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (20)$$

$$\gamma_3 = \sqrt{1 + \frac{\rho_f^2}{\rho \left[ \frac{-ib}{\omega} + \left( \frac{\alpha}{n} \right) \rho_f \right] (1 + \xi)}} \quad \text{که}$$

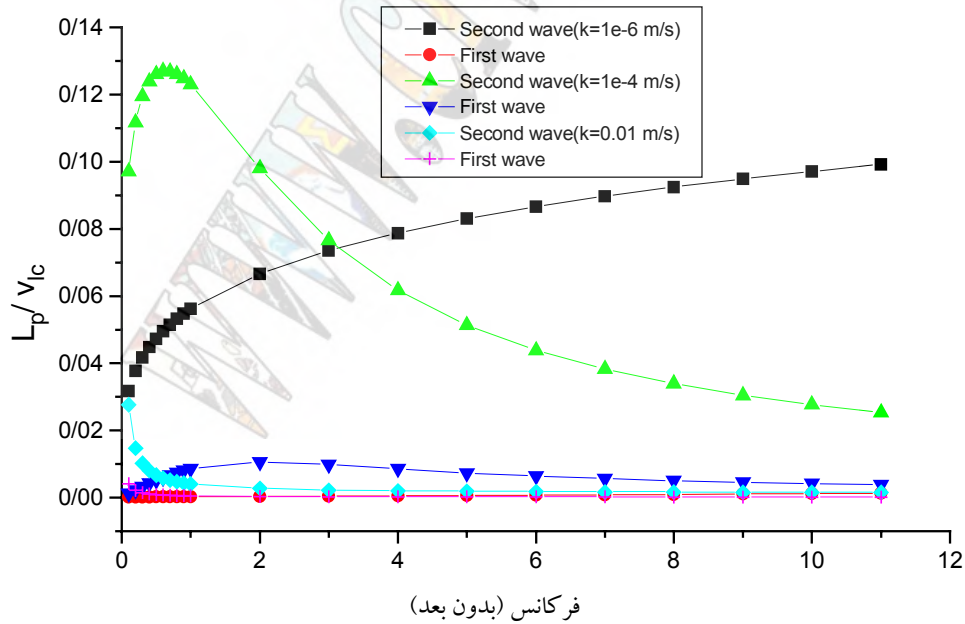
### نتایج

بر اساس روابط (۱۸) الی (۲۰)، تندی و کاهیدگی دو نوع موج P و S را می توان با توجه به تغییرات ضریب نفوذپذیری در شکل ۲ و ۳ و ۴ نشان داد. از این اشکال می توان به نکات ذیل دست یافت:

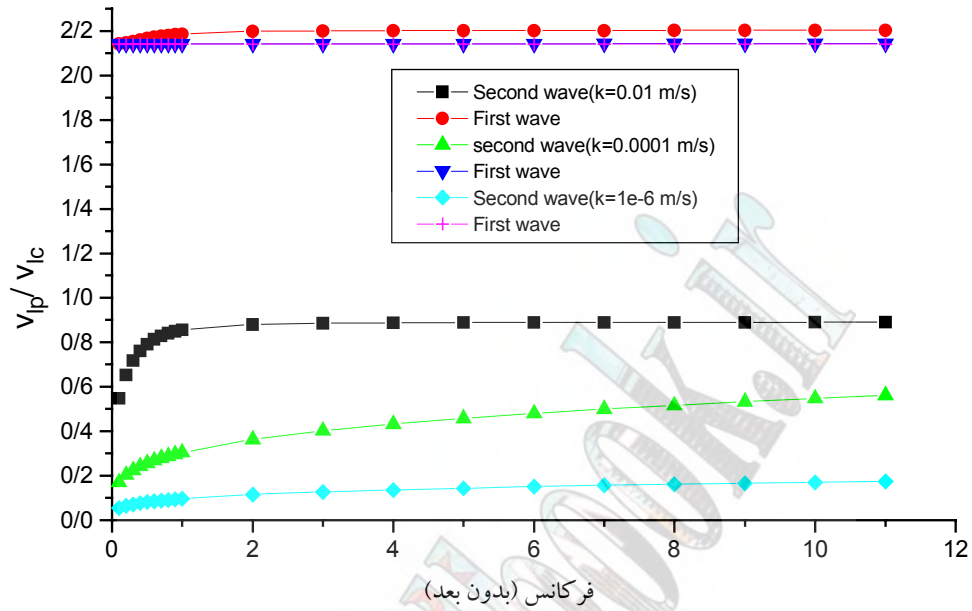




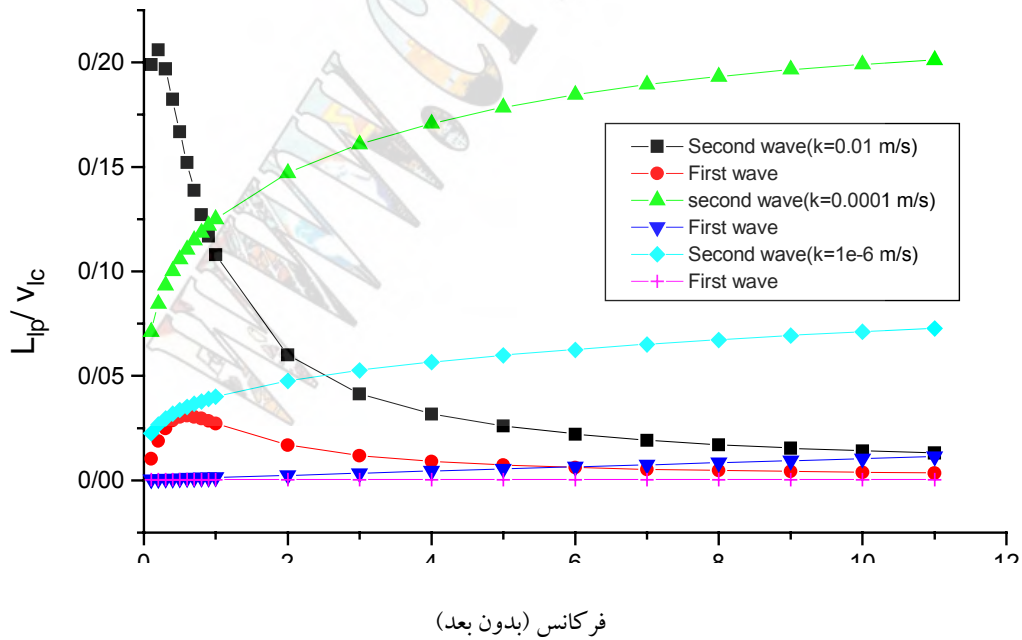
شکل ۲-الف: تندی امواج طولی ( $n=0.15$  و  $Q/D=1.0$ )



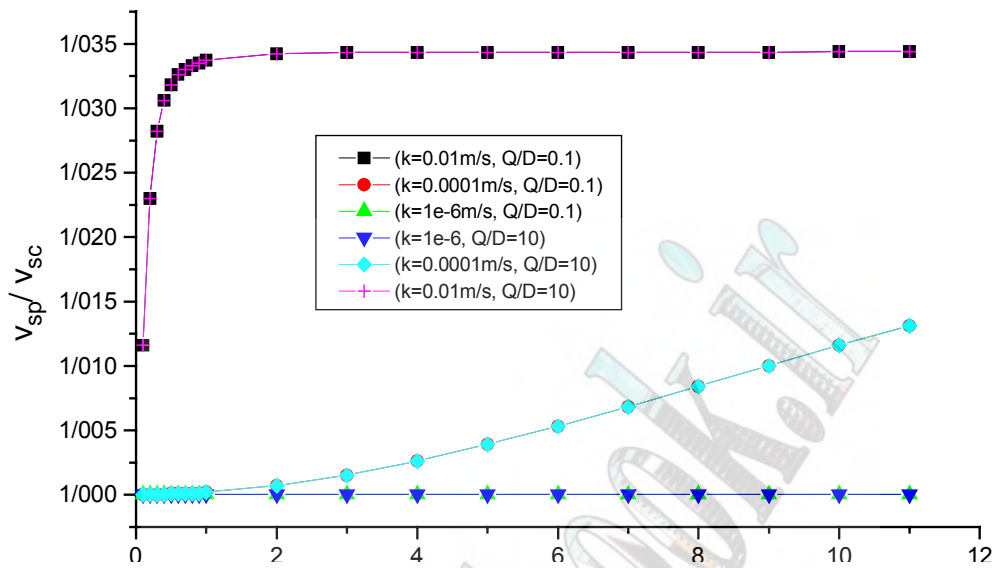
شکل ۲-ب: ضریب کاهش امواج طولی ( $n=0.15$  و  $Q/D=1.0$ )



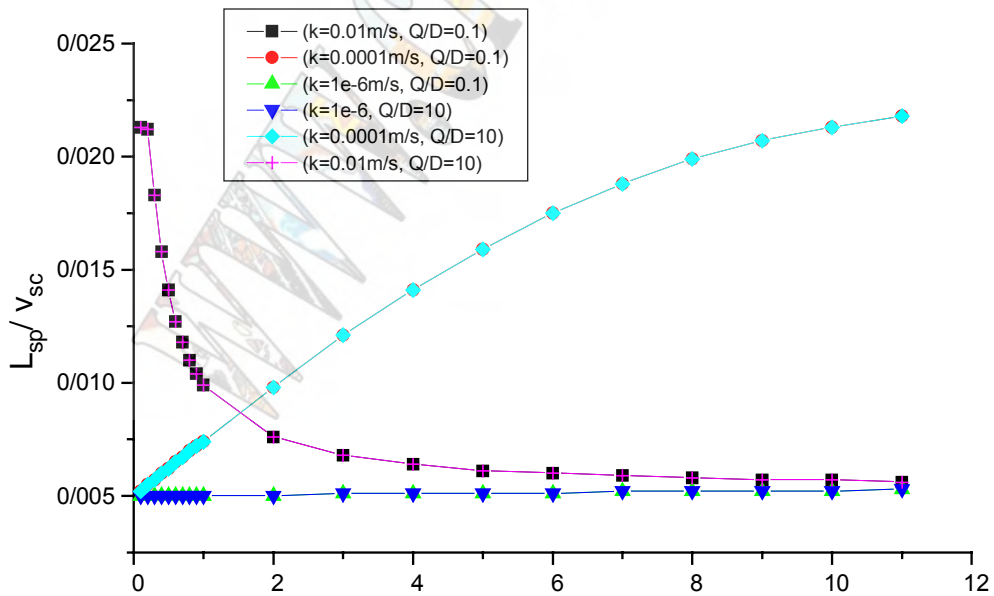
شکل ۳-الف: تندی امواج طولی ( $n=0.5$  و  $Q/D=1.0$ )



شکل ۳-ب: ضریب کاهش امواج طولی ( $n=0.5$  و  $Q/D=1.0$ )



فرکانس (بدون بعد)

شکل ۴ - الف: تندی موج برشی ( $n=0/3$ )

فرکانس (بدون بعد)

شکل ۴ - ب: ضریب کاهش کاهیدگی موج برشی ( $n=0/3$ )

- ۱- تندی موج اول P تقریباً مستقل از تواتر تحریک و ضریب نفوذپذیری می باشد ولی مقدار آن به ضریب تخلخل و نسبت  $D = \lambda + 2\mu$  و  $Q$  مدول حجمی سیال که بر حسب درصد اشباع مقدار آن متفاوت است و اگر درصد اشباع از ۱۰۰ درصد به ۹۵ درصد کاهش یابد، مقدار  $Q$ ، به اندازه ۱۰۰۰ برابر کاهش می یابد (بستگی دارد).
- ۲- مقدار کاهیدگی سرعت موج اول، نزدیک صفر می باشد.
- ۳- تندی موج دوم تابعی از تواتر، نفوذپذیری و  $\frac{Q}{D}$  می باشد. این تغییرات در شکل‌های مربوطه مشخص شده است.
- ۴- مقدار کاهیدگی سرعت موج دوم قابل توجه بوده و تابعی از تواتر، نفوذپذیری و  $\frac{Q}{D}$  می باشد.
- ۵- با جمع بندی نکات فوق، موج اول P را که دارای تندی مستقل از خواص محیط متخلخل و تواتر داشته و کاهیدگی آن، نزدیک صفر می باشد، موج طولی شبه ارتجاعی (مشابه رفتار موج طولی محیط یک فازه ارتجاعی) می نامند ولی موج دوم P را که دارای تندی وابسته به خواص محیط متخلخل و تواتر و کاهیدگی آن قابل توجه می باشد، موج طولی بخش شونده (diffusion wave) می نامند.
- ۶- خصوصیات موج برشی، چندان متأثر از خصوصیات محیط متخلخل نبوده و ویژگی‌های آن را می توان با اطلاعات مربوط به مدل یک فازه، با دقت خوبی به دست آورد.

### جمع بندی

در این مطالعه بر اساس فرمولبندی محیط متخلخل در حالت سه بعدی خواص سرعت انتشار امواج طولی (P) و عرضی (S) به دست آمده اند. برخلاف تئوری انتشار امواج در محیط تک فازه، در محیط متخلخل دو نوع موج طولی وجود دارند که تندی یکی از آنها به خواص ارتجاعی محیط وابسته بوده و کاهیدگی آن نزدیک صفر است، ولی موج دیگر طولی دارای تندی وابسته به خواص محیط متخلخل داشته و به علت دارا بودن کاهیدگی زیاد، موج آن دارای خاصیت بخش شونده (Diffusive) (مشابه بخش آلودگی در یک محیط که با افزایش فاصله، میزان آلودگی به شدت کاهش می یابد) می باشد. خواص موج برشی نیز چندان به خواص محیط متخلخل مرتبط نمی باشد.

### مراجع

1. Biot (1962), "Generalized theory of acoustic propagation in porous dissipative media", J. Acoust. Soc. Amer, 34, 1254-1264.
2. R. Burridge and J. B. Keller (1981), "Poroelasticity equations derived from microstructures", J. Acoust. Soc. Am. 70(4), 1140-1146.
3. H. Deresiewicz (1960), "The effect of boundaries on wave propagation in a liquid – filled porous solid : I – Reflection of plane waves at a free plane boundary (Non – dissipative case)", B. S. S. A., Vol. So, No. 4. 599-607.
4. A. Gajo and L. MonGiovì (1995), "An analytical solution for the transient response of saturated linear elastic porous media", Int. J. Numer. Anal. Method Geomech, 19,399-413.
5. J. P. Jones (1969), "Pulse propagation in a poroelstic solid", Transaction of ASME, 878-880.

6. X. Luo, K. Konagai and A. Noorzad (1996), "Time-domain response analysis of a flexible structure embedded in porous soil", Bull. of Earth. Resis. Structures, No. 29. 3-12.
7. K. Nakagawa, K. Soga and J. K. Mitchell (1997), "Observation of Biot compressional wave of the second kind in granular soils, Geotechnique 47, No. 1, 133-147.
8. A. Noorzad (1994), "Dynamic interaction between a rigid body and the surrounding semi-infinite poroelastic medium", A Dissertation submitted to the university of Tokyo, in partial fulfillment of the required for the degree of Doctor of Engineering.
9. A. Noorzad and K. Konagai (1994), "Effect of degree of saturation on the impedance of a rigid circular disk on a semi- infinite porous medium", 9<sup>th</sup> JEES, E-289-E-294.
10. J. H. Prevost (1980), "Mechanics of continuous porous media", Int. J. Eng. Sci, Vol. 18, 787-800.
11. O. C. Zienkiewicz and T. Shiomi (1984), "Dynamic behaviour of saturated porous media: the generalized Biot formulation and its numerical solution", Int. J. Numer. Anal. Method Geomech, 8,71-96.

۱۲. اسدا... نورزاد و مهدی دهقانان (۱۳۷۷)، "تعیین نیروی دینامیکی وارد از طرف خاک اشباع به دیوار نگهدارنده در حین وقوع

زلزله"، نشریه دانشکده فنی، جلد ۳۱، شماره ۲، آذر ۱۳۷۷، صفحه ۲۷ الی ۴۰.



# شناسایی ماهیت ترک پایه ۱۸ سد سفیدرود

مهندس میر منصور ذاکری<sup>۱</sup>

دکتر محمد تقی احمدی<sup>۲</sup>

## چکیده:

یکی از پدیده‌هایی که اهمیت بسیار زیادی به لحاظ پایایی و یکپارچگی بتن و از سوی دیگر از نظر زیبایی ظاهری سازه دارد ترک می‌باشد. بوجود آمدن ترک در بتن بدلیل اندرکنش آن با عوامل و شرایط محیطی (اعم از درونی و بیرونی) است. وجود ترک در سدهای بتنی ساخته شده و در دست بهره برداری ممکن است پایداری سد را به خطر اندازد و بهره برداری از آن را مختل سازد. جهت علاج بخشی و ترمیم ترک بایستی ابتدا علت و ماهیت ترک را شناخت سپس در صورت لزوم، راهکار مناسب علاج بخشی را اجرا نمود.

وجود ترکی قدیمی در پایه ۱۸ سد سفیدرود که قابل رویت از گالری سراسری سد می‌باشد، موجب نگرانی بهره برداران شده است. این موضوع بویژه پس از زلزله سال ۱۳۶۹ منجیل و افزایش مقدار نشست آب اهمیت بیشتری یافته است.

در این مقاله به بررسی علل و ماهیت ترک پایه ۱۸ سد سفیدرود پرداخته می‌شود.

از آنجا که ترک مزمن بوده و با توجه به مستندات موجود از ابتدای ساخت سد وجود داشته است، لذا با تهیه مدل سه بعدی از پایه ۱۸ و کلیه ملحقات آن از قبیل تخلیه کننده تحتانی و گالری سراسری، به همراه پی سنگی، کلیه شرایط محیطی که امکان اعمال آن در سالهای اولیه پس از ساخت سد وجود داشته را در نظر گرفته و با استفاده از برنامه اجزاء محدود ANSYS مدل ساخته شده تحلیل گردید. با توجه به نقصان آمار و اطلاعات در سد سفید رود و حتی عدم اطمینان از صحت اطلاعات موجود، دامنه تغییرات وسیعی برای پارامترهای بتن و پی در نظر گرفته شد و تحلیل حساسیت برای محدوده تغییرات پارامترها صورت گرفت.

<sup>۱</sup> کارشناس سازه شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس تهران - INF@MAHABGHODSS.Com

<sup>۲</sup> دانشیار دانشکده مهندسی عمران - دانشگاه تربیت مدرس تهران

## ۱- مقدمه

رودخانه سفید رود همپای رودخانه های کارون، کرخه و دز یکی از رودخانه های بزرگ ایران به شمار می رود. مساحت حوضه آبریز آن بالغ بر ۵۵۰۰۰ کیلومتر مربع است. مقدار دبی سالانه رودخانه سفید رود در منجیل حدود ۳/۸ میلیارد مترمکعب (تقریباً ۱۲۰ مترمکعب در ثانیه) است. قبل از احداث سد سفید رود، این رودخانه درپائین دست منجیل زمین های مزروعی دشت گیلان را که قسمت عمده آن برنجزاراست مشروب می نموده و سالانه بطور متوسط ۱/۷ میلیارد مترمکعب آب از آن برداشت می شده است. سد سفید رود روی رودخانه سفید رود در محل تلاقی دو شاخه قزل اوزن و شاهرود در ۸۰ کیلومتری جنوب رشت و ۱۰۰ کیلومتری دریای مازندران واقع شده است. سد در مدخل تنگه سفید رود نزدیک شهر منجیل واقع شده است. این سد یکی از با اهمیت ترین سدهای کشور ایران می باشد. مطالعات اقتصادی بیانگر آن است که سد سفید رود اهمیتی حیاتی در اقتصاد استان گیلان دارد و از دیدگاه کلان، در سطح کشور نیز جایگاه ویژه ای دارد.

قرارداد مطالعات پروژه سد سفید رود با مهندس مشاور در تاریخ ۱۳۳۱/۱۱/۲۲ بین بنگاه مستقل آبیاری و مهندسی مشاور اتکو-افر (Etco-Ofer) امضاء شد. پیمانکار (شرکت فرانسوی ساسر Saser) بنابر موافقت نامه مورخ ۱۳۳۳/۹/۲۹ کارهای مقدماتی را شروع نمود. ساختمان بدنه سد سفید رود در ۱۳۴۰/۱۱/۲۵ به پایان رسید و در اردیبهشت سال ۱۳۴۱ رسماً افتتاح شد.

سد سفید رود یک سد بتنی پایه دار (Buttress) بوده که در بلندترین پایه ارتفاع آن به ۱۰۶ متر می رسد. هریک از پایه ها توسط یک درز قائم از پایه دیگر جدا شده است. سد دارای ۲۴ پایه به پهنای ۱۴ متر می باشد که توسط دو سازه وزنی درجناحین (چپ و راست) کامل شده است. سایر مشخصات هندسی سد به شرح زیر می باشند:

طول تاج	۴۲۵ متر
پهنای تاج	۱۰/۵ متر
شیب رویه سرآب	۱ (قائم) به ۰/۴ (افقی)
شیب رویه پایاب	۱ (قائم) به ۰/۶ (افقی)
تراز نرمال مخزن	۲۷۱/۶۵ متر از سطح دریا
تراز حداکثر مخزن (تراز تاج سد)	۲۷۶/۲۵ متر از سطح دریا

نمای پایین دست سد در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱ - نمای پایین دست سد سفید رود

آب بندی درز بین پایه ها به کمک یک ورق مسی به ضخامت ۲ میلی متر که به شکل Z خم شده است به همراه یک نوار لاستیکی به پهنای ۳۵ سانتی متر انجام می گیرد. همچنین درزها، مجهز به زهکشهایی به قطر ۲۵ سانتی متر می باشند تا هرگونه نشت آب احتمالی را به داخل گالری سراسری که به موازات شالوده سرآب سد از بلوک وزنی جناح چپ تا پایه شماره ۲۴ جناح راست ادامه یافته، تخلیه نمایند.

به منظور توزیع یکنواخت تنشها در پی از سرآب تا پایاب و افزایش ضریب اطمینان اصطکاکی برشی در پی در طول زمان اولین آبیگری مخزن و اولین سالهای بهره برداری، درزهای فعال در پایاب پایه های ۸ تا ۲۰ تعبیه شده اند. این درزها دارای جکهای مسطح بابعاد ۱×۲ متر می باشند. با توجه به ارتفاع پایه ها بار تنوری بالغ بر ۱۴۰۰۰ و ۲۸۰۰۰ تن بوده که با تغییر در تعداد جکها ایجاد شده است (برای پایه ۱۸ نیروی اعمالی ۲۸۰۰۰ تن بوده است). متذکر می گردد که پس از گذشت چند سال که پی حرکات غیر قابل برگشت خود را کم و بیش انجام داد، جکها با تزریق سیمان پر شدند و از آن زمان به بعد پایه ها، کاملاً شبیه به پایه های معمولی شدند.

سد سفید رود در ساحل چپ دارای دو عدد سرریز نیلوفری (Morning glory) بتنی و نیز یک سرریز شوت است که درانتها، هر یک دارای جام پرتاب کننده می باشند. همچنین سد سفیدرود دارای ۵ دهانه تخلیه کننده عمقی می باشد که دو دهانه در سمت چپ و سه دهانه در سمت راست سد قرار دارند. مخزن سد سفید رود ۱/۸ میلیارد متر مکعب ظرفیت دارد. اختلاف سطح سرآب و پایاب سد در وضع عادی ۸۰ متر است که از آن برای تولید نیروی برق نیز استفاده می شود.

## ۲- شناسایی ترک

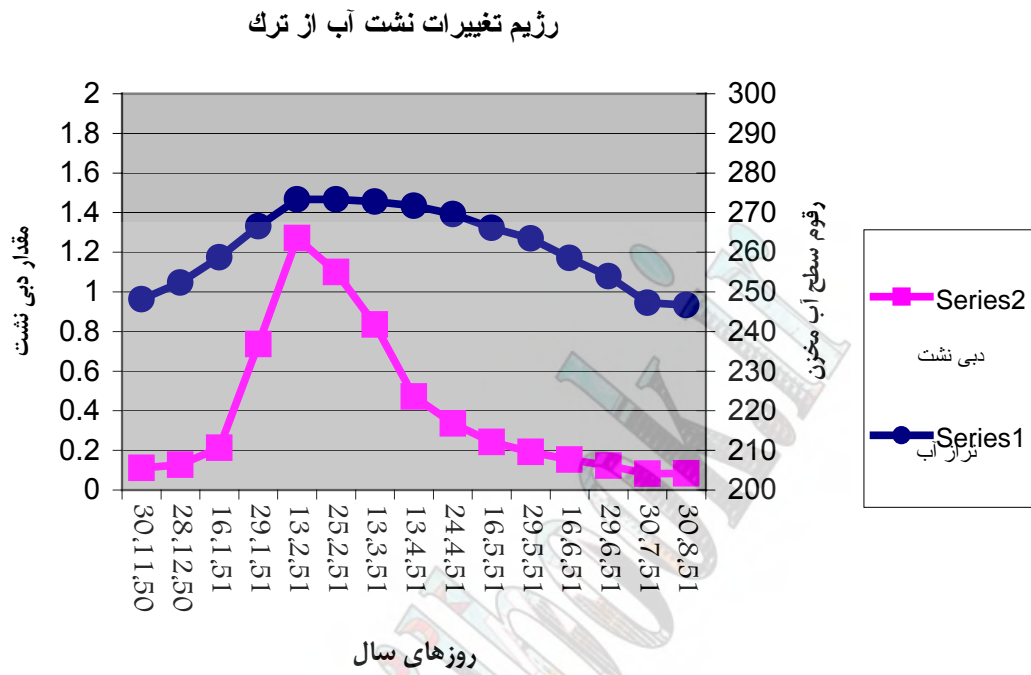
بر اساس مستندات موجود آنچه که مبرهن است آن است که ترک پایه ۱۸ از سالهای اولیه بهره برداری از سد دیده شده است لکن بدلیل نشت کم آب اهمیت چندانی نداشته است. پس از زلزله سال ۱۳۶۹ و سایش رسوبات کریستالی که ترک را پر نموده بودند (بدلیل تکانهای ناشی از زلزله) میزان نشت آب از ترک افزایش یافت.

آمار نشت آب از ترک برای سالهای آبی (۵۱-۵۰) و (۵۶-۵۵) در ذیل آورده شده است:

سال آبی ۵۵-۵۶			سال آبی ۵۰-۵۱		
دبی Lit/Sec	رقوم	تاریخ	دبی Lit/Sec	رقوم	تاریخ
۰/۰۶۲	۲۴۱/۶۹	۵۵/۸/۳۰	۰/۱۱۱	۲۴۸/۱۱	۵۰/۱۱/۳۰
۰/۰۶۲	۲۴۱/۷۸	۵۵/۱۰/۲۸	۰/۱۲۷	۲۵۲/۳۵	۵۰/۱۲/۲۸
۰/۰۷۱	۲۴۲/۴۵	۵۵/۱۱/۲۷	۰/۲۱۳	۲۵۸/۷۵	۵۱/۱/۱۶
۰/۰۸۷	۲۴۷/۵۴	۵۵/۱۲/۲۹	۰/۷۳۷	۲۶۶/۵۹	۵۱/۱/۲۹
۰/۰۹۲	۲۵۵/۲۳	۵۶/۱/۳۰	۱/۲۷۱	۲۷۳/۳۸	۵۱/۲/۱۳
۰/۱۳۰	۲۵۷/۷۹	۵۶/۲/۳۱	۱/۱۰۰	۲۷۳/۳۴	۵۱/۲/۲۵
۰/۱۲۲	۲۶۴/۹۹	۵۶/۳/۱۴	۰/۸۳۵	۲۷۲/۷۶	۵۱/۳/۱۳
۰/۰۹۲	۲۶۳/۲۳	۵۶/۳/۳۱	۰/۴۷۱	۲۷۱/۶۹	۵۱/۴/۱۳
۰/۰۶۵	۲۵۲/۹۲	۵۶/۴/۲۹	۰/۳۳۶	۲۶۹/۶۴	۵۱/۴/۲۴
۰/۰۴۶	۲۳۷/۱۳	۵۶/۵/۳۰	۰/۲۴۲	۲۶۶/۱۲	۵۱/۵/۱۶
			۰/۱۹۲	۲۶۳/۴۷	۵۱/۵/۲۹
			۰/۱۵۴	۲۵۸/۵۵	۵۱/۶/۱۶
			۰/۱۲۲	۲۵۳/۹۳	۵۱/۶/۲۹
			۰/۰۸۳	۲۴۷/۲۴	۵۱/۷/۳۰
			۰/۰۸۴	۲۴۶/۶۷	۵۱/۸/۳۰

جدول ۱- نشت آب از ترک پایه ۱۸ در سالهای آبی مختلف

آنچه که از آمار سالهای آبی متفاوت قابل استنتاج است آن است که برای تراز یکسان دریاچه میزان نشت آب در فصل سرما افزایش می یابد. این روند برای سالهای آبی پس از زلزله سال ۶۹ که میزان نشت آب افزایش می یابد نیز صادق است و این بیانگر آن است که تغییرات نشت آب از ترک ناشی از پی سنگی نمی باشد. در صورت وجود عوارضی در پی از قبیل گسل، بایستی میزان نشت آب از ترک همواره وابسته به هد آب در مخزن باشد. همانگونه که در جدول ۱ ملاحظه می شود در تاریخ ۵۱/۱/۲۹ که رقوم مخزن سد ۵۹/۲۶۶ متر از سطح دریا بوده است نشت آب از ترک ۰/۷۳۷ لیتر بر ثانیه ثبت شده است، حال آنکه در تاریخ ۵۱/۵/۱۶ مقدار نشت آب از ترک با توجه به رقوم تقریباً یکسان دریاچه (۲۶۶/۱۲ متر از سطح دریا) ۰/۲۴۲ لیتر بر ثانیه گزارش شده است. (به شکل ۲ مراجعه شود)



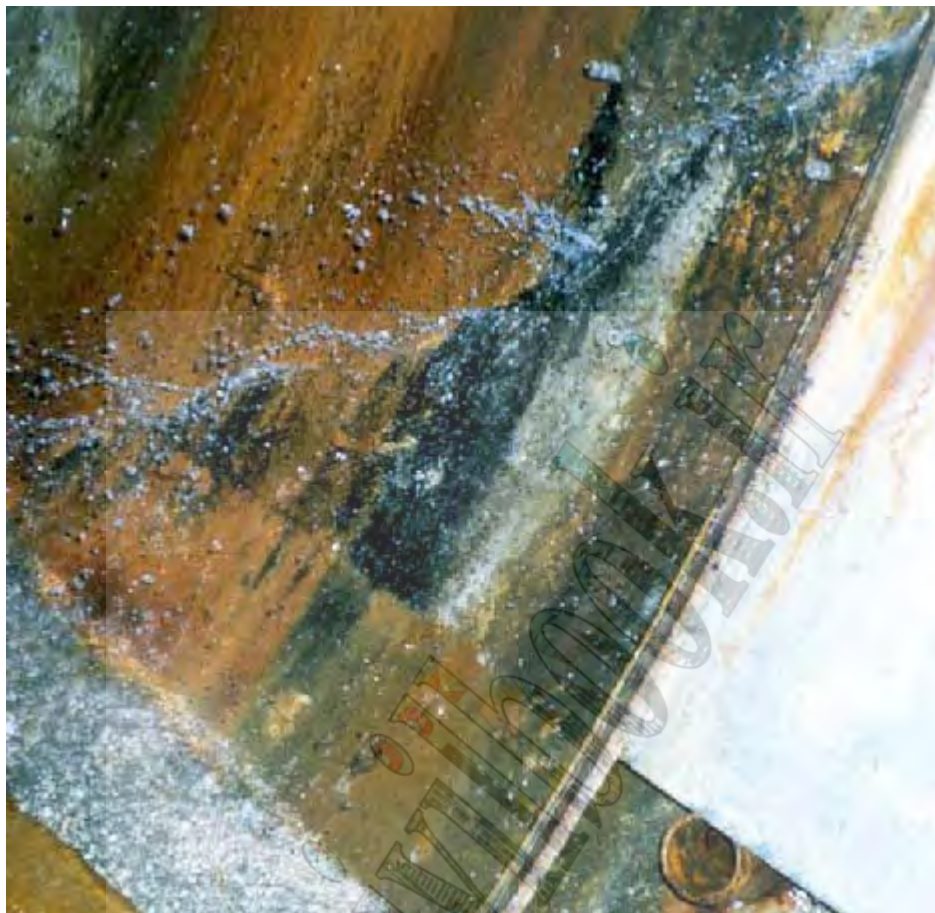
شکل ۲- نمودار تغییرات نشت آب از ترك و تراز آب مخزن در روزهای مختلف سال

آزیموت ترك ۳۵۰ و شیب آن ۸۰ درجه مشخص شده است. باتوجه به اینکه محور گالری در پایه ۱۸ حدوداً زاویه ۶۰ درجه با جهت شمال جغرافیایی به سمت غرب (N60W) می سازد لذا زاویه ترك با محور گالری حدود ۴۰ درجه (بین ۳۵ الی ۴۵) می باشد.





شکل ۳- منظره ترک در سقف گالری سراسری



شکل ۴ - منظره ترک در سمت پایاب گالری



شکل ۵ - منظره ترک در سمت سرآب گالری



### ۳- نوع ترک

بر پایه علم مکانیک شکست (Fracture Mechanics)، در حالت کلی، ترک به سه شکل و حالت (Mode) رخ می دهد:

حالت اول (Mode I) - نیروها عمود بر ترک هستند (برای مثال اگر صفحه ترک افقی است نیروها قائم می باشند) که این حالت را بازشدگی (Opening Mode) می نامند.

حالت دوم (Mode II) - نیروهای عامل ترک به موازات صفحه ترک هستند و در جهت مخالف هم اثر می کنند. از این رو یک ترک برشی ایجاد می شود. به عبارتی نیروها به گونه ای اعمال می گردند که مصالح بتن از صفحه اولیه خارج نمی شوند. به این حالت، برش درون صفحه (IN plane Shear) اطلاق می گردد.

حالت سوم (Mode III) - نیروهای عامل ترک عمود بر صفحه ترک هستند. این امر سبب می شود مصالح بتن همچون کاغذی که چاک داده می شود گسیخته شده و ترک بخورد و از صفحه اولیه خویش خارج گردد. از این رو به آن حالت برش برون صفحه (Out of Plane Shear) اطلاق می گردد.

بر اساس مشاهدات سطحی از محل ترک پایه ۱۸ سد سفید رود، لبه های ترک جابجایی مشهودی نسبت به هم ندارند. (به تصاویر ۳، ۴ و ۵ رجوع شود) از این رو ترک مزبور از نوع I یا ترک بازشونده (Opening Mode) می باشد.

### ۴- تحلیل پایه ۱۸

برای انجام تحلیل پایه ۱۸ از برنامه اجزاء محدود چند منظوره ANSYS استفاده شد. برای این منظور پایه ۱۸ بطور کامل با در نظر گرفتن حتی کوچکترین جزئیات مدل گردید.

#### ۴-۱- مبانی تحلیل

جهت شناخت منشاء ترک، ترکیبات بارگذاری مختلفی لحاظ شد، ترکیبی که در محل ترک موجود (Prototype) اولاً مقدار تنشهای کششی بیش از مقاومت کششی بتن بوجود آورد ثانیاً راستای آنها عمود بر راستای ترک موجود باشد می تواند بوجود آورنده ترک باشد.

رفتار بتن بصورت خطی در نظر گرفته می شود چرا که هدف صرفاً شناخت شرایط محیطی که بوجود آورنده ترک در محل ترک موجود پایه ۱۸ است می باشد.

از آنجا که ترک بر اساس مستندات موجود از ابتدای ساخت سد بوجود آمده است لذا داده های طراحی بر مبنای سالهای اولیه پس از ساخت سد در نظر گرفته شده اند. برای مثال نیروی جک هیدرولیکی در پائین دست پایه اگرچه امروزه دلیل انجام نشست های پی دیگر اثری ندارد لکن در دوره پس از ساخت سد نمی توان وجود آن را نادیده گرفت. از سوی دیگر پس از زلزله سال ۶۹ منجیل کابلهایی در بدنه سد گذاشته و تنیده شدند و نیروی آنها را در شرایط امروز سد بایستی لحاظ نمود اما در مدل ریاضی که مبنای آن سالهای اولیه پس از ساخت سد می باشد لحاظ نشده اند.

از رسوب نیز با توجه اینکه در سالهای اولیه پس از ساخت سد اندک و ناچیز می باشد اغماض گشته است.

با توجه به مستندات موجود که زلزله نقشی در بوجود آوردن ترک پایه ۱۸ نداشته است (در ماه شهریور (سپتامبر) سال ۱۳۴۱ زلزله ای رخ داده است که بیشترین میزان تلفات و خسارات در بوئین زهرا گزارش شده است. مرکز زلزله حدود ۱۵۰ کیلومتری

جنوب محل سد سفید رود قرار داشته و شدت آن ۱۰ درجه مرکالی برآورد شده بود. شتاب زمینلرزه در مرکز آن هم حدود ۰/۳g.  $a=$  برآورد شده است. براساس مستندات موجود، هیچگونه آسیبی به سد وارد نیامد و ابزار دقیق هیچگونه رفتار غیرعادی نشان ندادند. ( صرفاً تحلیلهای استاتیکی انجام شده است.

از آنجا که فشار برکنش همواره زیر پایه ۱۸ زیاد بوده است، (از تجزیه و تحلیل تمامی نتایج اندازه گیری های فشار برکنش موجود چنین بر می آید که فشار برکنش زیر قسمت سرآب پایه شماره ۱۸ وقتی که تراز آب دریاچه از ۲۶۵ بالا می رود، بطور ناگهانی افزایش می یابد. این پدیده بدون تغییر محسوسی در تمامی دوره ها از سالهای اول آبیگری تاکنون قابل مشاهده است) اثر پرده زهکش در کاهش فشار برکنش اعمال نگاشته است.

درجه حرارت بتن در تماس با پی برابر با درجه حرارت میانگین سالانه هوای محیط در نظر گرفته شده است.

جهت تحلیل تنش برای بارگذاریهایی که درجه حرارت در آنها اعمال شده است، ابتدا با برنامه ANSYS یک تحلیل حرارتی ( Thermal Analysis ) جهت تعیین درجه حرارت در گره های ( Nodes ) بتن صورت گرفته است. برای این منظور درجه حرارت آب و هوا به صورت شرایط مرزی ( Boundary Condition ) برای مدل ریاضی تعریف شده است. سپس تحلیل حرارتی صورت گرفته و نتیجه کار که به صورت درجه حرارت گرههای مختلف بتن می باشد به عنوان بار حرارتی در تحلیل سازه ای ( Structural Analysis ) مورد استفاده قرار گرفته است.

با توجه به اطلاعات موجود از توزیع درجه حرارت آب در مخزن سدهای ساخته شده و با توجه به اینکه درجه حرارت آب در اعماق تقریباً ثابت می ماند فرضیات زیر برای توزیع درجه حرارت در آب مخزن سد برای تابستان و زمستان صورت گرفته است. درجه حرارت آب در تابستان از ۲۵ درجه که دمای سطح آب ( دمای هوای محیط ) می باشد بطور خطی تا تراز ۲۳۰ متر از سطح دریا به ۱۵ درجه سانتیگراد کاهش داده شده است. از تراز ۲۳۰ تا تراز ۱۸۲ ( تراز کف پی پایه ۱۸ ) به صورت ثابت، ۱۵ درجه سانتیگراد در نظر گرفته شده است. بطور معمول درجه حرارت آب در کف مخزن سدهای ساخته شده، بسته به شرایط آب و هوایی منطقه سد، بین ۸ تا ۱۲ درجه سانتیگراد تغییر می کند. از آنجا که اطلاعات سالهای اولیه پس از ساخت سد ملاک می باشد و در آن زمان تعادل حرارتی در مخزن بطور کامل صورت نگرفته است درجه حرارت آب برابر ۱۵ درجه که یک تا دو درجه کمتر از درجه حرارت میانگین سالانه می باشد فرض گردید. درجه حرارت آب در زمستان از صفر درجه سانتیگراد برای سطح آب ( دمای هوای محیط در دی ماه سال ۱۳۴۲ ) تا تراز ۲۰۰ متر از سطح دریا بطور خطی تا ۱۰ درجه سانتیگراد افزایش داده شده است و از آن تراز به پایین تا پی، ثابت فرض شده است. متذکر می گردد که تغییر درجه حرارت های مفروض در حد ۲ تا ۳ درجه بر روند تحلیل اثر قابل ملاحظه ای نخواهد داشت.

بطور کلی مسئله نشست پی در سدهای بتنی از آنجا که پی آنها از جنس سنگ ( Rock ) می باشد اهمیتی ندارد و این مسئله عمدتاً برای سدهای خاکی مطرح می باشد. در هر حال از آنجا که برای نشست پی در سد سفیدرود، اندازه گیری میکروژنودزی پس از ساخت سد انجام نشده است با توجه به اطلاعات در دسترس از سدهای موجود و رفتار نگاری به عمل آمده از سد پایه دار ایماپو ( Itaipu ) به ارتفاع ۸۶ متر در کشور برزیل، مقدار نشست پی ۲ سانتیمتر ( Icold Congress, 1985 ) که فرض دست بالا و محافظه کارانه ای برای سد بتنی می باشد لحاظ گردید.

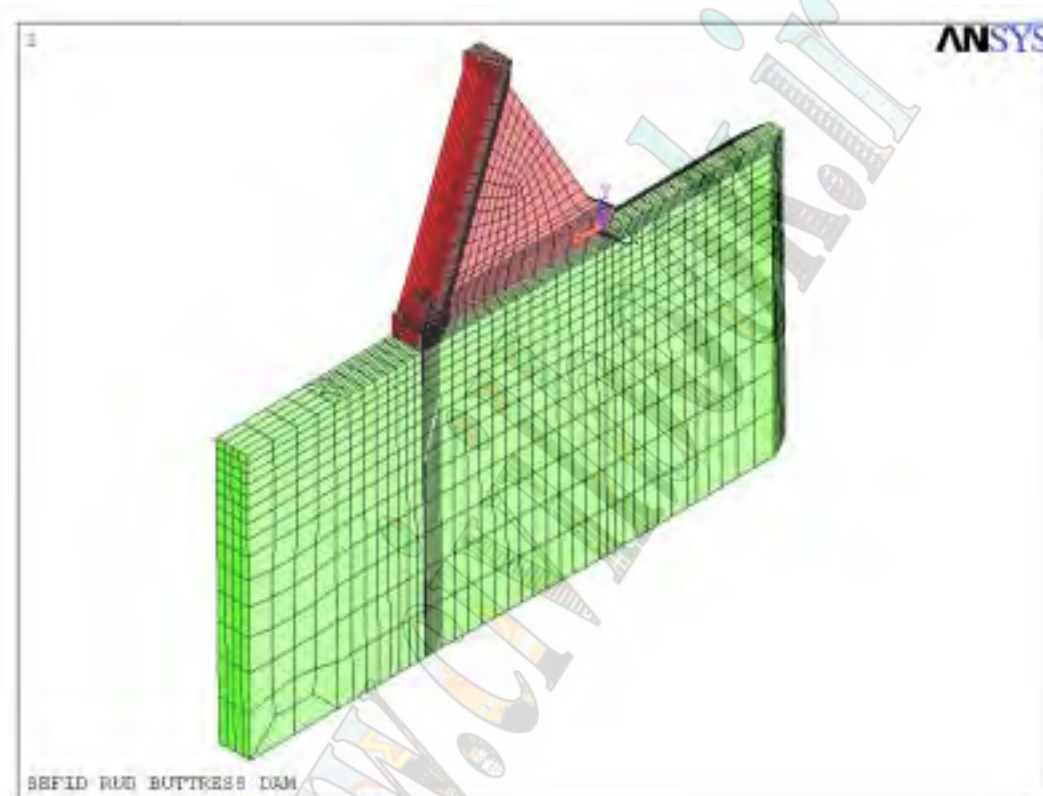


**۲-۴- مدل ریاضی**

برای ایجاد مدلی از کل پایه ۱۸ و گالری سراسری و تخلیه کننده تحتانی، مدل دو بعدی به علت عدم تقارن سازه کفایت نمی کند. ضمن آنکه ترک موجود نیز مورب می باشد لذا جهت بررسی دقیق توزیع تنش مدل سه بعدی برای این منظور تهیه گردید.

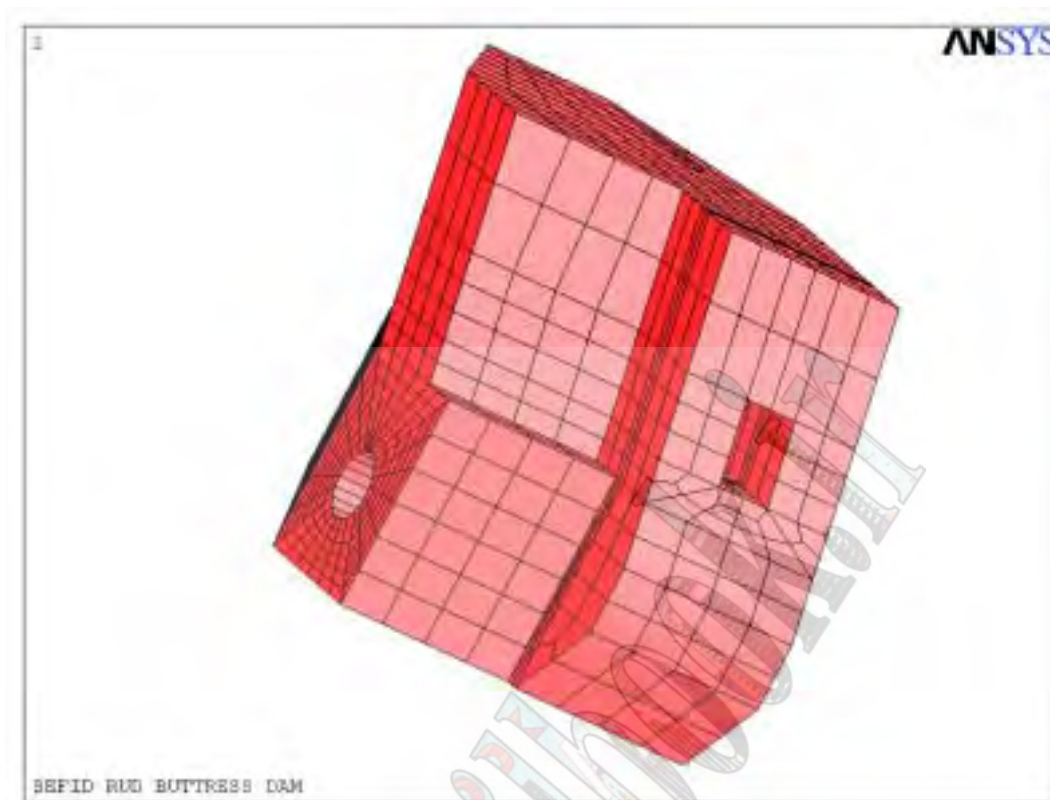
از المانهای صلب ۸ گرهی عمدتاً استفاده گردید. در موارد خاص و بدلیل پیچیدگی هندسی که امکان استفاده از المانهای ۸ گرهی میسر نبود المانهای ۲۰ گرهی صلب هم بکار رفت. این المانها هر یک دارای سه درجه آزادی انتقالی می باشند.

تعداد المانهای مورد استفاده در سد و پی ۱۴۱۰۴ و تعداد گره های موجود در مدل ۱۶۹۰۹ می باشد.



**شکل ۶** - مدل اجزاء محدود پایه ۱۸ سد سفید رود و پی آن

در مدل ریاضی پی بدون وزن در نظر گرفته شده است.



شکل ۲- مش بندی محدوده گالری سراسری و تخلیه کننده تحتانی

متذکر می گردد که در برنامه ANSYS تنشهای کششی با علامت مثبت و تنشهای فشاری با علامت منفی نشان داده می شوند و همواره رابطه  $S1 > S2 > S3$  برقرار می باشد. از آنجا که به دنبال تنشهای کششی هستیم لذا تنش  $S1$  مد نظر قرار گرفته است.

#### ۳-۴- داده های مفروض

داده های بکار رفته برای تحلیل به شرح زیر می باشند:

الف) بتن

مقدار سیمان مصرفی در بتن ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب (گزارش ارزیابی تفصیلی سد به تاریخ ۱۳۶۳) می باشد، لکن نمونه گیری از بتن پس از زلزله سال ۶۹ منجیل مقاومت بتن را بطور میانگین در حد ۱۷۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع نشان داد که مقاومت فوق به عنوان مقاومت بتن در تحلیل بکار رفت. (طبق شواهد و نمونه های بررسی شده، مقاومت کم بتن به سبب بدی کیفیت دانه بندی و نسبت آب به سیمان بالا بوده است)

باتوجه به رابطه تقریبی  $E = 15100\sqrt{f'_c}$  مقدار مدول الاستیسیته برای بتن پایه سد  $2 \times 10^6$  تن بر مترمربع (با فرض  $f'_c = 170 \text{ Kg/cm}^2$ ) در نظر گرفته شد. مقاومت کششی بتن هم برابر با  $0.1f'_c = 0.1 \times 170 = 17.0 \text{ Kg/cm}^2$  لحاظ شد. (ACI, 1991)

ضریب پواسون بتن ۰/۱۷. لحاظ گردید.

از سوی دیگر با توجه به اینکه سنگدانه های مصرفی در بتن سد از نوع آندزیت می باشد وزن مخصوص بتن ۲/۲۵ تن بر مترمکعب لحاظ شد.

خصوصیات حرارتی بتن هم به شرح زیر فرض گردیدند:

درجه حرارت مرجع (درجه حرارتی که تنش در بتن صفر می باشد) = ۱۴ درجه سانتیگراد (با توجه به حرارت میانگین سالانه بین ۱۶ الی ۱۷ درجه سانتیگراد)  
ضریب انبساط حرارتی =  $10^{-5} \times 0.8$

$$\left( \frac{Kcal}{mh^{\circ}c} \right) \text{ قابلیت هدایت گرمایی بتن} = 2 \text{ کیلو کالری بر متر بر ساعت بر درجه سانتیگراد}$$

$$\left( \frac{Kcal}{Kg^{\circ}c} \right) \text{ گرمای ویژه بتن} = 0.22 \text{ کیلو کالری بر کیلوگرم بر درجه سانتیگراد}$$

(ب) پی

با توجه به عملیات اکتشافی پس از زلزله سال ۶۹ جهت بررسی کارایی پرده آب بند و قضاوت مهندسی مقادیر پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ پی به شرح زیر انتخاب گردید:  
مدول تغییر شکل = ۸ گیگاپاسکال  
ضریب پواسون = ۰/۲۵

(ج) مشخصات هیدرولیکی

تراز آب مخزن در تابستان = ۲۷۳،۵ متر از سطح دریا  
تراز آب مخزن در زمستان = ۲۳۰ متر از سطح دریا  
وزن مخصوص آب = ۱ تن بر متر مکعب

#### ۴-۴- شرایط محیطی (بارها)

کلیه پدیده های محیطی موثر بر سد که امکان ایجاد ترک را دارند (غیر از زلزله که بنا به مستندات موجود نقشی نداشته است) در تحلیل مد نظر قرار گرفته اند.

این پدیده ها عبارتند از:

الف- وزن بتن پایه ۱۸

۱ پی (بدون وزن)

۱ نیروی اعمالی از جک هیدرولیکی

د- آب مخزن (تابستانی و زمستانی)

ه- فشار برکنش زیر پایه (متناظر با آب مخزن در تابستان و زمستان)

و- درجه حرارت محیط (تابستانی و زمستانی)

#### ۴-۵- ترکیب بارها

ترکیبات بارگذاری به شرح زیر مورد نظر قرار گرفته است:

۱- وزن پایه

۲- وزن پایه + نیروی جک

۳- وزن پایه + نیروی جک + فشار آب مخزن (تابستان) + فشار برکنش نظیر آب مخزن

۴- وزن پایه + نیروی جک + فشار آب مخزن (زمستان) + فشار برکنش نظیر آب مخزن

۵- وزن پایه + نیروی جک + فشار آب مخزن (تابستان) + فشار برکنش نظیر آب مخزن + درجه حرارت تابستانی

۶- وزن پایه + نیروی جک + فشار آب مخزن (زمستان) + فشار برکنش نظیر آب مخزن + درجه حرارت زمستانی

#### ۴-۶- تحلیل حساسیت

از آنجا که داده های لازم برای تحلیل یا وجود نداشت و یا در صورت وجود چندان قابل اطمینان نبودند، لذا یک تحلیل حساسیت برای دامنه مختلف از داده ها در نظر گرفته شد که به شرح زیر می باشد:

(۱) پی

با توجه به عدم وجود اطلاعات مستند از پی حالات مختلفی برای پی فرض گردید:

۱-۱- پی کلاً ضعیف

مدول تغییر شکل سنگ پی ۴ گیگاپاسکال (نصف مقدار موجود) در نظر گرفته شد.

۱-۲- زون خرد شده

یک زون خرد شده در زیر گالری در نظر گرفته شد برای این زون هم دو نحوه آرایش، یکبار بصورت قائم و دیگری با تبعیت از لایه بندی به سمت بالادست در نظر گرفته شد. مدول تغییر شکل سنگ پی ۱ گیگاپاسکال برای زون خرد شده در نظر گرفته شد.

۱-۳- نشست پی

فرض گردید که پی در زیر گالری به میزان ۲ سانتیمتر نشست نموده است.

(۲) بتن

۱-۲- مقاومت بتن اطراف تخلیه کننده تحتانی به جهت مسلح بودن آن بیشتر گردید. ( $f'c = 250 \text{ Kg / Cm}^2$ )

۲-۲- مقاومت فشاری بتن یکبار بالاتر از مقدار میانگین ( $f'c = 170 \text{ Kg / Cm}^2$ ) و بار دیگر پائین تر از آن در نظر گرفته شد.

لذا ترکیبات بارگذاری ذیل هم در ادامه ترکیبات قبلی لحاظ گردید:

۷- وزن پایه + نیروی جک (با فرض بتن محدوده اطراف تخلیه کننده تحتانی با مقاومت بالاتر)

۸- وزن پایه (با فرض پی ضعیف)

۹- وزن پایه + نیروی جک (با فرض پی ضعیف)

۱۰- وزن پایه + نیروی جک (با فرض پی به صورت محلی ضعیف (زون خرد شده) با آرایش قائم)

۱۱- وزن پایه + نیروی جک (با فرض پی به صورت محلی ضعیف (زون خرد شده) با آرایش متمایل به بالادست (تبعیت از لایه بندی))

۱۲- وزن پایه + نیروی جک (با فرض نشست پی)

#### ۵- تفسیر نتایج و نتیجه گیری

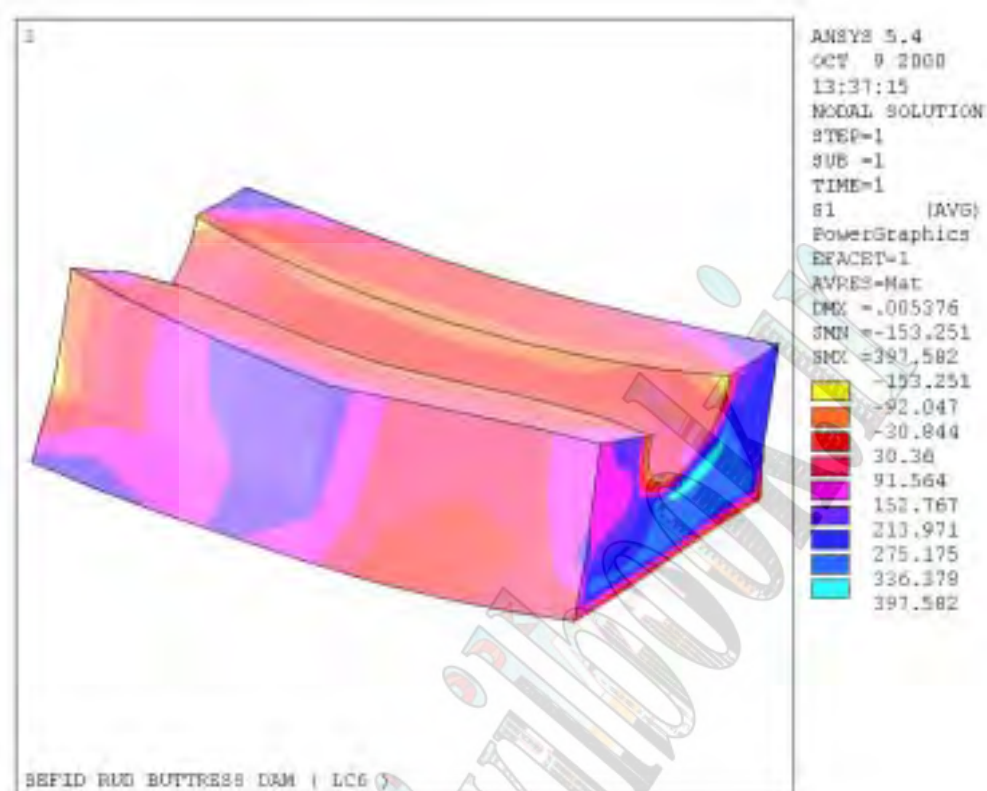
از بررسی نتایج چنین برمی آید که تنها در بارگذاری ۶ که عبارت است از:

وزن پایه + نیروی جک + فشار آب مخزن (زمستان) + فشار برکنش نظیر آب مخزن + درجه حرارت زمستانی

با توجه به اشکال ۸ و ۹ در وسط پایه ۱۸، بر روی وجه سرآب تنشهای کششی

اولاً: بیشتر از مقدار مقاومت کششی بتن بوده، ثانیاً: جهت آنها عمود بر راستای ترک می باشد.

لذا این بارگذاری می تواند عامل ترک باشد. به عبارتی وضعیت تنش در این بارگذاری به گونه ای است که توانایی ایجاد ترک در راستا و امتداد ترک موجود در پایه ۱۸ را دارد.



شکل ۸- توزیع تنشهای اصلی حداکثر در محدوده نیمه تحتانی گالری سراسری

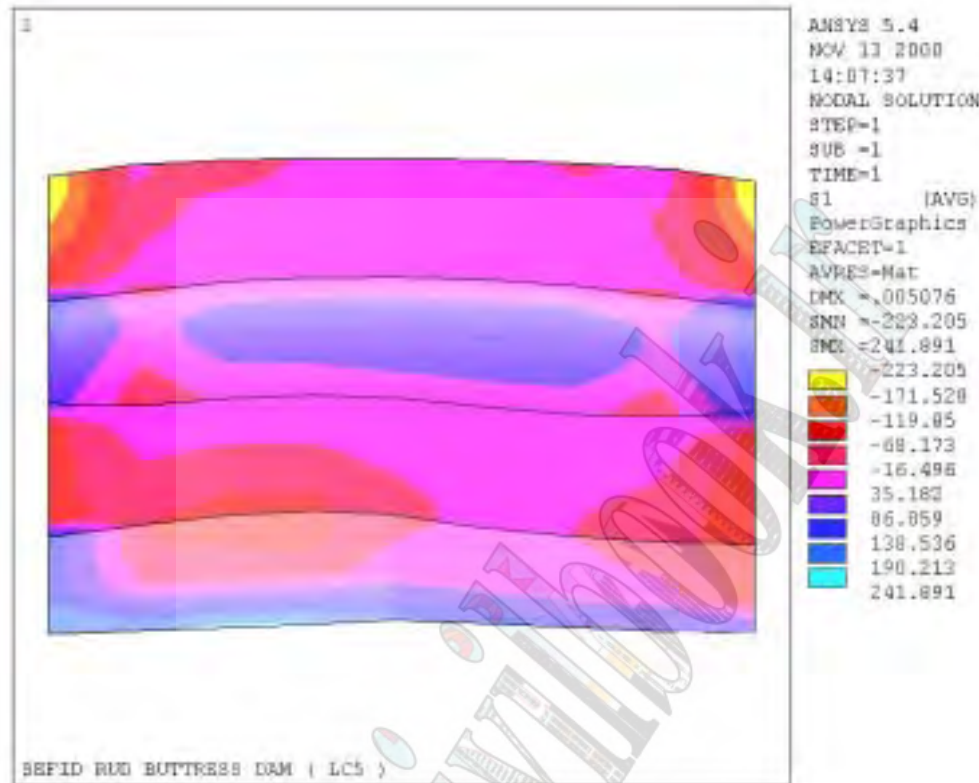


شکل ۹- راستای تنش های اصلی در نیمه تحتانی گالری در بارگذاری حرارت زمستانی

گسترش داده شده توسط سیویل بوک



تغییر شکل گالری مبین آن است که در تابستان ترک، بر عکس زمستان، تنگ میشود که عملاً به معنی کاهش نشت آب از ترک می باشد. (این موضوع در شکل ۱۰ هم قابل مشاهده است)



شکل ۱۰- توزیع تنش های اصلی حداکثر در نیمه تحتانی گالری در بارگذاری حرارت تابستانی

ضمناً همانگونه که قبلاً اشاره گردید رژیم تغییرات نشت آب از ترک هم موید این ادعاست، بگونه ای که برای تراز یکسان آب مخزن، دبی نشت آب در زمستان بیشتر از تابستان است و این به معنی بازشدگی بیشتر ترک است.

ثالثاً: در کلیه حالات بارگذاری در وسط پایه ۱۸ که حدود ۴ متر جلو آمدگی بدلیل تخلیه کننده تحتانی وجود دارد تنشهای کششی بالایی داریم و این هندسه نامناسب در کلیه حالات تمرکز تنش ایجاد نموده است.

در بررسی تنشهای ایجاد شده تحت بارگذاری حرارت زمستانی مشاهده گردید که در محل تماس پایه ۱۸ با ۱۷ و نیز ۱۸ با ۱۹ تنشهای کششی بوجود آمده است از آنجا که محل تماس پایه ها با یکدیگر، در مدل ریاضی، در جهت عرضی پایه (جهت X مختصاتی) بسته شده بود، این شبهه پیش آمد که تنشهای کششی مزبور ساختگی بوده و واقعی نمی باشند. لذا محل تماس پایه ها با یکدیگر آزاد گردید، نتایج بدست آمده بیانگر تصدیق تحلیل فوق بود به این معنی که توزیع تنش همان روند قبلی را پیروی می کند.

با توجه به نتایج بدست آمده چنین استنباط می گردد که پی نمی تواند عامل ترک پایه ۱۸ باشد چرا که اصولاً ترکهای با منشاء پی از نوع اول (Opening mode) نیستند. (کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، نشریه شماره ۱۰)

اما نکته ای که باید اضافه شود آن است که کیفیت بتن سد سفید رود پایین بطور کلی پایین است. علیرغم آنکه مقدار سیمان ۲۵۰ کیلوگرم در مترمکعب بتن بوده است، لکن با نمونه گیری از بتن (پس از زلزله سال ۶۹)، مقاومت بتن سد علیرغم گذشت قریب

به سی سال از ساخت سد بطور میانگین ۱۷۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع بدست آمد. مشاهده کلوخه های گل در مغزه های بتن و عدم عمل آوری درست بتن، بیانگر آن است که دقت لازم در ساخت بتن سد به عمل نیامده است.

با توجه به شرایط ساختگاه سد و وجود باد در بسیاری از اوقات سال و از سوی دیگر نتایج حاصل از نمونه های اخذ شده از بتن که بیانگر کیفیت نامناسب بتن سد (نسبت آب به سیمان بالا (w/c) و پوکی بتن و ... ) می باشد پدیده چروکیدگی (کاهش حجم بتن به دلیل از دست دادن آب آن) را می توان به عنوان عاملی تشدید کننده (به همراه حرارت محیطی و هندسه نامناسب پایه) در جهت ایجاد ترک دانست.

#### نتیجه گیری کلی :

هندسه نامناسب پایه ۱۸ به همراه حرارت محیطی در ایجاد ترک پایه ۱۸ عامل اصلی بوده است .

#### ۶- منابع و مراجع

- ۱- گزارش ارزیابی تفصیلی ایمنی و پایداری سد سال ۱۳۶۳ به همراه پیوستهای پنج گانه آن
- ۲- Fifteen congress on large dams (24-28 Jun 1985)
- ۳- Fracture processes of concrete jan G.M.Van mier(1997)
- ۴- Dam fracture and damage , Eric bourdarot,A.A.Balkema(1994)
- ۵- International Symposium on Dam Foundations Problems And Solutions ,1999 , Antalya- Turkey
- ۶- کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، گسله های فعال و پیامد حضور آنها در طراحی سدها، نشریه شماره ۱۰
- ۷- ACI Manual of Concrete Practice 1991, Part 1

#### ۷- تشکر و قدردانی

از ریاست محترم هیئت مدیره شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس جناب آقای مهندس جلال زاده به سبب رهنمودهای ارزشمندی که نموده اند تشکر و قدردانی می گردد.

# بررسی پتانسیل فرار آب در سازندهای کارستی مخزن و تکیه گاه سد میرزای شیرازی

احمد رجایی<sup>۱</sup>  
عزت اله رئیسی<sup>۲</sup>

## چکیده:

سد میرزای شیرازی در ۷۰ کیلومتری جنوب غرب شیراز در حال احداث می‌باشد. در تکیه گاهها و مخزن سد، سازند کربناته آسماری رخنمون دارد. این سازند در سایر مناطق فارس ویژگی کارست مجرای را نشان داده است. در این مطالعه با استفاده از لوگ (Log) گمانه‌های حفر شده، نفوذپذیری توده‌های کارستی مورد مطالعه قرار گرفته و میزان فرار آب پس از احداث سد در دو حالت جریان افشان (Diffuse flow) و جریان مجرای (Conduit flow) با استفاده از فرمولهای هیدرولیکی برآورد شده است. با فرض جریان افشان، میزان فرار آب در حدود ۷۰۰ لیتر در ثانیه بوده که کمتر از ده درصد متوسط ورودی رودخانه در محل سد می‌باشد. در حالیکه در شرایط جریان مجرای، میزان فرار آب حداقل ۵ متر مکعب در ثانیه خواهد بود که بیش از هفتاد درصد متوسط ورودی رودخانه بوده و به راحتی از مجرای به شعاع تقریباً ۷۵ سانتی متر عبور خواهد کرد. عملکرد شدید تکتونیک و انحلال توده‌های آهکی موجب افزایش نفوذپذیری تا بیش از ۲۰۰۰ لوژان در بعضی از گمانه‌ها شده که این امر به همراه مشاهده پدیده‌های سطحی کارستی نشانگر جریان مجرای در محدوده سد می‌باشد. از طرفی، مطالعات هیدروژئولوژیکی نیز مؤید وجود جریان مجرای می‌باشد (رئیسی و رجایی، ۱۳۷۸). بنابراین در مخزن و تکیه گاههای سد، مجاری کارستی وجود دارند لذا بایستی در آب بندی سد تمهیدات لازم به کار گرفته شود.

## کلمات کلیدی:

کارست (Karst)، آب بندی (Watertightness)، سد (Dam)

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد معاونت پژوهشی سازمان مدیریت منابع آب ایران

<sup>۲</sup> استاد هیدروژئولوژی بخش زمین شناسی دانشگاه شیراز

**مقدمه و هدف:**

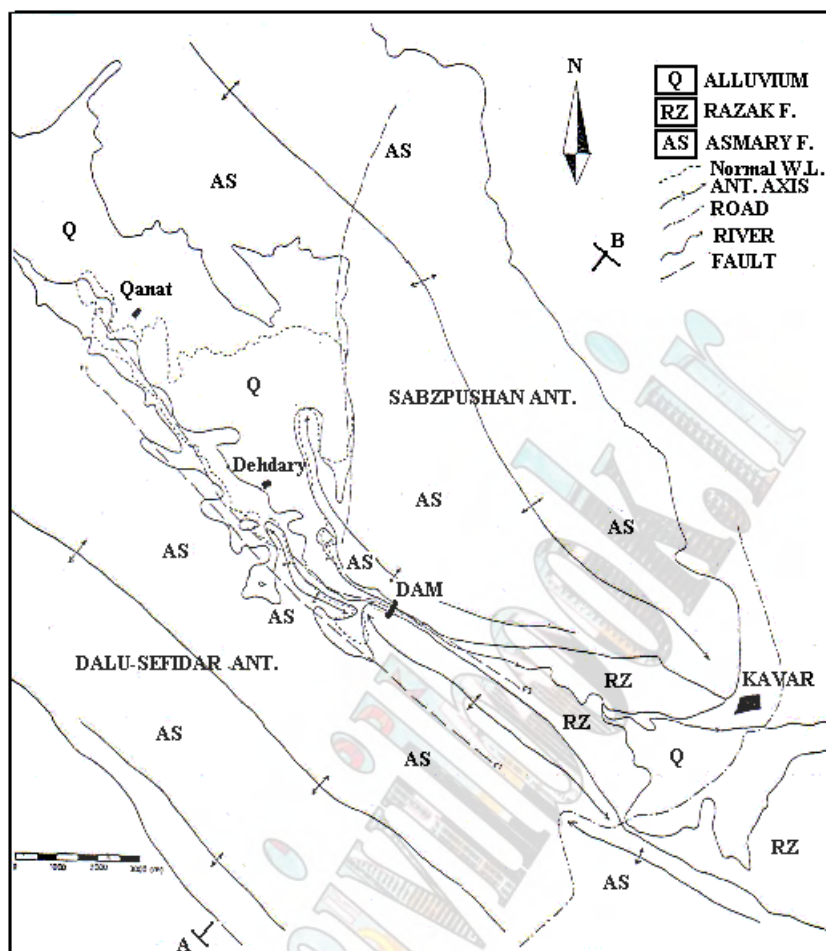
یکی از مسائل مهم در مورد سدهای مناطق کارستی، مسئله آب بندی مخزن این سدها می‌باشد. در این راستا، مطالعه مناطق کارستی به دلیل تنوع و پیچیدگی مشکلات موجود در آنها و همچنین عدم تعمیم روش حل مشکلات مربوط به هر منطقه به مناطق دیگر، از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشد. (Knill (1972 معتقد است که بطور کلی هیچ سدی را نمی‌توان بصورت آب بند کامل در نظر گرفت بلکه فرار آب از مخازن هر چند به مقدار کم اجتناب ناپذیر است. (Merritt (1995 مقدار فرار آب معادل ۱۰-۵ درصد متوسط ورودی رودخانه را بحرانی ندانسته و معتقد است که سد در این حالت نیازمند درمان اساسی نمی‌باشد. هدف از این مطالعه، بررسی میزان نفوذپذیری توده های کارستی و درجه آب بندی آنها با استفاده از مطالعه لوگ گمانه‌ها بوده و در نهایت مقدار فرار آب ناشی از نفوذ آب مخزن آتی سد به داخل آهکها در دو حالت وجود جریان افشان و جریان مجرائی در توده های کارستی، محاسبه شده است.

**زمین شناسی و مشخصات سد میرزای شیرازی:**

سد میرزای شیرازی در تنگه کوار در بین دو تاقدیس کارستی سبزپوشان (ساحل چپ) و دالو-سفیدار (ساحل راست) و در ۷۰ کیلومتری جنوب غرب شیراز احداث می‌گردد. سنگ آهک متعلق به سازند آسماری قسمت عمده ارتفاعات دو جناح سد را تشکیل می‌دهد. همچنین دریاچه سد در بسیاری از نقاط ساحلی خود بویژه در محدوده محور سد در ساحل راست، در تماس مستقیم با این آهکها بوده و پتانسیل نفوذ آب به درون آهکها و فرار آب از مخزن وجود دارد. در محدوده کف مخزن سد، سازند نفوذ ناپذیر رازک به ضخامت تقریبی ۱۵۰ متر وجود داشته و بر روی آن رسوبات آبرفتی عهد حاضر وجود دارد که قسمت عمده این رسوبات نیز رسوبات دانه ریز دریاچه‌ای بوده و نفوذپذیری بسیار کمی دارد. همچنین سازند رازک در تکیه گاه چپ سد نیز روی آهکهای آسماری را پوشانده است و مانع از تماس مستقیم آب دریاچه سد با آهکها در این منطقه می‌شود. از نقطه نظر تکنیکی، تنگه کوار شدیداً تکتونیزه بوده و گسلها و درزه‌های فراوانی در آن وجود دارد. همچنین انحلال شدید آهکها، کارست نسبتاً پیشرفته‌ای را در محدوده سد بوجود آورده است که می‌توان به وجود حفرات انحلالی با ابعاد چندین متر و همچنین درزه‌های انحلالی با بازشدگی نسبتاً زیاد (بیش از ۲۰ سانتیمتر) اشاره کرد. سد میرزای شیرازی از نوع سنگریزه‌ای با رویه بتنی می‌باشد. طول تاج سد ۲۲۹ متر، تراز تاج سد ۱۶۶۹ متر، تراز رودخانه در محل سد ۱۶۰۸ متر و تراز نرمال مخزن ۱۶۶۰ متر می‌باشد. شکل (۱) نقشه زمین شناسی محدوده مخزن سد را نشان می‌دهد که در آن، محدوده گسترش مخزن در تراز نرمال آن بصورت خط چین مشخص شده است (مهندسین مشاور دز آب، ۱۳۷۳).

**روش مطالعه:**

به منظور بررسی آب بندی توده‌های کارستی محدوده مخزن و محور سد، ابتدا نفوذپذیری توده‌های کارستی برآورد گردید. به منظور تعیین مقدار نفوذپذیری در اعماق توده‌های کارستی محدوده سد، از لوگ گمانه‌های حفر شده در این محدوده استفاده شده و به منظور برآورد نفوذپذیری سطحی توده‌های کارستی نیز از نتایج آزمایش استوانه مضاعف در تاقدیسهای کارستی منطقه مورد مطالعه، استفاده گردید. سپس با توجه به سطحی از آهکها که در تراز نرمال سد در تماس مستقیم با آب دریاچه سد خواهند بود، مقدار فرار آب از مخزن در دو حالت وجود جریان افشان و جریان مجرائی در توده‌های کارستی منطقه برآورد گردید.



شکل ۱- نقشه زمین شناسی محدوده سد (مهندسین مشاور دزآب، ۱۳۷۳)

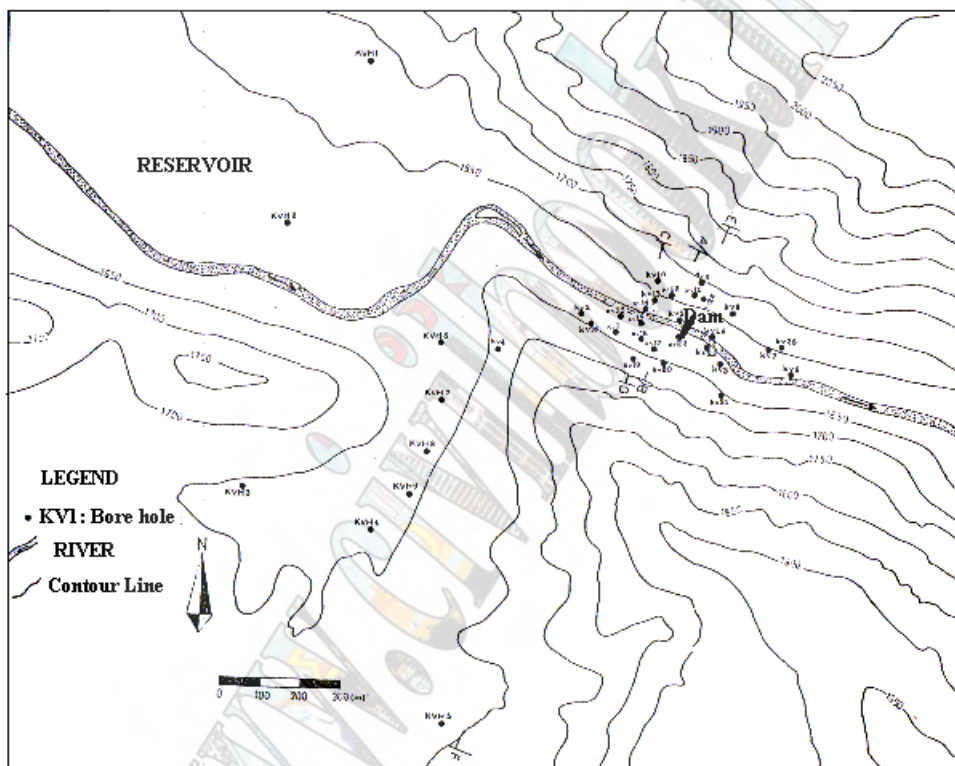
#### مطالعه لوگ گمانه‌های حفر شده:

برای تعیین نوع جریان در توده های کارستی، مقدار نفوذپذیری در اعماق مختلف و همچنین بررسی ارتباط و یا عدم ارتباط نفوذپذیری با عمق، لیتولوژی و موقعیت سطح آب زیرزمینی، لوگ کلیه گمانه های حفر شده در محدوده مخزن و محور سد بررسی گردید. این گمانه ها به تعداد ۳۸ عدد بوده که مشخصات آنها توسط مهندسین مشاور دزآب (۱۳۷۳) در جلد دوم گزارش زمین شناسی مهندسی و ژئوتکنیک ارائه شده است. شکل (۲) موقعیت این گمانه ها را در محدوده سد نشان می دهد. از آنجائیکه هدف اصلی در این مطالعه، بررسی آب بندی توده های کارستی بوده است، لذا مقادیر نفوذپذیری در سازند آسماری مورد توجه قرار گرفت اگرچه در سازند رازک نیز در بعضی از مناطق نفوذپذیری زیادی وجود دارد.

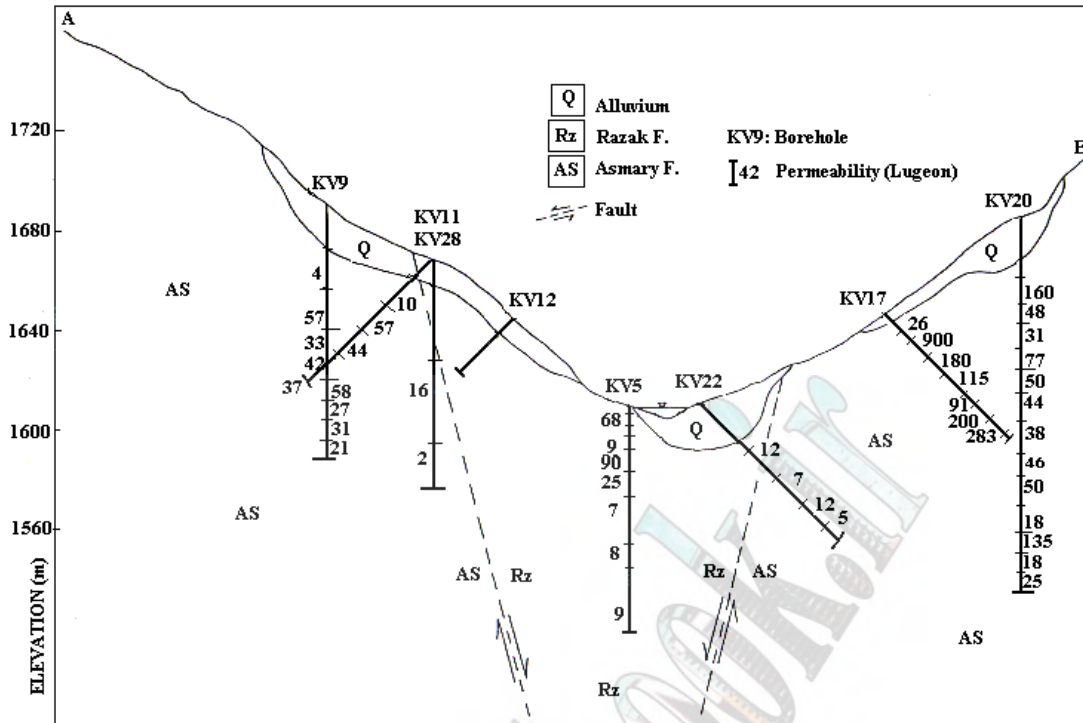
به منظور بررسی نفوذپذیری در اعماق مختلف، مقاطع AB و CD در امتداد محور سد تهیه شده و نفوذپذیری گمانه ها در اعماق مختلف بر حسب واحد لوژان بر روی آنها مشخص شده است. این مقاطع به ترتیب در شکل‌های (۳) و (۴) ارائه شده اند. در یک مقایسه کلی، مقدار نفوذپذیری در تکیه گاه راست سد بیشتر از تکیه گاه چپ آن می باشد. علت این امر آنست که در تکیه گاه راست سد به دلیل رخنمون آهک‌های آسماری و عدم وجود سازند غیر قابل نفوذ رازک بر روی آن، مقدار آب نفوذی به توده های کارستی، بیشتر از تکیه گاه چپ بوده و در نتیجه، انحلال و توسعه درز و شکافها و نهایتاً نفوذپذیری در آن بیشتر می باشد. در رابطه با افزایش نفوذپذیری سازند رازک در بعضی مناطق، به نظر می رسد که عوامل تکنیکی نقش عمده ای را داشته باشند چرا که انحلال آهک‌های مارنی این سازند با توجه به وجود رس و همچنین جریان کم آب در آنها، زیاد نمی باشد هر چند که نفوذ آب رودخانه (Percolation) در این سازند در درازمدت می تواند مقدار نفوذپذیری را تا حد قابل توجهی افزایش دهد که این امر در گمانه



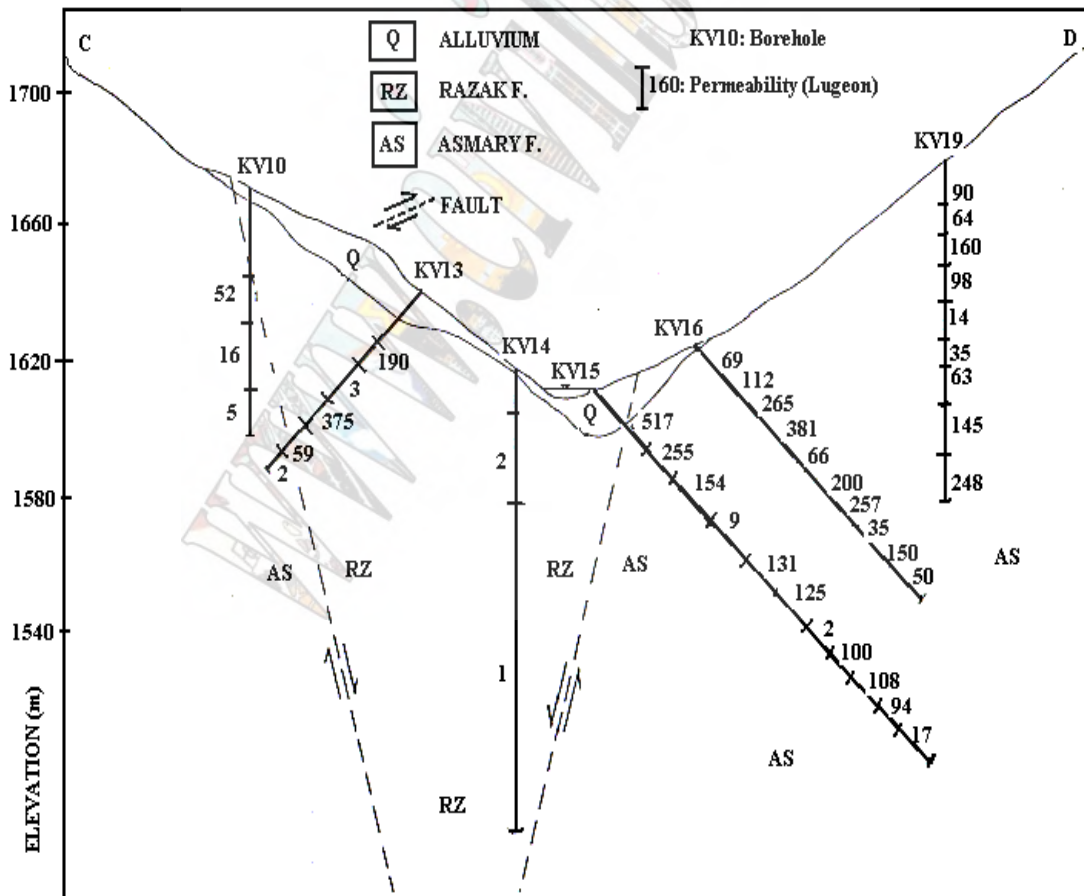
KV5 در محل رودخانه سد در شکل (۳) مشخص است. از نظر ارتباط نفوذپذیری با عمق، اگرچه از لحاظ آماری با افزایش عمق، بازشدگی درز و شکافها و در نتیجه، نفوذپذیری توده های سنگی کاهش می یابد ولی این امر در توده های کارستی به دلیل تاثیر توام و پیچیده عوامل متعدد بر روی انحلال و افزایش نفوذپذیری آنها، در همه نقاط صدق نمی کند و ممکن است که نفوذپذیری در عمق بسیار زیاد در یک گمانه بطور قابل توجهی افزایش یابد. این امر در گمانه KV19 در شکل (۴) به خوبی مشخص بوده بطوریکه مقدار نفوذپذیری در انتهای گمانه به حداکثر مقدار خود رسیده و برابر با ۲۴۸ لوژان می باشد که این امر کارآیی پرده های تزریق آویزان را در مناطق کارستی با خطر جدی مواجه می سازد. از طرفی استفاده از میانگین نفوذپذیری در مناطق کارستی اگرچه ممکن است در یک محدوده بسیار وسیع و در مقیاس



شکل ۲- موقعیت گمانه های محدوده سد (مهندسین مشاور دزآب، ۱۳۷۳)



شکل ۳- مقطع AB به همراه مقدار نفوذپذیری در گمانه‌ها (مهندسین مشاور دزآب، ۱۳۷۳)



شکل ۴- مقطع CD به همراه مقدار نفوذپذیری در گمانه‌ها (مهندسین مشاور دزآب، ۱۳۷۳)

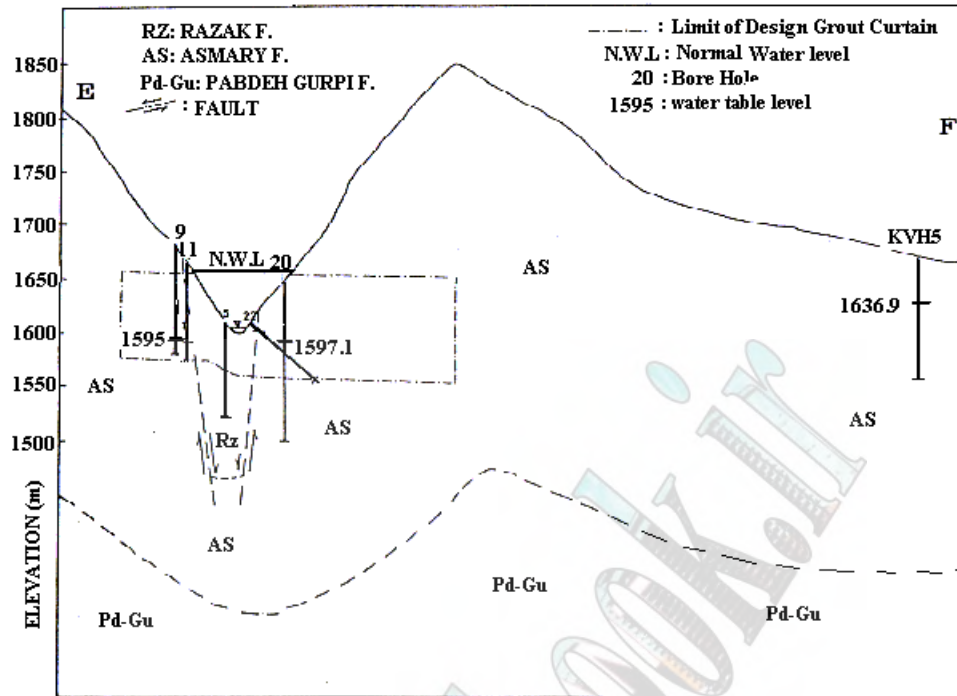
ناحیه ای کارآیی لازم را داشته باشد ولی در مقیاس محدوده مخازن سدها، آنهم جهت بررسی آب بندی توده های کارستی معقول نمی باشد چرا که ممکن است وجود یک مجرا با نفوذپذیری بالا در داخل یک توده ضخیم از آهکهای فاقد درز و شکاف باعث فرار آب قابل توجهی شود در حالیکه با میانگین گیری در کل توده کارستی و برآورد نفوذپذیری کم در آن، مشکل فرار آب در آن محدوده کم رنگ جلوه کند. به عنوان مثال در این مطالعه، مقدار حداکثر نفوذپذیری در بعضی از گمانه ها بیش از ده برابر مقدار متوسط آنها بوده و به همین جهت در مطالعه آب بندی مخازن سدها بایستی توجه خاصی به مقادیر حداکثر نفوذپذیری و اعماق مربوط به آنها شود.

بررسی لوگ کلیه گمانه ها نشان می دهد که هیچ کدام از گمانه ها به حفرات و مجاری کارستی بزرگی در عمق برخورد نکرده اند و در نتیجه، نبود مغزه حفاری (Core loss) در آنها مشاهده نمی گردد. ولی با توجه به دلایل زیر نمی توان عدم وجود مجاری کارستی در اعماق و همچنین عدم وجود جریان مجرائی در توده های کارستی منطقه را نتیجه گیری نمود:

الف- تعداد گمانه ها نسبت به کل محدوده کارستی بسیار کم بوده و از نظر آماری، احتمال برخورد این تعداد معدود گمانه آنهم با قطر و عمق کم، به مسیر کانالیزه اصلی کم است چون در آهکهای کارستی، جریان در یک یا چند مجرای اصلی کانالیزه شده و مجرائی با قطر یک متر می تواند به راحتی یک متر مکعب در ثانیه آب را عبور دهد.

ب- اگرچه در گمانه ها حفرات و مجاری کارستی دیده نشده است ولی نفوذپذیری در بعضی قسمتها در تکیه گاه راست سد بسیار زیاد بوده و به بیش از ۲۰۰۰ لوژان نیز می رسد که این امر نشانگر حرکت سریع آب می باشد. به نظر می رسد که چون یک یا چند مجرای بزرگ، جریان را کانالیزه می کنند، آبهای بارندگی به داخل آهک نفوذ کرده و در مسیر خود انحلال را صورت داده و باعث افزایش نفوذپذیری شده است و گرنه اگر جریان بصورت افشان (Diffuse flow) باشد معمولاً نفوذپذیری نمی تواند تا این حد افزایش یابد.

به منظور بررسی موقعیت سطح آب زیرزمینی قبل از احداث سد، مقطع EF در امتداد محور سد رسم گردید که در شکل (۵) ارائه شده است. همانطور که در شکل (۵) مشخص می باشد، در شرایط فعلی، تراز سطح آب زیرزمینی در گمانه KVH5 برابر با ۱۶۳۶/۹ متر می باشد که نسبت به تراز رودخانه (۱۶۰۸ متر) بالاتر بوده و گرادیان آب زیرزمینی به سمت مخزن می باشد ولی پس از آبگیری سد تا تراز ۱۶۶۰ متر، ملاحظه می گردد که این گرادیان معکوس شده و جهت جریان آب زیرزمینی از مخزن به جناحین سد می باشد بدین ترتیب احتمال فرار آب از مخزن سد پس از آبگیری وجود دارد. همچنین پرده تزریق طراحی شده آویزان بوده (شکل ۵) و از جناحین به لایه های غیر قابل نفوذ محدود نمی گردد بنابراین، احتمال فرار آب از زیر و طرفین پرده تزریق وجود دارد.



شکل ۵- موقعیت سطح آب زیرزمینی به همراه محدوده پرده تزریق طراحی شده (مهندسین مشاور دز آب، ۱۳۷۳)

### محاسبه حجم آب نفوذی در آهکهای مخزن:

با توجه به خردشدگی شدید و نفوذپذیری بسیار زیاد توده های کارستی مخزن بویژه در ساحل راست سد و همچنین تماس مستقیم آب دریاچه سد با این آهکها، نفوذ آب به درون آنها و فرار آب از مخزن حتمی می باشد. شکل (۶) محدوده مخزن سد به همراه آهکهای غرقابی در مخزن را نشان می دهد. با توجه به شکل (۶) حدود ۹۱ درصد از آهکهایی که در ارتباط مستقیم با دریاچه سد در تراز نرمال آن هستند در عمق کمتر از ۱۵ متری دریاچه واقع می شوند در حالیکه حدود ۳ درصد از آهکها در عمق ۱۵ تا ۳۰ متر و ۶ درصد از آنها در عمق بین ۳۰ تا ۴۵ متر قرار می گیرند که دو گروه اخیر در ساحل راست و در نزدیکی محور سد قرار دارند. بنابراین عمده ترین مشکل در مورد فرار آب، مربوط به آهکهای نزدیک محور سد در ساحل راست می باشد چرا که این آهکها در عمق زیادی از دریاچه قرار گرفته و علاوه بر ارتفاع زیاد آب بر روی آنها، در تمام فصول سال نیز زیر آب بوده و به همین دلیل دسترسی به آنها و درمان مجدد آنها مشکلات و هزینه زیادی را در بر خواهد داشت. البته بایستی توجه داشت که به دلیل ضخامت زیاد ستون آب بر روی این آهکها و همچنین احتمال وجود حفرات و مجاری کارستی بزرگ در آنها با استناد به مقادیر بسیار بالای نفوذپذیری، خطر ریزش و شکست ناگهانی آهکها و ایجاد آبفروچاله (Sink hole) در آنها بسیار جدی بوده و به همین دلیل بایستی با انجام مطالعات کافی در این منطقه از وجود و یا عدم وجود مجاری کارستی بزرگ در اعماق نزدیک به سطح زمین و درجه پایداری آنها اطمینان حاصل نمود.

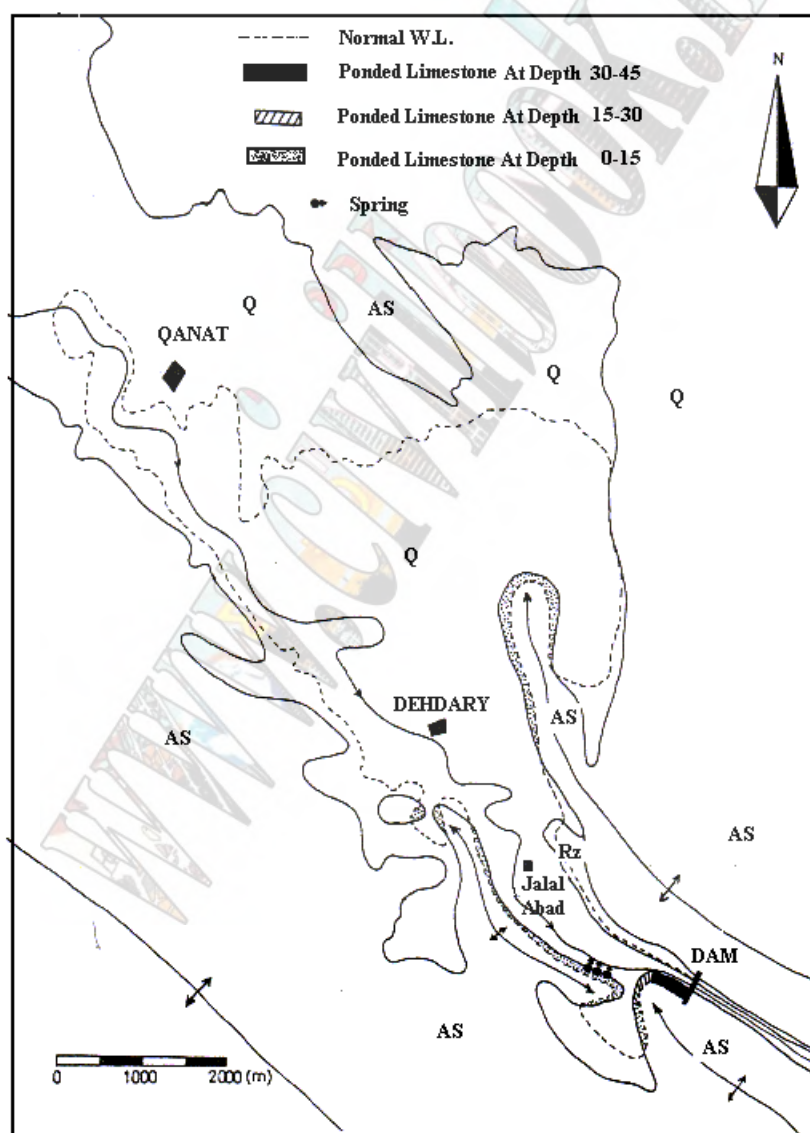
### محاسبه مقدار فرار آب از مخزن با فرض جریان افشان (Diffuse flow)

فرض وجود جریان افشان در آهکهای منطقه بدین معنی است که بازشدگی درز و شکافها زیاد نبوده و در نتیجه سرعت جریان آب در آنها کم بوده و در واقع جریان از نوع ورقه ای (Laminar flow) می باشد. از طرف دیگر، پراکندگی و گسترش درز و شکافها را در محدوده مورد مطالعه همگن فرض کرده و نفوذپذیری را در جهات مختلف یکسان در نظر می گیریم. بنابراین با این فرضیات می توان قانون داری (رابطه-۱) را به منظور محاسبه دبی عبوری از محور سد بکار برد. پس از احداث سد و آبنگیزی مخزن، سفره آب زیرزمینی موجود در منطقه از طریق درز و شکافهای موجود در آهکها تغذیه شده و سطح آب زیرزمینی به تدریج بالا می آید تا نهایتاً در تراز حداکثر برابر با تراز نرمال دریاچه سد (۱۶۶۰ متر) قرار گیرد. در اینحالت اولاً سطحی از آهکهای

موجود در مقطع محور سد که قبلاً هیچ گونه آبی از آن عبور نمی کرد هم اکنون به علت بالا آمدن سطح آب زیرزمینی، در انتقال آب به مناطق پایین دست شرکت می کند (افزایش سطح مقطع عبور آب) ثانیاً در اثر افزایش گرادیان هیدرولیکی ناشی از آنگیری مخزن نیز مقدار آب بیشتری از سطح مقطع فعلی عبور می نماید (افزایش گرادیان هیدرولیکی). قانون داری بصورت زیر بیان می گردد:

$$Q = K.A.I \quad (1)$$

در رابطه (۱)،  $Q$ ، دبی آب عبوری از سطح مقطع  $A$  از آبخوان بوده که در انتقال آب نقش داشته باشد. ضریب  $K$ ، هدایت هیدرولیکی متوسط منطقه بوده و  $I$  گرادیان هیدرولیکی آب زیرزمینی در مقطع مورد مطالعه



شکل ۶- محدوده گسترش مخزن به همراه آهکهای غرقابی (مهندسین مشاور دز آب، ۱۳۷۳)



می باشد. به منظور تعیین  $K$ ، از میانگین نفوذپذیری در سازند آسماری در کلیه گمانه ها استفاده گردید. از آنجائیکه مقدار نفوذپذیری بر حسب لوژان بوده است با استفاده از رابطه زیر که توسط Milanovic (1981) ارائه شده است مقدار هدایت هیدرولیکی بر حسب متر بر ثانیه بدست می آید:

$$K = 1.7 \times 10^{-7} q(lu) \quad (2)$$

در رابطه (۲)،  $K$  هدایت هیدرولیکی بر حسب متر بر ثانیه و  $q$  تراوایی ویژه بر حسب لوژان می باشد. به منظور محاسبه مقدار دبی عبوری از محور سد ناشی از افزایش سطح مقطع عبور آب ( $Q_1$ ) ابتدا پارامترهای معادله داری در منطقه برآورد گردید. به منظور تعیین  $K$ ، از میانگین نفوذپذیری در قسمت بالای سطح آب زیرزمینی در سازند آسماری در کلیه گمانه ها استفاده گردید. همچنین جهت تعیین سطح مقطع اضافه شده که پس از آبیگری سد در عبور آب از محور سد دخالت دارد، با استفاده از مطالعه عکسهای هوایی، نقشه های زمین شناسی و بررسیهای صحرایی و هیدروژئولوژیکی، یک مقطع عرضی (Cross Section) در محور سد تهیه شده و موقعیت سطح آب زیرزمینی در شرائط فعلی و شرائط پس از آبیگری سد بر روی آن مشخص گردید. سپس سطح بین این دو موقعیت آب زیرزمینی در مقطع محور سد مد نظر قرار گرفت. گرادیان هیدرولیکی پس از آبیگری مخزن نیز با استفاده از اختلاف ارتفاع تراز نرمال (۱۶۶۰ متر) و ارتفاع چشمه ای در یک کیلومتری پایین دست سد (۱۵۹۰ متر) برابر با ۰/۰۷ محاسبه گردید.

مقدار آب عبوری از محور سد ناشی از افزایش سطح مقطع عبور آب پس از آبیگری مخزن برابر است با:

$$Q_1 = K.A.I = 2.38 \times 10^{-5} (m/s) \times 32.95 \times 10^4 (m^2) \times 0.07 = 550 \text{ lit/s}$$

برای محاسبه مقدار آب عبوری از محور سد ناشی از افزایش گرادیان هیدرولیکی پس از آبیگری مخزن ( $Q_2$ ) بایستی ابتدا مقدار آب عبوری از سطح مقطع فعلی را با توجه به گرادیان هیدرولیکی در شرائط فعلی ( $I_1$ ) و شرائط پس از آبیگری مخزن ( $I_2$ ) محاسبه کرده و اختلاف این دو مقدار را مورد توجه قرار داد. بدین منظور بایستی سطح مقطع فعلی عبور آب و هدایت هیدرولیکی متوسط در این سطح را برآورد نمود. در این مطالعه با توجه به بررسی نفوذپذیری گمانه های احداثی، عمق هوازدگی و انحلال آهکها در زیر سطح آب زیرزمینی تقریباً ۱۵۰ متر در نظر گرفته شد و سپس سطح مقطع موجود در بین سطح آب زیرزمینی تا عمق ۱۵۰ متر مد نظر قرار گرفت. همچنین مقدار متوسط نفوذپذیری در زیر سطح آب زیرزمینی در سازند آسماری حدود ۲۰ لوژان بوده که برابر با ۰/۰۰۰۰۰۳۴ متر بر ثانیه می باشد. حال با توجه به اختلاف گرادیان هیدرولیکی ( $I_2 - I_1$ ) می توان مقدار آب عبوری از محور سد ناشی از افزایش گرادیان هیدرولیکی ( $Q_2$ ) را برآورد نمود:

$$Q_2 = K.A(I_2 - I_1) = 3.4 \times 10^{-6} (m/s) \times 8 \times 10^5 (m^2) (0.07 - 0.015) = 150 \text{ lit/s}$$

در نهایت، مقدار کل آب عبوری از محور سد در نتیجه احداث مخزن با فرض وجود جریان افشان برابر است با:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 550 + 150 = 700 \text{ lit/s}$$

میانگین ۶۵ ساله دبی رودخانه قره آغاج برابر با ۷/۲۰۹ متر مکعب در ثانیه می باشد (مهندسین مشاور دز آب، ۱۳۷۳). ملاحظه می گردد که مقدار فرار آب در حالت وجود جریان افشان کمتر از ۱۰ درصد متوسط ورودی رودخانه می باشد بنابراین سد در این حالت نیازمند درمان اساسی نبوده و از آب بندی نسبتاً خوبی برخوردار است.

### برآورد مقدار فرار آب از مخزن در حالت جریان مجرائی (Conduit flow)

با استناد به نتایج حاصل از مطالعه بیلان آبخوانهای کارستی (رئسی و رجائی، ۱۳۷۸) و مطالعه لوگ گمانه‌های احداثی در محدوده مخزن و محور سد، وجود جریان مجرائی در محدوده سد محرز می‌باشد. برای محاسبه مقدار آب عبوری از محور سد در این حالت بایستی ابتدا سطحی از آهکها که با دریاچه آبی سد در تماس بوده و غرقاب می‌شوند اندازه‌گیری شود. با استفاده از نقشه زمین شناسی ۱:۱۰۰۰۰ محدوده مخزن سد که توسط مهندسین مشاور دز آب تهیه شده است، مشخص می‌گردد که حدود ۵۲ هکتار از آهکهای مخزن در تماس مستقیم با آب دریاچه سد قرار خواهند گرفت. موقعیت این آهکها در شکل (۶) مشخص شده است. در مرحله بعد، بایستی مقدار نفوذ پذیری سطحی در این آهکها مشخص گردد. بدین منظور از مطالعات رهنمائی (۱۳۷۳) استفاده شده است. رهنمائی با انجام آزمایش نفوذ توسط استوانه در آهکهای تاق‌دیس سبزپوشان و چند تاق‌دیس کارستی مجاور دیگر، مقدار نفوذ پایه را برابر با ۳۵ میلی متر بر ساعت بدست آورد که این مقدار نفوذ، با وجود ارتفاع آب ۲۰ سانتیمتر در استوانه‌ها اندازه‌گیری شده است. نکته مهم آنست که با افزایش ضخامت ستون آب، مقدار نفوذپذیری نیز افزایش می‌یابد. در این مطالعه به منظور برآورد حجم آب نفوذی در آهکها، مقدار نفوذ برابر با ۳۵ میلی متر در ساعت در نظر گرفته شده است و بایستی توجه گردد که این مقدار نفوذ، حداقل بوده و در مخزن سد با توجه به ضخامت زیاد ستون آب در روی آهکها (چندین متر) مقدار نفوذ، بیش از این مقدار می‌باشد. در ضمن فرض شده که نفوذ آب فقط بصورت افشان است و آب از طریق آبروچاله و یا شکافهای بزرگ وارد آهک نمی‌گردد. در نهایت، با توجه به مقادیر سطح آهکهای داخل مخزن (A) و نفوذ پایه (I) مقدار دبی نفوذی در آهکها (Q) محاسبه شده که برابر است با:

$$Q = A.I = 52 \times 10^4 (m^2) \times \frac{35 \times 10^{-3} (m/hr)}{3600} = 5.056 m^3/s$$

همانطور که ملاحظه می‌گردد، مقدار فرار آب با فرض وجود جریان مجرائی حداقل برابر با ۵/۰۵۶ متر مکعب بر ثانیه بوده که این مقدار بیش از ۷۰ درصد متوسط دبی رودخانه می‌باشد. به منظور تعیین قطر مجرای معادلی که این مقدار آب را می‌تواند از خود عبور دهد با استفاده از مطالعات (Lauritzen et al (1985) مشخص گردید که مجرائی با قطر ۱/۵۲ متر می‌تواند این مقدار آب را از خود عبور دهد که وجود این مجرا در توده‌های کارستی منطقه با نفوذپذیری بسیار بالا امری دور از انتظار نمی‌باشد.

### نتیجه گیری:

شرایط زمین شناسی و هیدروژئولوژیکی محدوده سد میرزای شیرازی و نتایج آزمایش نفوذپذیری در گمانه‌ها، نشانگر وجود جریان مجرائی در محدوده سد می‌باشد. وجود جریان مجرائی در محدوده سد موجب تراوش آب قابل ملاحظه‌ای از مخزن می‌شود. بنابراین پیشنهاد می‌گردد که محدوده‌ای از سد که امکان جریان مجرائی در آن وجود دارد بررسی بیشتری شده و روشهای آب بندی سد طوری انتخاب گردد که آب از طریق مجاری به مناطق پائین دست انتقال نیابد.

### سپاسگزاری:

از مسئول دانشگاه شیراز بخصوص مدیریت دانشکده علوم و بخش زمین شناسی که امکانات لازم را جهت این مطالعه فراهم نمودند سپاسگزارم. از جناب آقای دکتر ملک زاده ریاست محترم کمیته فنی سد سازی سازمان آب منطقه‌ای فارس و جناب آقای مهندس بهروز یفر کارشناس عالی آبهای زیرزمینی سازمان آب منطقه‌ای فارس به جهت در اختیار گذاشتن گزارشات و اطلاعات لازم و برخورداری از راهنماییهایشان سپاسگزارم. در پایان از جناب آقای دکتر منعم ریاست محترم دفتر استانداردهای مهندسی آب کشور که امکانات تدوین این مقاله را فراهم نمودند سپاسگزارم.

## مراجع و منابع:

۱. رهنمائی، م (۱۳۷۳) " بررسی پدیده نفوذ و رواناب در سنگهای کربناته کارستی "، پایان نامه کارشناسی ارشد، بخش زمین شناسی، دانشگاه شیراز.
۲. رئیسی، ع و رجائی، ا (۱۳۷۸) " برآورد مقدار آب عبوری احتمالی از محور سد میرزای شیرازی با استفاده از بیلان آبخوان کارستی "، مجموعه مقالات اولین کنفرانس زمین شناسی مهندسی و محیط زیست، دانشگاه تربیت معلم. مهرماه ۱۳۷۸
۳. مهندسین مشاور دزآب (۱۳۷۳) " مطالعات طرح سد مخزنی میرزای شیرازی، مرحله دوم، گزارش زمین شناسی مهندسی و ژئوتکنیک، جلد اول و دوم".
۴. مهندسین مشاور دزآب (۱۳۷۳) " طرح سد مخزنی میرزای شیرازی، مرحله دوم، گزارش هیدرولوژی، جلد دوم".
5. Knill, J.L., (1972). "Assessment of reservoir feasibility". Quart. J. Eng. Geol. Vol. 4, PP. 355-372.
6. Lauritzen, S.E., Abbott, J., Arnesen, R., Crossley, G., Grepperud, D., Ive, A. And Johnson, S., (1985). "Morphology and hydraulics of an active phreatic conduit". Cave Science, Vol. 12, No. 4.
7. Merritt, A.H., (1995). "Geotechnical aspects of the design and construction of dams and pressure tunnels in soluble rocks". Karst Geohazards, Beck(ed.), Balkema, Rotterdam, PP. 3-7.
8. Milanovic, P.T., (1981). **Karst hydrogeology**. Colorado:Water Resources pubs.

## بررسی وضعیت فرسایش و رسوبگذاری در سد زاینده رود

مسعود گودرزی<sup>۱</sup>

### چکیده:

امروزه در پروژه های استفاده از منابع آب و طراحی سازه های آبی و بهینه نمودن بهره برداری از مخازن به مسئله رسوبگذاری و عواقب ناشی از آن اهمیت ویژه ای داده می شود و در مطالعات مربوط به اثرات محیطی مخازن این فاکتور در اولویت خاص قرار می گیرد. پدیده رسوبگذاری در مخازن سدها، مهمترین عامل تهدید کننده سرمایه گذارهای عظیم در پروژه های آبی می باشد و علاوه بر کاهش بازده سرمایه، محدودیتهای، مشکلات و مصائب دیگری از جمله کاهش حجم ذخیره آبی مخزن، مواجهه با کمبود آب مورد نیاز کشاورزی و صنعت و افزایش خطر طغیانها در نواحی علیای مخزن، آسیب بر روی تأسیسات مخزن از جمله تخلیه کننده های تحتانی و بسیاری موارد از این قبیل را به دنبال دارد. فرسایش و انتقال مواد رسوبی تحت شرایط بخصوصی انجام می گیرد، لذا بایستی عوامل مؤثر در این فرآیند شناخته شود. بعلاوه تکنیکهای جدید و طرح و ساخت منابع آبی و نحوه بهره برداری از تأسیسات آبی که با سرمایه های زیادی ایجاد شده نیز می تواند در امر کنترل مستقیم و غیرمستقیم فرسایش و رسوبگذاری مؤثر واقع شود. این امر نهایتاً به حفظ منابع آب و خاک کشور، صرفه جوئی در منابع مالی و سرمایه گذاری و بهبود وضع مردم نواحی مختلف می انجامد. تخریب مخصوص متوسط سالیانه در نواحی شمال کشور در حدود ۱۰۰ تن در کیلومتر مربع در سال بوده است درحالیکه این رقم در مناطق نیمه خشک کشور در حدود ۶۰۰ تا ۸۰۰ تن در کیلومتر مربع در سال برآورد شده است. وقتی سدی بر روی رودخانه ای احداث می شود مخزنی تشکیل می گردد و خصوصیات هیدرولیکی جریان آب و ظرفیت حمل رسوب تغییر کرده و سرعت آب ورودی به مخزن بعلاوه افزایش سطح مقطع کاهش یافته و در نتیجه قسمت عمده رسوبات حمل شده بوسیله آب، در ابتدای ورود به مخزن ته نشین می شود. شناخت این پدیده با توجه به چگونگی جریان حمل رسوبات در طراحی مخازن سدها لازم می باشد. در این تحقیق از مدل شبیه سازی HEC-6 بمنظور برآورد میزان کنش و رسوبگذاری در زاینده رود استفاده شده است. سپس داده های مدل با مقادیر اندازه گیری شده توسط سازمان آب منطقه ای مقایسه شده است تا کارآئی مدل در تخمین مقادیر رسوب کنترل شود.

<sup>۱</sup> عضو هیأت علمی مرکز تحقیقات حفاظت خاک و آبخیزداری کشور - aquasoil@neda.net.ir

## مقدمه

پدیده رسوبگذاری در مخازن سدها، مهمترین عامل تهدید کننده سرمایه گذارهای عظیم در پروژه های آبی می باشد و علاوه بر کاهش بازده سرمایه، محدودیتهای، مشکلات و مصائب دیگری از جمله کاهش حجم ذخیره آبی مخزن، مواجهه با کمبود آب مورد نیاز کشاورزی و صنعت و افزایش خطر طغیانها در نواحی علیای مخزن، آسیب بر روی تأسیسات مخزن از جمله تخلیه کننده های تحتانی و بسیاری موارد از این قبیل را به دنبال دارد. امروزه در پروژه های استفاده از منابع آب و طراحی سازه های آبی و بهینه نمودن بهره برداری از مخازن به مسئله رسوبگذاری و عواقب ناشی از آن اهمیت ویژه ای داده می شود و در مطالعات مربوط به اثرات محیطی مخازن این فاکتور در اولویت خاص قرار می گیرد. میزان فرسایش و رسوبدهی سالانه یک حوزه بستگی به عوامل مختلفی چون اقلیم، توپوگرافی، زمین شناسی و خاک، وضعیت پوشش گیاهی و نحوه بهره برداری از اراضی دارد و بیشترین میزان تخریب مخصوص در مناطقی دیده می شوند که دارای اقلیم نیمه خشک هستند، اقلیمی که قسمت زیادی از کشور ما را می پوشاند. در این نوع مناطق، بارندگی برای شستن و حمل مواد کافی می باشد. در مناطق خشک و بیابانی، تخریب مخصوص به علت کاهش بارندگی کمتر بوده و بتدریج توسط فرسایش بادی جایگزین می گردد و در مناطق نیمه مرطوب و مرطوب، افزایش بارندگی باعث رشد و توسعه سریع گیاهان شده که خود کنترل کننده فرسایش می باشد. فرسایش و انتقال مواد رسوبی تحت شرایط بخصوصی انجام می گیرد، لذا بایستی عوامل مؤثر در این فرآیند شناخته شود. بعلاوه تکنیکهای جدید و طرح و ساخت منابع آبی و نحوه بهره برداری از تأسیسات آبی که با سرمایه های زیادی ایجاد شده نیز می تواند در امر کنترل مستقیم و غیرمستقیم فرسایش و رسوبگذاری مؤثر واقع شود. این امر نهایتاً به حفظ منابع آب و خاک کشور، صرفه جوئی در منابع مالی و سرمایه گذاری و بهبود وضع مردم نواحی مختلف می انجامد.

## بررسی منابع

مطالعات و بررسیهای مهدوی ( ) نشان داده است که تخریب مخصوص متوسط سالیانه در نواحی شمال کشور در حدود ۱۰۰ تن در کیلومتر مربع در سال بوده است در حالیکه این رقم در مناطق نیمه خشک کشور در حدود ۶۰۰ تا ۸۰۰ تن در کیلومتر مربع در سال برآورد شده است ( ). بدیهی است ارقام فوق در شرایط متوسط، مخصوصاً از نظر زمین شناسی بوده و در حوزه هائیکه دارای سطح وسیعی از مارنهای گچی و نمکی و یا شیل می باشند، تخریب مخصوص بمراتب زیادتر از مقادیر ذکر شده است. در مناطق بیابانی مانند کاشان، یزد و قم، فرسایش آبی محدود گشته و بتدریج با فرسایش بادی جایگزین می گردد. فلمینگ در سال ۱۹۶۹ با بررسی آمار رسوب معلق ۲۵۰ حوزه از سراسر دنیا، معادله زیر را بدست آورد که برای حوزه های فاقد آمار نیز می تواند بکار رود و تا حدودی فرسایش را مشخص سازد. البته در این معادله تنها دبی متوسط سالیانه و وضعیت تقریبی پوشش گیاهی ملحوظ شده است ( ). فرمول فلمینگ بصورت زیر بیان می شود:

$$Q_s = \alpha Q^n$$

## معادله شماره ۱

که در آن  $Q_s$  = وزن بار معلق بر حسب تن در سال

$Q$  = دبی متوسط سالانه بر حسب متر مکعب در ثانیه

و مقادیر  $\alpha$  و  $n$  از جدول زیر بدست می آید:

مقدار $\alpha$	مقدار $n$	نوع پوشش گیاهی
۴۰۰۰	۱/۰۲	جنگل مخلوط پهن برگ و سوزنی برگ
۵۹۰۰۰	۰/۸۲	جنگل سوزنی برگ با مراتع انبوه
۱۷۷۰۰۰	۰/۶۵	مراتع تنک همراه با بوته های خار
۴۴۶۰۰۰	۰/۷۲	مناطق بیابانی و فقیر از پوشش گیاهی

## جدول شماره ۱، مقادیر ضرایب در فرمول فلمینگ



پیش از آنکه به وضعیت رسوبگذاری در مخازن آبی پردازیم لازم است اصطلاحات و عوامل مؤثر در این امر بطور خلاصه ارائه گردد:

- ۱) **بار رسوبی:** به مقدار کل مواد حاصل از فرسایش اعم از بار معلق و بارکف یا مواد حاصل از فرسایش که از جای خود حرکت نموده و در مسیر رودخانه به حوزه یا محل کنترل شده ای مانند مخزن سد می رسد، اطلاق می شود.
- ۲) **نرخ تولید رسوب:** بار رسوبی بسته به سطح حوزه تغییر می کند و برای اینکه بتوان ارقام قابل مقایسه ای تهیه نمود، معمولاً مقدار بار رسوبی در واحد سطح حوزه را تعیین می نمایند. لذا بار رسوبی در واحد سطح با حوزه دیگر قابل مقایسه می باشد. محاسبه بار رسوبی در واحد سطح را اصطلاحاً "نرخ تولید رسوب" می نامند.
- ۳) **نسبت تخلیه رسوب:** نسبت بین مقدار بار رسوبی به مقدار کل رسوب در حوزه آبریز را نسبت تخلیه رسوب می نامند.
- ۴) **ضریب ماند رسوب:** از مقادیر بار رسوب ورودی به مخزن سد و بخشی که در داخل مخزن سد می ماند، نتیجه می شود و لذا مابقی رسوب توسط جریان خروجی از سد عبور می کند. توانائی هر مخزن برای گیر انداختن رسوب، بصورت ضریب ماند رسوب که عبارت از درصدی از باررسوبی است را نشان می دهد. این ضریب تحت تأثیر عوامل مختلف از جمله مدت زمان توقف آب گل آلود در مخزن، نسبت بین حجم مخزن به حجم آب ورودی سالیانه، قطر ذرات، شکل مخزن، نحوه مدیریت و بهره برداری از سدها و... می باشد.

### رسوبگذاری در مخازن سدها

وقتی سدی بر روی رودخانه ای احداث می شود مخزنی تشکیل می گردد و خصوصیات هیدرولیکی جریان آب و ظرفیت حمل رسوب تغییر کرده و سرعت آب ورودی به مخزن بعلاوه افزایش سطح مقطع کاهش یافته و در نتیجه قسمت عمده رسوبات حمل شده بوسیله آب، در ابتدای ورود به مخزن ته نشین می شود. شناخت این پدیده با توجه به چگونگی جریان حمل رسوبات در طراحی مخازن سدها لازم می باشد. امروزه بسیاری از سدهای بزرگ دنیا را برای ۱۰۰ سال بهره برداری، طوری طراحی می نمایند که با وجود تجمع رسوب در مخزن آنها ذخیره کافی برای آب داشته باشند. در حال در سدهای چند منظوره، محاسبه ته نشینی رسوبات جزء لاینفک محاسبات ذخیره و کنترل آب مخزن می باشد. طبق مطالعاتی که در دنیا برای مخازن مختلف انجام شده بسیاری از سدهای هندوستان سالانه ۱ درصد از ظرفیت خود را از دست می دهند. در حالیکه در بعضی دیگر از آنها، کاهش ظرفیت سالانه برابر ۲ درصد حجم کل مخزن است. اندازه گیریهای رسوب در مخزن سد لتیان نشان داده است که سالیانه بطور متوسط  $1/60$  میلیون متر مکعب رسوب وارد آن شده که  $1/24$  میلیون مترمکعب آن در سد باقی مانده و بقیه از طریق دریچه های مختلف سد تخلیه می گردند و در نتیجه این سد درحال حاضر، سالانه حدود  $1/3$  درصد از ظرفیت خود را از دست می دهد. میزان کاهش حجم مخزن در سد سفیدرود سالانه حدود ۴۰ میلیون مترمکعب است، در حالیکه حجم اولیه آن  $1/7$  میلیارد مترمکعب بوده است و در فاصله کوتاهی (کمتر از ۲۵ سال) این ظرفیت به حدود نصف رسیده است و در حال حاضر چندین سال است که وزارت نیرو با عمل شاس رسوب روند رسوبگذاری در آنرا کند نماید. در عمل شاس، سعی می شود قسمتی از رسوب ته نشین شده در مخزن توسط سیلابهای طبیعی یا ساختگی تخلیه گردد ( ). میزان رسوب ورودی، ضریب رسوبگذاری و وزن مخصوص ذرات از عواملی هستند که کاهش حجم مخزن را مشخص می سازند. علاوه بر کاهش ظرفیت مخازن که مسئله اصلی سدها می باشد، رسوبگذاری در مخازن مسائل جنبی دیگری را نیز بوجود می آورند که عبارتند از:

- ایجاد شرایط فرسایش بادی در طول ساحل و ناحیه دلتا مانند آنچه در در منطقه سیاهپوش در ناحیه منجیل مشاهده می گردد.
- گل آلود ماندن آب به مدت طولانی.
- خسارت به تأسیسات سد شامل دریچه ها و توربینها و تخریب در پایاب سد و رسوبگذاری در کانالها و از بین بردن آبریان مانند آنچه در هنگام شاس رسوب در سفیدرود دیده می شود.

بمنظور حضور ذهن، مشخصات هیدرولوژیکی سدهای مهم مخزنی ایران در جدول شماره ۲ آمده است بدین ترتیب امکان مقایسه بزرگی و اهمیت رسوبگذاری در مخزن سد زاینده رود بوجود می آید.

نام سد	نام رودخانه	وسعت حوزه (KM <sup>2</sup> )	حجم متوسط آب ورودی (میلیون M <sup>3</sup> )	گنجایش اولیه مخزن اولیه (میلیون M <sup>3</sup> )	حجم آب قابل تنظیم (میلیون M <sup>3</sup> )	ظرفیت کل M <sup>3</sup> /S	نسبت حجم تخلیه سیلاب به حجم آب ورودی سالانه
سفیدرود	سفیدرود	۵۶۲۰۰	۵۲۳۰	۱۸۰۰	۴۵۰۰	۶۰۰۰	۰/۳۴
امیرکبیر	کرج	۸۵۰	۴۵۰	۲۰۵	۴۰۰	۱۴۵۰	۰/۴۵
لتیان	جاجرود	۷۱۰	۲۳۰	۹۵	۲۴۵	۱۷۵۰	۰/۲۹
دز	دز	۱۷۴۳۰	۷۵۰۰	۳۴۴۰	۶۹۴۰	۶۰۰۰	۰/۴۶
شهید عباسپور	کارون	۲۶۰۰۰	۱۱۰۰۰	۳۹۰۰	۹۲۶۰	۱۶۲۰۰	۰/۳۵
لار	لار	۷۷۰	۳۸۰	۹۶۰	۴۳۰	۱۷۰۰	۲/۵۲
زاینده رود	زاینده رود	۴۲۰۰	۱۰۰۰	۱۴۵۰	۱۲۰۰	۱۸۸۰	۱/۴۵
درودزن	کر	۴۲۵۰	۶۳۵	۹۹۳	۴۳۳	۴۱۰۰	۱/۵۶

جدول شماره ۲، مشخصات هیدرولوژیکی سدهای مهم مخزنی ایران (۵)

### وزن مخصوص رسوبات و اثر آن در عمر مفید سدها

میزان متراکم شدن رسوبات در مخازن سدها بطور قابل ملاحظه ای روی عمر مفید و بهره برداری از سدها تأثیر می گذارد. بدیهی است که هرچه رسوبات متراکم تر شده و وزن مخصوص آنها افزایش یابد، عمر مفید سد بیشتر خواهد شد. وزن و حجم رسوبی که در مخزن یک سد ته نشین می شود، بستگی زیادی به منشأ رسوب، اندازه دانه ها، عمق ته نشینی و درجه غوطه ور بودن رسوبات دارد. بنابراین وزن مخصوص ثابتی برای رسوبات انباشته شده در دریاچه یک سد نمی توان در نظر گرفت زیرا رسوبات بتدریج در مخزن ته نشین شده و عمق آنها افزایش یافته و فشرده می شوند. از مهمترین فاکتورهاییکه وزن مخصوص رسوبات را تحت تأثیر قرار می دهند، منقبض و محکم شدن رسوبات در نتیجه قرار گرفتن در معرض آفتاب و هواست که بستگی به نحوه بهره برداری از سد دارد. عامل دیگر اندازه دانه های رسوبی است. دانه های خیلی نرم مثل رس و سیلت نرم به سادگی در معرض تورم و انقباض قرار می گیرند در حالیکه ذرات درشت تر مثل شن و ریگ، وزن مخصوص خود را ثابت تنگه می دارند (۱). اکنون دستگاههایی ابداع شده است که وزن مخصوص رسوبات را در اعماق مختلف تعیین می کند و بدین ترتیب می توان متوسط وزن مخصوص رسوب را بدست آورد. جالب است بدانیم که رسوبات ریزدانه رودخانه قزل اوزن در پشت سد سفیدرود بیشتر فشرده شده و با وزن مساوی فضای کمتری را نسبت به رسوبات رودخانه شاهرود که دارای درصد شن بیشتری می باشد، اشغال می کنند.

## روشهای اندازه گیری رسوب در مخازن سدها

مواد رسوبی که در مخازن سدها ته نشین می شوند، به طرق زیر قابل اندازه گیری هستند:

- I. تعیین رسوب ورودی و خروجی به مخزن سد و محاسبه اختلاف بین آنها که با توجه به عدم اندازه گیری بارکف نمی تواند دقت چندانی داشته باشد.
- II. تعیین تغییر ظرفیت مخزن در دو زمان مختلف از طریق مقایسه پروفیل‌های عرضی برداشت شده از نقاط ثابت در زمانهای متفاوت
- III. اندازه گیری مستقیم ضخامت رسوب در نقاط مختلف دریاچه و تعیین حجم تقریبی رسوب در تمام دریاچه
- IV. استفاده از مدل‌های شبیه سازی و محاسبه میزان فرسایش و رسوبگذاری

از بین روشهای ذکر شده، روش دوم که به نام روش باتیمتریک نیز نامیده می شود، دقیق تر از سایر روشها بوده و در سدهای مختلف از جمله سفیدرود، دز و کرچ توسط وزارت نیرو در چند مرحله صورت گرفته است. البته این روش هزینه بر می باشد. برداشت پروفیل‌های عرضی توسط قایق‌هایی که دارای دستگاه عمق یاب می باشند، عملی گشته و با پروفیل اولیه مخزن یا پروفیل قبلی برداشت شده در همان ناحیه مقایسه شده و در فاصله بین دو پروفیل متوالی ضرب می شود و بدین ترتیب حجم رسوبگذاری معلوم می گردد. با ادامه اینکار می توان، حجم رسوب باقی مانده در تمامی مخزن را بدست آورد. در این تحقیق از مدل شبیه سازی HEC-6 بمنظور برآورد میزان کنش و رسوبگذاری در زاینده رود استفاده شده است.

## آشنائی با مدل شبیه سازی

این برنامه کامپیوتری در مرکز مهندسی هیدرو لوژی<sup>۲</sup> رسته مهندسی ارتش ایالات متحده<sup>۳</sup> توسط ویلیام توماس<sup>۴</sup> تکمیل و ارائه گردیده است. مدل مذکور یک برنامه شبیه سازی است که برای تجزیه و تحلیل آب شستگی و رسوبگذاری<sup>۵</sup> از طریق مدلسازی روابط متقابل موجود بین مخلوط آب و رسوب و ماده رسوبی تشکیل دهنده مرز رودخانه از یک طرف و جریان هیدرولیکی از طرف دیگر، طراحی شده است. این برنامه صرفاً برای محاسبه تولید رسوب نیست بلکه قابلیت رودخانه را به منظور حمل رسوب شبیه سازی نموده و همه محدوده شرایط فیزیکی بارکف، مسئله حمل سیلت و رس، معادلات انیشتین و محافظت و تخریب لایه محافظ را نیز در نظر می گیرد و در کل، در بر گیرنده کلیه شرایط متضمن در معادلات حرکت رس و سیلت در فرآیندهای فرسایش و رسوبگذاری می باشد.

## محدودیت‌های برنامه

این برنامه، یک مدل شبیه سازی یک بعدی برای جریان پایدار است که قدرت شبیه سازی مئاندر (پیچ و خم) و مشخص کردن توزیع بار رسوبی در مقطع عرضی را ندارد. شکلهای مختلف بستر شبیه سازی نمی شود و به غیر از مقادیر ضریب مانینگ (n) که عامل دخیل در دبی می باشد و خود دبی نیز بطور غیرمستقیم در نوع شکلهای بستر مؤثر است، جریانات ثانویه در نظر گرفته نمیشود.

## توانائیهای بالقوه برنامه

با تجزیه و تحلیل رسوبگذاری در مخزن می توان حجم و محل رسوبگذاری و کاهش شیب بستر رودخانه در پایاب سد را تعیین نمود. همچنین می توان مسیرهای درازمدت کنش و رسوبگذاری در یک کانال رودخانه ای را مشخص نمود. همچنین پارامترهای ساخت کانالهای مورد نیاز، برای حفظ ظرفیت حمل در هر مقطع عرضی، با استفاده از داده هایی که در طی محاسبه پروفیل‌های سطح آب و

<sup>2</sup> Hydrologic Engineering Center

<sup>3</sup> US Corps of Engineers

<sup>4</sup> William Thomas

<sup>5</sup> Scour & Deposition

شیب بستر در آن مقطع عرضی بدست می آید، محاسبه می گردد (مثلاً عرض، عمق، شیب خط انرژی و سرعت جریان). علاوه بر موارد فوق الذکر، میزان خروجی مواد رسوبی نیز محاسبه می گردد.

### مختصری از داده های ورودی

داده های ورودی این برنامه به چهار گروه ذیل تقسیم می گردد:

- **داده های هندسی:** شامل مقاطع عرضی، طول بازه و مقادیر عددی  $n$  موجود در ابتدای مطالعه
- **داده های رسوب:** شامل داده های باررسوبی در جریان ورودی، شیب مواد در بستر رودخانه و اطلاعاتی در باره مشخصات سیال و رسوب می باشد.
- **داده های هیدرولوژیکی:** شامل دبیها، درجه حرارت و دوره های جریان می باشد.
- **عامل اجرایی:** عبارتست از رابطه عملی بین ارتفاع سطح آب در ابتدا و زمان. این عامل، ارتفاع سطح آب در نقطه پایاب منطقه مورد مطالعه را کنترل می کند.

### مواد و روشها

از روی یک نقشه توپوگرافی، مرز سرآب، پایاب و محدوده های جانبی و محللهای مقاطع عرضی را مشخص می نمائیم. برای هر مقطع شماره ای اختیار می شود. دشتهای سیلابی به کال و قسمتهای ساحلی تقسیم می شوند. بدین ترتیب می توان آنها را بعنوان نوارهایی که دارای خصوصیات هیدرولیکی مشابهی در جهت جریان می باشند، به حساب آورد. در یک نوار، مشخصات جریان (شامل عمق، سرعت، زبری) مشابه است. مقاطع عرضی، هر کدام به دو بخش بستر قابل انتقال و بخش ثابت تقسیم می شوند. در این مدل معادلات جریان بر مبنای معادله شزی-مانینگمی باشد و به روش استاندارد گام به گام حل می شود. معادلات حمل رسوب بر اساس معادلات انیشتین می باشد. معادلات رسوبگذاری و تغییر شکل بستر با استفاده از معادله موازنه جرمی حل می گردد. قابلیت حمل رسوب برای هر اندازه دانه بستر، در صورتیکه تمام بستر از این دانه تشکیل شده باشد، ضرب در درصد مقدار موجود از آن دانه در بستر می شود. درصد دانه های موجود در بستر، در طول هر دوره زمانی، معمولاً تغییر متناسبی می کند. از یک تکنیک تکرار، جهت منظور کردن این تغییر در قابلیت حمل رسوبات استفاده شده است. داده های مورد نیاز وارد سیستم مدل گردیده و مدل اجرا می گردد.

### موقعیت جغرافیائی حوزه آبخیز سد زاینده رود

حوزه آبخیز سد زاینده رود در بین طولهای شرقی ۴۹و۵۴ تا ۵۰و۴۵ و عرضهای شمالی ۳۲و۱۸ تا ۳۳و۱۲ واقع شده است. مساحت این حوزه حدود ۴۲۰۰ کیلومتر مربع است. حوزه مذکور از شمال به حوزه آبخیز رودخانه گلپایگان، از جنوب به حوزه آبخیز رودخانه کارون، از شرق به حوزه آبخیز رودخانه مرغاب و از غرب به حوزه آبخیز رودخانه دز محدود می گردد. رودخانه زاینده رود از شیبهای کوه زاگرس جریان می یابد و مرتفع ترین نقطه آن مربوط به کوه کاربوش در جنوب غربی حوزه با ارتفاع ۳۹۷۴ متر و پت ترین نقطه آن مربوط به بستر رودخانه با ارتفاع ۱۹۷۶ متر از سطح دریا می باشد. ارتفاع متوسط حوزه برابر ۲۴۷۷ متر است و بیش از ۵۰٪ از اراضی آن دارای ارتفاعی معادل ۲۴۰۰ متر از سطح دریا می باشد. پیرامون حوزه تا محل سد در حدود ۳۶۰ کیلومتر است که وجوه مشترک آن با حوزه های مجاور بشرح ذیل است:

- مرز مشترک حوزه آبریز سد زاینده رود با رودخانه کارون، ۱۲۶ کیلومتر.
  - مرز مشترک حوزه آبریز سد زاینده رود با رودخانه دز، ۸۴ کیلومتر.
  - مرز مشترک حوزه آبریز سد زاینده رود با رودخانه گلپایگان، ۷۰ کیلومتر.
  - مرز مشترک حوزه آبریز سد زاینده رود با حوزه آبخیز مرغاب، ۸۲ کیلومتر.
- نقشه شماره یک، موقعیت حوزه آبخیز سد زاینده رود را نسبت به حوزه های مجاور نشان می دهد.



نقشه شماره ۱، حوزه آبخیز سد زاینده رود نسبت به حوزه های مجاور اراضی حوزه آبخیز

قسمتی از منطقه داران بر روی شیب قرار دارد. ۳۵/۵٪ از مساحت کل حوزه را اراضی دیم و حدود ۱۰٪ آنرا اراضی زیر کشت آبی تشکیل می دهد که قسمت اعظم این اراضی در کنار رودخانه های اصلی پراکنده می باشند. حدود ۴۱/۹٪ اراضی را مراتع و ۱۲/۶٪ آنرا راهها و سطح قراء و مناطق سنگی و اراضی غیر قابل استفاده برای کشاورزی و دامداری تشکیل می دهد. مراتع این حوزه آبخیز بشدت مورد چرای مفرط قرار گرفته و واحدهای موجود در منطقه در یک فصل چرای بیش از ۴/۵ برابر ظرفیت مراتع است. محصولات عمده زراعی به ترتیب اهمیت عبارتند از گندم، یونجه و سیب زمینی. جدول شماره ۱، وضعیت توزیع سطح حوزه در ارتفاعات مختلف حوزه را نشان می دهد.

ارتفاع (m)	مساحت (Km <sup>2</sup> )	درصد مساحت	درصد تراکمی
بیش از ۳۰۰۰	۱۸۴/۹۵	۴/۴	۴/۴
۲۷۰۰-۳۰۰۰	۴۴۷/۰۶	۱۰/۶	۱۵
۲۵۰۰-۲۷۰۰	۹۶۱/۲۸	۲۲/۸	۳۷/۸
۲۳۰۰-۲۵۰۰	۱۴۲۲/۳۶	۲۳/۶	۷۱/۴
۲۲۰۰-۲۳۰۰	۶۸۲/۸۷	۱۶/۲	۷۸/۶



۱۰۰	۱۲/۴	۵۲۲/۴۹	کمتر از ۲۲۰۰
-----	------	--------	--------------

### جدول شماره ۳، توزیع سطح حوزه در ارتفاعات مختلف

حدود ۵۰٪ از سطح کل حوزه دارای شیب متوسطی معادل ۳/۹۳٪ می باشد. بقیه سطح حوزه چه از نظر انتقال رسوب به پشت دریاچه سد و چه از نظر محو خاک از روی سنگ مادر و نیز از نظر حاصلخیزی شدیداً تهدید می گردد. جدول زیر درصد شیب متوسط اراضی را در این حوزه نشان می دهد:

درصد شیب	درصد مساحت	مساحت (Km <sup>2</sup> )
۳/۹۳٪	۵۰٪	۲۱۵۳
۱۳/۸۵٪	۲۰٪	۸۶۱/۲۵
۲۳/۶۶٪	۲۰٪	۸۶۱/۲۵
۳۷/۶۳٪	۸/۱۲٪	۳۵۰

### جدول شماره ۴، درصد شیب متوسط اراضی حوزه آبخیز سد زاینده رود

رودخانه زاینده رود که مسیر اصلی آن کلاً از غرب به شرق ادامه دارد و از ارتفاعات پرآب بخش جنوب غربی، معروف به کوهرننگ سرچشمه گرفته و در فاصله ۵۰ کیلومتری از سراب با رودخانه پلاسجان در بالادست محل سد تلاقی می نماید. در این فاصله با جریانات متعددی از جناحهای راست و چپ تلاقی می کنند. اکثر این جریانات دائمی بوده و در فصل طغیان سیلابهای عظیمی را از ارتفاعات پر شیب این بخش به بستر زاینده رود تخلیه می کند. دو رودخانه مهم در حوزه آبخیز سد زاینده رود وجود دارد که عبارتند از رودخانه پلاسجان و شاخه اصلی زاینده رود که این رودخانه ها بهم پیوسته و رودخانه زاینده رود را تشکیل می دهند. منابع آبی شاخه اصلی زاینده رود را اکثراً چشمه های بزرگ و کوچکی که اغلب در طول شاخه های رودخانه ظاهر می شوند، تشکیل می دهند. این چشمه ها بیشتر در مسیر رودخانه اصلی زاینده رود که از کوهرننگ سرچشمه می گیرد، قرار گرفته اند. مقدار آب آنها بین ۳/۵ تا ۵۰ مترمکعب برآورد شده است. رودخانه پلاسجان از دو شاخه تشکیل شده است که این دو شاخه نسبت به محور اصلی رودخانه در دو طرف راست و چپ آن قرار دارد. این رودخانه در طول مسیر خود شرایط مناسبی را جهت زراعت بوجود آورده است. مشخصات زیر حوزه های زاینده رود در جدول زیر ارائه شده است.

نام	مساحت حوزه	درصد مساحت	ارتفاع (m)	دبی ویژه (lit/s/km <sup>2</sup> )	دبی
کوهرننگ	۲۹۱/۲	۶/۸	۲۳۰۰	۳۸/۵۰	۱۰
چمدر	۱۱۶	۲/۷	۲۲۰۰	۱۳/۰۰	۱/۳۲۵
چشمه دیمه	-	-	۲۱۵۰	-	۳/۵۳۰
دره خوربه	۱۷۷/۶	۴/۱	۲۱۰۰	۰/۷۶	۰/۱۰۰
دره قاضی کوچک	۱۹۸/۸	۴/۶	۲۱۵۰	۰/۶۱	۰/۱۲۰
دره خرسانک	۱۸۷/۲	۴/۴	۲۱۰۰	۰/۳۰	۰/۰۵۰
شاخه سمت چپ پلاسجان	۵۸۳/۳	۱۳/۵	۲۱۲۰	۰/۶۷	۰/۵۸۶
شاخه سمت راست پلاسجان	۹۵/۴	۲۲	۲۱۰۰	۱/۴۰	۰/۸۴۴
آب زری	۱۰۳/۵	۲/۴	۲۲۱۰	-	-

-	-	۲۱۸۰	۳/۵	۱۵۲/۳	دره ناوش گردان
---	---	------	-----	-------	----------------

### جدول شماره ۵ ، مشخصات زیرحوزه های زاینده رود

#### مشخصات فنی و هیدرولیکی سد زاینده رود

سد زاینده رود بر روی رودخانه زاینده رود در محل آبادچی و در فاصله ۱۱۰ کیلومتری غرب اصفهان ساخته شده است. مساحت حوزه حدود ۴۲۰۰ کیلومتر مربع و محیط آن ۳۶۲ کیلومتر برآورد گردیده است. طول بستر رودخانه در مسیر اصلی و از محل تونل کوه رنگ ۷۵ کیلومتر اندازه گیری شده است. مقدار متوسط آب سالیانه زاینده رود ۱۲۴۰ میلیون متر مکعب برآورد گردیده است که حداقل آن در یک دوره ده ساله خشکسالی ۹۱۰ و در پرآب ترین سال (در یک دوره ۱۰ ساله) ۱۴۵۰ میلیون متر مکعب برآورد شده است. مطالعات هیدرولوژی انجام شده در ایستگاههای قلعه شاهرخ و اسکندری از شهریور ۱۳۴۹ نشان می دهد که سهم هریک از آنها در تأمین آب مخزن سد زاینده رود به ترتیب ۹۰ و ۱۰٪ می باشد که حداکثر دبی اندازه گیری شده آنها به ترتیب ۷/۵۹ و ۰/۱۱ متر مکعب در ثانیه بوده است. سد زاینده رود از نوع قوسی بتونی با ارتفاع ۱۰۰ متر از سنگ کف و ۸۸ متر از بستر رودخانه می باشد. رقوم تاج سد از سطح دریا ۲۰۶۳ متر و طول تاج ۴۵۰ متر است. بالاترین ارتفاع مجاز برای بالا آمدن سطح آب دریاچه ۲۰۶۳/۴۵ متر در نظر گرفته شده است. در این ارتفاع حداکثر ظرفیت مخزن برابر ۱۴۵۰ میلیون متر مکعب خواهد شد. سطح دریاچه در رقوم ۲۰۶۳/۴۵ برابر ۸۲ کیلومتر مربع و طول آن حدود ۳۰ کیلومتر می باشد.

#### مصرف و توزیع آب رودخانه زاینده رود

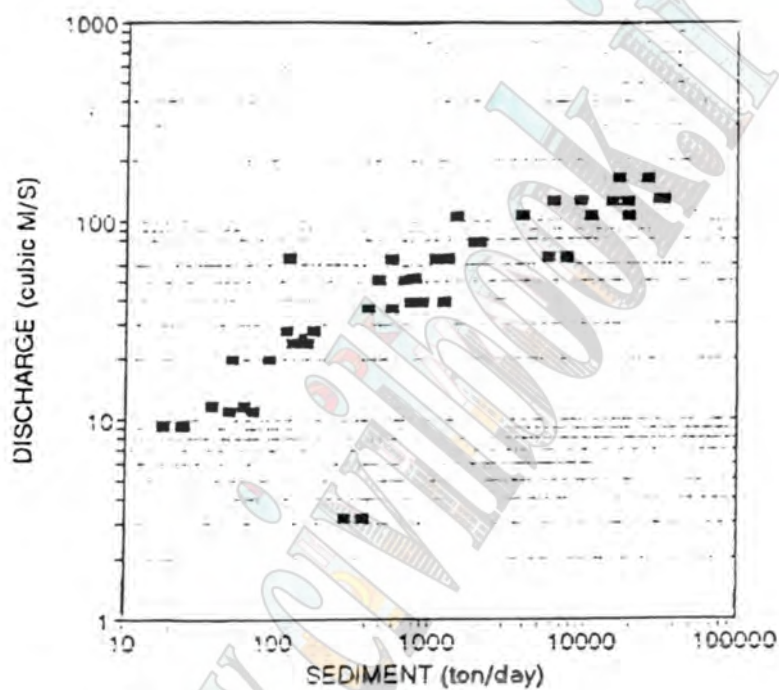
رودخانه زاینده رود اراضی اطراف خود و شهر اصفهان را مشروب می نماید. اخیراً بعلت گسترش شهر و ایجاد صنایع مختلف، بهره برداری صحیح و دقیق آن با راندمان بیشتر مورد توجه قرار گرفته است. این رودخانه از قدیمی ترین رودخانه های ایران است که با ضوابط خاصی مورد بهره برداری قرار می گرفته است. بطوریکه در سال ۹۳۳ هجری، دانشمند بزرگ ایرانی شیخ بهائی ممیزی دشت اصفهان را انجام داد. بعد از احداث سد، آبیاری حدود ۹۵ هزار هکتار زمین از طریق شبکه آبیاری انجام می گیرد. دو سد انحرافی و چهار دسته کانالهای اصلی، طرح جدید شبکه آبیاری را در اصفهان تشکیل می دهند که جمعاً محدوده ای به وسعت ۹۵۰۰۰ هکتار را در بر گرفته است.

#### هدف از اجرای تحقیق

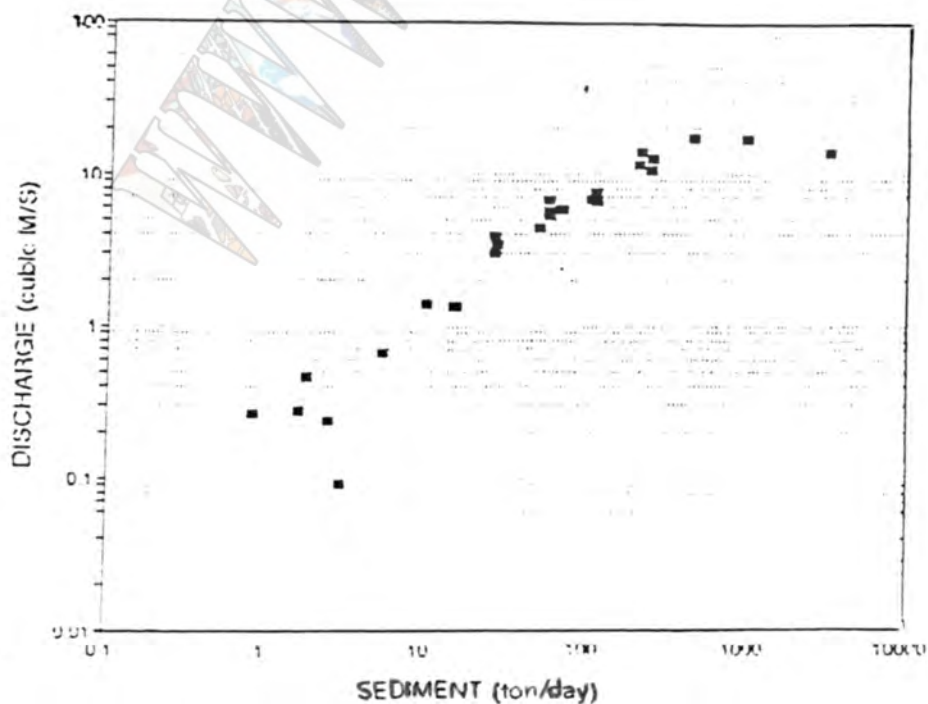
هدف از اجرای این تحقیق ، بررسی تغییرات بستر رودخانه در شاخه های اصلی و مقدار رسوب تولیدی و روند رسوبگذاری و فرسایش در این حوزه است. همچنین این تحقیق بمنظور واسنجی مدل و تعیین دقت نتایج حاصله بمنظور امکان یابی توصیه استفاده و یا عدم استفاده از آن در مناطق مشابه می باشد. بدین ترتیب که با مقایسه داده های نهائی مدل با داده های موجود اندازه گیری شده توسط سازمان آب منطقه ای، در صورت وجود همبستگی معنی دار، می توان کاربرد مدل را توصیه نمود.

### بحث و نتیجه گیری

داده های مورد نیاز مدل به برنامه داده شده و مدل اجراء گردید. نمودارهای منحنی سنجه رسوب در ایستگاههای قلعه شاهرخ و اسکندری برای یک دوره آماری ۲۴ ساله بصورت ماهانه و سالیانه تهیه شد. در اینجا فقط نمونه هایی از آنها ارائه می گردد.



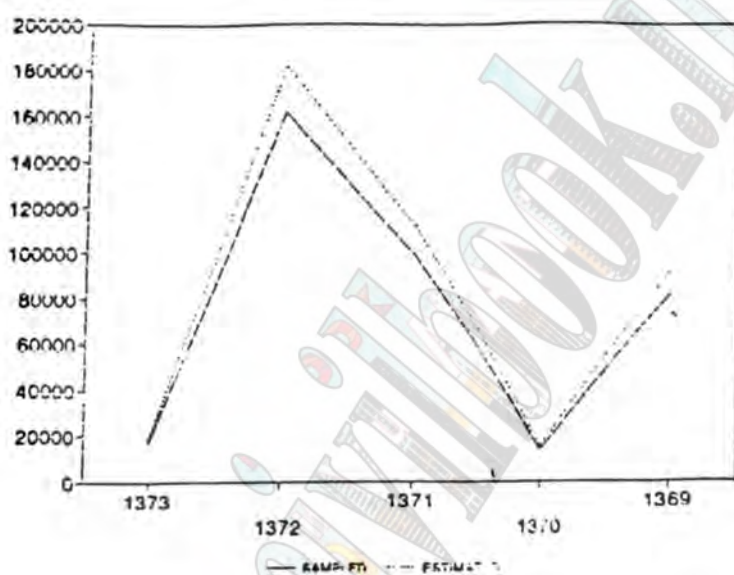
نمودار (۱) - نمونه ای از منحنی رسوب (دبی - رسوب) برای ایستگاه قلعه شاهرخ



گسترش داده شده توسط سیویل بوک

### نمودار (۲) - نمونه ای از منحنی سنج رسوب (دبی - رسوب) برای ایستگاه اسکندری

حداکثر رواناب پلاسجان در فروردین و حداقل آن در تیر و مرداد ماه اتفاق می افتد که نشان دهنده اهمیت بارشهای بهره است. حداکثر مقدار کل رسوب در ایستگاه قلعه شاهرخ مربوط به سال آبی ۷۱-۷۰ می باشد بطور کلی با مقایسه میزان رسوب برآورد شده توسط مدل با مقادیر نمونه برداری شده، در سطح ۹۰٪ همبستگی معنی داری وجود دارد. نمودار شماره ۳ نشان دهنده این موضوع است.



### نمودار (۳) - رسوب تخمینی توسط مدل با میزان اندازه گیری شده

شاخه پلاسجان به نسبت میزان رسوب زیادی دارد و لذا بایستی از نظر حفاظتی مورد توجه بیشتری قرار گیرد. شاید بتوان این مشکل را ناشی از سوء مدیریت زراعی و عدم کاربری مناسب اراضی دانست. علیرغم اینکه داده های لازم برای یک دوره ۲۴ ساله در دسترس قرار داشت، در این تحقیق اجرای مدل با استفاده از داده های مربوط به سالهای ۱۳۶۸ الی ۱۳۷۳ اجرا گردید. چرا که می توان فرض کرد در ظرف مدت ۵ یا ۶ سال اخیر تغییر چشمگیری در رودخانه بوجود نیامده است. از سایر داده ها برای بازسازی، تخمین و مقایسه استفاده شده است. نتایج رسوب و دبی اندازه گیری شده و برآوردی توسط مدل در ایستگاههای اسکندری و قلعه شاهرخ به ترتیب در جداول شماره و ارائه گردیده است. همچنین در جداول و به ترتیب رسوب و دبی اندازه گیری شده و تخمینی مدل در حالت سیلابی ارائه شده است.

سال آبی	کل رسوب اندازه گیری شده (تن)	کل رسوب تخمینی (تن)	کل دبی اندازه گیری شده (میلیون m <sup>3</sup> /s)
۱۳۶۸-۶۹	۸۱۶۶۰/۱۹	۹۱۸۵۹/۵۴۷۷	۱۷۱/۲۸۴
۱۳۶۹-۷۰	۱۳۳۵۹/۹۷۸	۱۵۰۲۸/۶۳۹۲	۷۵/۹۹۱
۱۳۷۰-۷۱	۹۹۴۳۵/۰۳	۱۱۱۸۵۴/۴۶۵۲	۱۱۸/۲۱۰
۱۳۷۱-۷۲	۱۶۱۷۶۶/۲	۱۸۱۹۷۱/۹۲۳۳	۲۵۹/۷۳۰

۱۳۷/۹۶۶	۱۸۶۴۰/۱۵۵۴	۱۶۵۷۰/۵	۱۳۷۲-۷۳
---------	------------	---------	---------

**جدول شماره ۶**، مقایسه کل رسوب اندازه گیری شده با مقادیر تخمینی توسط مدل در ایستگاه اسکندری

سال آبی	کل رسوب اندازه گیری شده (تن)	کل رسوب تخمینی (تن)	کل دبی اندازه گیری شده (میلیون m <sup>3</sup> /s)
۱۳۶۸-۶۹	۱۰۶۰۳۷۸/۶	۱۲۱۵۰۸۷/۸۳۸	۱۴۵۰/۴۲۱
۱۳۶۹-۷۰	۶۸۰۹۴۵/۵	۷۸۰۲۹۵/۴۴۸۵	۱۱۰۵/۸۵۳
۱۳۷۰-۷۱	۱۱۱۸۱۹۸	۱۲۸۱۳۴۳/۰۸۸	۱۹۳۶/۲۳۴
۱۳۷۱-۷۲	۱۰۷۷۴۹۰/۲	۱۲۳۴۹۶/۰۲	۲۱۶۲/۲۴۴
۱۳۷۲-۷۳	۷۲۴۴۵۵	۸۳۰۱۵۲/۹۸۴۵	۱۳۴۲/۹۰۸

**جدول شماره ۷**، مقایسه کل رسوب اندازه گیری شده با مقادیر تخمینی توسط مدل در ایستگاه قلعه شاهرخ

سال آبی	رسوب اندازه گیری شده (تن)	رسوب تخمینی (تن)
۱۳۶۸-۶۹	۹۰۱۲۵۴/۶	۱۰۳۱۹۳۶/۵۱۷
۱۳۶۹-۷۰	۴۴۹۷۶۲	۵۱۴۹۷۷/۴۹
۱۳۷۰-۷۱	۹۸۲۷۲۴	۱۰۲۵۲۱۸/۹۸
۱۳۷۱-۷۲	۵۲۱۶۵۱	۵۹۷۲۹۰/۳۹۵
۱۳۷۲-۷۳	۴۹۹۴۸۸	۵۷۱۹۱۳/۷۶

**جدول شماره ۸**، مقایسه رسوب اندازه گیری شده با مقادیر تخمینی توسط مدل در حالت سیلابی در ایستگاه قلعه شاهرخ

سال آبی	رسوب اندازه گیری شده (تن)	رسوب تخمینی (تن)
۱۳۶۸-۶۹	۶۲۵۰۳	۷۱۸۷۲/۱۹۹
۱۳۶۹-۷۰	۵۹۹۹/۹	۶۸۹۹/۲۸۵
۱۳۷۰-۷۱	۹۱۵۳۱	۱۰۵۲۵/۴۹
۱۳۷۱-۷۲	۲۶۷۷۷/۷	۳۰۷۹۱/۶۷۷۲
۱۳۷۲-۷۳	۹۶۴۵/۴	۱۱۰۹۱/۲۴۵۴

**جدول شماره ۹**، مقایسه کل رسوب اندازه گیری شده با مقادیر تخمینی توسط مدل در حالت سیلابی در ایستگاه اسکندری

همانطور که ذکر گردید، همبستگی معنی داری بین داده های اندازه گیری شده و داده های تخمینی توسط مدل وجود دارد لیکن مدل، میزان رسوب را بیشتر برآورد کرده است که شاید بتوان این مطلب را مربوط به بار کف دانست که در اندازه گیریهای معمول سازمان آب منطقه ای انجام نمی گیرد ولی در مدل با توجه به شرایط رودخانه، درصدی را برای آن در نظر می گیرد. لذا با توجه به



آنچه در بالا ذکر گردید، پیشنهاد می گردد در سایر نقاط تحقیقات مشابهی انجام پذیرد تا کارآئی مدل و انطباق آن با مقادیر اندازه گیری شده، بهتر مشخص شود.

### منابع

- ۱) اخباری، ت.، ۱۳۶۲، گزارشهای هیدرولوژی و رسوبشناسی طرح جامع آبخیزداری سد زاینده رود، سرچنگلداری کل استان اصفهان.
- ۲) باقری، ر، ۱۳۷۳، تخمین دبیهای ماکزیم لحظه ای در حوزه های فاقد آمار زاینده رود، پایان نامه کارشناسی ارشد آبیاری، دانشکده کشاورزی دانشگاه صنعتی اصفهان.
- ۳) خلیلی مرندی، م.، ۱۳۷۲، کاربرد مدل کامپیوتری HEC-6 در بررسی وضعیت رسوبگذاری در مخزن سد امیر کبیر، پایان نامه کارشناسی ارشد آبخیزداری دانشکده منابع طبیعی دانشگاه تهران.
- ۴) علیزاده، ا.، ۱۳۶۹، تحلیل فراوانی وقایع و ریسک در هسیدرولوژی، انتشارات آستان قدس رضوی.
- ۵) گودرزی، م.، ۱۳۷۴، کاربرد مدل کامپیوتری HEC-6 بمنظور برآورد تغییرات بستر رودخانه در شاخه های اصلی زاینده رود، پایان نامه کارشناسی ارشد آبخیزداری، دانشکده منابع طبیعی و علوم دریائی دانشگاه تربیت مدرس.
- ۶) معاونت پژوهشی دانشگاه صنعتی اصفهان، ۱۳۷۳، گزارش طرح تحقیقاتی انتخاب مناسبترین مدل جریان غیردائمی بر روی بسترهای فرسایشی برخی از رودخانه های ایران، دانشگاه صنعتی اصفهان.
- ۷) سازمان تحقیقات منابع آب، گزارشهای رسوبشناسی نو رسوبگذاری در مخزن سد زاینده رود.
- ۸) سازمان آب منطقه ای اصفهان، گزارشات داده های برداشت شده از ایستگاههای قلعه شاهرخ و اسکندری.

## بررسی آزمایشگاهی تعیین فرسایش پذیری سوسپانسیون ها ، جهت تزریق در سازه های هیدرولیکی

محمد سیروس پاکباز<sup>۱</sup>

سیروس احمدی<sup>۲</sup>

### چکیده :

این تحقیق شامل بیش از ۴۰۰ مورد آزمایش بر روی سوسپانسیون های طبیعی درشت دانه و ریز دانه می باشد . سوسپانسیون ها در قالب ۸ گروه دسته بندی و تحت آزمایش فرسایش قرار گرفته اند . در این آزمایشها هدف را بر شناسایی و تعیین سوسپانسیون تزریقی استوار کرده ایم که تنها حائز شرایط لازم از قبیل ؛ آبنندی نمودن ، سهولت اجراء ، کاربری آسان و ... باشند بلکه از نظر هزینه های تهیه مصالح نیز اقتصادی باشند . این سوسپانسیون بایستی حداقل فرسایش را در آزمایشها نشان دهد ضمن آنکه اقتصاد پروژه هم به طور جدی مد نظر قرار گیرد . از دیگر اهداف این تحقیق ، یافتن راه حلی جهت جلوگیری از پدیده جدایش بین دانه های ماسه و سیمان و یا به طور عمومی تر یافتن راه حلی جهت جلوگیری از پدیده جدایش بین ریز دانه ها و درشت دانه های یک سوسپانسیون تزریق می باشد .

### کلمات کلیدی :

تزریق - سوسپانسیون - فرسایش پذیری - آمیزه .

<sup>۱</sup> دکترای خاک و پی ، هیئت علمی دانشگاه شهید چمران اهواز

<sup>۲</sup> کارشناس ارشد سازه های هیدرولیکی

## مقدمه

## اهداف آزمایشها:

این تحقیق جهت شناسایی سوسپانسیون های تزریقی صورت گرفته است که نه تنها حداقل فرسایش پذیری را داشته باشند بلکه از نظر هزینه های اقتصادی هم توجیه پذیر باشند .  
برای دستیابی به این هدف از مصالح سیمان ، رس ، نبتونیت ، ماسه و آب استفاده شده است . مصالح طبیعی فوق الذکر در ۸ گروه تزریقی ذیل با یکدیگر ترکیب شده اند .

۱- آب ، سیمان .

۲- آب ، سیمان ، نبتونیت .

۳- آب ، سیمان ، رس .

۴- آب ، سیمان ، رس ، نبتونیت .

۵- آب ، سیمان ، ماسه .

۶- آب ، سیمان ، ماسه ، نبتونیت .

۷- آب ، سیمان ، رس ، ماسه .

۸- آب ، سیمان ، رس ، ماسه ، نبتونیت .

گروه های ۱،۲، ۳ و ۴ تحت عنوان گروه های ریز دانه و همچنین گروه های ۵،۶،۷ و ۸ تحت عنوان گروه های درشت دانه معرفی می-شوند . کلیه گروه های نامبرده شده تحت آزمایش فرسایش پذیری قرار گرفته اند .  
پس از انجام این آزمایش میزان فرسایش پذیری هر یک از گروه های فوق تعیین گردیدند .

نتایج فرسایش پذیری در گروه های ریز دانه قابل بررسی می باشند و یکی از اهداف این تحقیق مقایسه نتایج و تعیین سوسپانسیون بهینه در گروه های ریز دانه است .

میزان فرسایش پذیری در گروه های درشت دانه که در ترکیب آنها از ماسه استفاده شده بود ، بیش از حد مشاهده گردید .

گروه های درشت دانه جهت تزریق در درزه و شکافهای بزرگ بکار گرفته می شوند . ماسه به عنوان یکی از مصالح طبیعی پرکننده نقش بسیار مهمی در ترکیب سوسپانسیون دارد . به این ترتیب استفاده از ماسه اجتناب ناپذیر می باشد و چون فرسایش پذیری گروه های درشت - دانه بیش از حد مشاهده گردیده ، بایستی راه حلی جهت جلوگیری از این پدیده ارائه شود که یکی دیگر از اهداف این تحقیق یافتن این راه حل می باشد .

یکی دیگر از اهداف مهم این تحقیق ثبت کلیه نتایج و اطلاعات می باشد . همچنین نتایج روشهای پیشنهادی در جداولی ثبت و با یکدیگر مقایسه می گردند . با استفاده از نتایج وزن قبل و بعد از آزمایش می توان تفاضل وزن و نهایتاً در صد فرسایش را محاسبه نمود . نمودارهای فرسایش در قالب دو گروه ۱۱ ساعته و ۱۶ ساعته تحت اثر مصالح مختلف به صورت جداگانه مورد ارزیابی قرار می گیرند . توجه شود که تأثیر مصالح به صورت درصد وزنی مورد بررسی قرار می گیرند . از کلیه نمونه ها پس از آزمایش فیلمبرداری شده است که قابل ارائه در سمینارها می باشد .

## روند آزمایشها

آزمایشها در قالب سه بخش کلی انجام گرفته اند که ذیلأ به شرح آنها پرداخته می شود :

۱- **آزمایشات دسته الف** : در این بخش حدوداً سیصد و بیست مورد سوسپانسیون تهیه و مورد آزمایش قرار گرفته اند. این تعداد شامل گروه های سوسپانسیون ریزدانه و درشت دانه می باشد. به صورت تفکیک شده می توان گفت یکصد و بیست مورد مربوط به سوسپانسیون های درشت دانه و بقیه مربوط به سوسپانسیون های ریزدانه می باشند.

۲- **آزمایشات دسته ب** : این بخش نیز شامل حدوداً هشتاد مورد آزمایش می باشد. این آزمایشها جهت یافتن راه حلی برای جلوگیری از فرسایش بیش از حد مصالح تزریق در گروه سوسپانسیون های درشت دانه می باشد. در این بخش از ۲ روش استفاده شده است که در ذیل به آنها اشاره می شود.

۲-۱- ترکیب نمودن ماسه با دانه بندی یکنواخت و آب، سپس ریختن آنها در قالب آزمایش و نهایتاً اضافه کردن سوسپانسیون سیمان به صورت غیر همزمان و جداگانه.

۲-۲- ترکیب نمودن همزمان ماسه بادانه بندی یکنواخت - آب و سیمان و ریختن آن به صورت مخلوط شده در درون قالب آزمایش.

۳- **آزمایشات ج** : ترکیب نمودن ماسه با دانه بندی غیر یکنواخت، آب و سپس ریختن آنها در قالب آزمایش و نهایتاً اضافه کردن سوسپانسیون سیمان به صورت غیر همزمان و جداگانه.

برای انجام این آزمایشها وسیله ای طراحی و ساخته شده است.

وسایلی که برای انجام آزمایش لازم می باشد عبارتند از:

۱- دستگاه فرسایش

۲- ترازوی دقیق

۳- میله فلزی به قطر ۸ میلی متر

۴- متر فلزی

۵- کاغذ صافی

در اینجا نحوه انجام آزمایش و شرح آن آورده می شود:

۱- **آزمایشهای دسته الف** : همانطور که گفته شده این بخش شامل سوسپانسیون های درشت دانه و ریز دانه می باشد. مصالحی که جهت تهیه سوسپانسیون تهیه شده است همگی مصالح طبیعی می باشند. از سیمان تیپ I کارخانه درود لرستان و نیز ماسه موجود در سد کرخه خوزستان جهت تهیه سوسپانسیون استفاده شده است. همچنین نبتونیت را از کارخانه ایران باریت و رس نیز از منطقه لرستان تهیه شده است.

به عنوان اولین گام، مصالح ماسه و رس را در گرمخانه قرار داده تا کاملاً خشک شوند. سپس با استفاده از ترازوی دقیق وزن مورد نظر از ماسه، رس، سیمان، نبتونیت و آب را توزین نموده و به صورت جداگانه در ظرفهایی نگهداری می شوند. ذیلاً در ارتباط با وزن مصالح توضیح بیشتری داده می شود.

در این آزمایشها مجموع وزنی درصدهای اختلاط مصالح، عدد یک در نظر گرفته می شود. برای روشن تر مطلب، از ترکیباتی به صورت  $1W : 0.5S : 0.5C$  استفاده می گردد که حاوی ۵۰ درصد وزنی سیمان، ۵۰ درصد وزنی ماسه و ۱۰۰ درصد وزنی اب می باشد.

به عنوان مثالی دیگر از ترکیباتی به صورت  $1W : 3C : 3S : 4C$  استفاده شده که حاوی ۴۰ درصد وزنی سیمان، ۳۰ درصد وزنی ماسه، ۳۰ درصد وزنی رس و ۱۰۰ درصد وزنی آب می باشد.

در این تحقیق از ۳۰۰ گرم مصالح دانه ای استفاده گردیده که به همراه ۳۰۰ گرم از آب ترکیب شده و سوسپانسیون را تشکیل می دهند.

اکنون مصالح توزین شده را به همراه آب در ظرفی که جهت ترکیب کردن آنها انتخاب شده ریخته و مصالح را به خوبی با یکدیگر مخلوط می کنیم. سوسپانسیون حاصله به طور همزمان در درون ظرفی که برای گیرش و انجام آزمایش در نظر گرفته شده است ریخته می شود.

قطر این ظرف ۹ سانتی متر است.

باید متذکر شد، کلیه آزمایشها بر مبنای سیستم فیلتر شده در نظر گرفته شده اند. به این دلیل بایستی از چندین لایه کاغذ صافی جهت خارج شدن آب موجود در نمونه ها استفاده شود. این کاغذها در ته ظرفی که مخلوط در آن ریخته می شود قرار می گیرند. نحوه کار به این صورت است که کاغذها روی یک سطح صاف قرار داده می شوند. سپس قالب یا ظرف گیرش را روی آنها قرار داده و سوسپانسیون در آن ریخته می شود. یکساعت بعد از گیرش سوسپانسیون، میله ای به قطر ۸ میلی متر در مرکز ظرف به صورت قائم قرار داده می شود. هدف از قرار دادن میله آن است که بعد از گیرش سوسپانسیون میله را از نمونه خارج کرده که نهایتاً سوراخی به قطر ۸ میلی متر جهت خروج آب ایجاد می گردد.

مدت زمانی که جهت گیرش سوسپانسیون در نظر گرفته شده است، ۱۱ و ۱۶ ساعته می باشد. به این معنی که پس از ریختن سوسپانسیون در درون قالب، مدت ۱۱ و ۱۶ ساعت اجازه گیرش به سوسپانسیون داده می شود. زمان های یاد شده برای اولین بار و در این تحقیق تعیین و مورد استفاده قرار گرفته اند. لازم بذکر است که این زمانها از طریق آزمایشهای اولیه و نیز سعی و خطا بدست آمده اند.

در آزمایشهای اولیه زمانهای ۱۶، ۱۵، ۱۲، ۱۱، ۱۰، ۹ و ۱۷ ساعته مورد آزمایش قرار گرفتند.

۱۱ ساعت حداقل زمانی است که نمونه ها در اثر اعمال وزن ستونی از آب ریزش نمی کنند و نیز مقدار زیادی هم فرسایش در نمونه بوجود می آید.

۱۶ ساعت هم مدت زمانی است که فرسایش اندکی در بعضی نمونه ها بچشم می خورد ولی در اکثر نمونه ها فرسایش صورت نمی گیرد ارتفاع آبی که برای انجام آزمایش از آن استفاده می شود، ۲۰ و ۴۰ سانتی متر ستون آب می باشد.

ضخامت نمونه ها حدوداً ۴ تا ۵ سانتی متر می باشد که در این صورت گرادیان هیدرولیکی بالایی بوجود می آید. این مقدار بین ۵ تا ۱۰ متغیر می باشد برای بررسی میزان فرسایش پذیری سوسپانسیون ها از دو زمان گیرش و ارتفاع آب مختلف استفاده شده است. تاثیر این مطلب در نتایج آزمایشات و بر روی میزان فرسایش دیده می شود.

مدت زمانی که جهت انجام آزمایش و عبور آب از نمونه در نظر گرفته شده است، نیم ساعت است. این زمان از طریق آزمایش تعیین شده است. به صورت تجربی مشخص شده است که زمانهای نیم تا یک ساعت نتیجه یکسانی را نشان می دهند.

ضمن آنکه زمانهای بالاتر از نیم ساعت نه تنها اتلاف وقت، بلکه مصرف بالای آب را به همراه دارند. همچنین ذکر این نکته ضروری است که مدت زمان آزمایش برای کلیه نمونه ها یکسان می باشد که نهایتاً شرایط یکسانی بر کل آزمایشها حاکم می باشد.

با دقت در سازه های هیدرولیکی می توان دریافت که این آزمایشها شبیه سازی مناسبی را جهت حصول نتایج منطقی بوجود می آورند.

در طول زمان گیرش سوسپانسیون، نمونه ها بدور از رطوبت و یا نور مستقیم آفتاب نگهداری می شوند. یکساعت قبل از شروع آزمایش یعنی ۱۰ و ۱۵ ساعت پس از گیرش، نمونه ها در درون یک مخزن آب قرار داده می شوند. اینکار باعث می شود تا نمونه ها تقریباً اشباع شوند. مدت زمانی که اجازه داده می شود تا عمل اشباع شدن صورت گیرد یکساعت می باشد. هدف اصلی این عمل، کاهش خطای توزین در نمونه ها می باشد.



پس از مدت یکساعت، قطعه را از درون مخزن خارج نموده و با آب کاملاً شستشو داده می شود. در اثر شستشوی نمونه، کف ها و روباره های سیمان که در حین ساخت سوسپانسیون بوجود آمده اند از بین رفته و باز هم خطای توزین نمودن کاهش می یابد. میله ۸ میلی متری را که قبلاً در درون سوسپانسیون قرار داده شده بود را به آرامی خارج کرده تا از حفره ایجاد شده آب خارج شود و فرسایش صورت گیرد.

اکنون توسط ترازوی دقیق، نمونه را وزن کرده و مقدار آن در جدولی که قبلاً تهیه شده درج می گردد. سوسپانسیون گیرش نموده را به وسیله ای که برای انجام آزمایش فرسایش پذیری ساخته شده متصل کرده و آزمایش آغاز می گردد. شیر آب ورودی به دستگاه به آرامی باز می شود. توجه شود که ارتفاع آب ۲۰ و ۴۰ سانتی متر در مخزن به آرامی ایجاد می گردد تا در اثر ضربه حاصله نمونه ریزش نکند.

همانطوری که گفته شد زمان آزمایش نیم ساعت می باشد که در این مدت، سوسپانسیون فرسایش می یابد. بعد از نیم ساعت نمونه از دستگاه جدا شده و مجدداً توزین می گردد. سپس مقدار حاصله مجدداً در جدول درج می گردد.

اختلاف وزن بین دو مقدار ثبت شده قبل و بعد از آزمایش محاسبه می گردد. این کاهش وزن همان فاکتور فرسایش می باشد که عاملی مهم جهت شناسایی ترکیب بهینه می باشد. این مقدار نیز در جدول مربوطه درج می گردد. از تقسیم کردن مقدار کاهش وزن بر وزن اولیه نمونه می توان درصد فرسایش را تعیین نمود.

در پایان آزمایش بایستی ضخامت نمونه ها هم تعیین و آنرا در جدول درج نمود تا به واسطه آن گرادیان هیدرولیکی دقیقاً محاسبه گردد.

**۲- آزمایشهای دسته ب:** بعد از انجام آزمایشهای دسته الف نتایج آنها مورد بررسی قرار گرفتند. همانطور که قبلاً هم گفته شد میزان فرسایش پذیری در گروه هایی که در ترکیب آنها از ماسه استفاده شده بود بیش از اندازه مشاهده گردید. نهایتاً سه روش گوناگون جهت یافتن علت اصلی فرسایش پیشنهاد و مورد آزمایش قرار گرفتند.

به عنوان اولین فرضیه، فیلتر شدن دانه های سیمان توسط ذرات ماسه زبردانه پیشنهاد گردید. این مطلب با استفاده از نمونه برداری روشن شد. به عبارت دیگر سوسپانسیون های گیرش کرده مورد بررسی قرار گرفتند. نحوه آرایش و قرار گرفتن ذرات ماسه و سیمان نشان داد که ذرات سیمان به خوبی در ته ظرف آزمایش نفوذ نکرده اند. برای روشن تر شدن موضوع می توان گفت که ذرات ماسه به سرعت ته نشست می کنند. بدین معنی که ذرات ماسه درشت دانه و سپس متوسط و نهایتاً ماسه ریزدانه به ترتیب در ته ظرف ته نشین می شوند.

در این فرآیند ذرات سیمان فرصت ترکیب و قرار گرفتن مابین ذرات ماسه درشت دانه را ندارد و ذرات درشت بدون ایجاد چسبندگی در ذراتشان در لایه پائینی قرار می گیرند.

این مشکل برای ذرات ماسه متوسط هم تا حدودی وجود دارد. در بالا ترین لایه، ذرات ماسه ریزدانه قرار می گیرند. سوسپانسیون سیمان نیز با ذرات ریزدانه ترکیب شده و چسبندگی لازم بین ذرات ایجاد می گردد.

در تأیید این موضوع می توان به نحوه فرسایش نمونه ها اشاره کرد که پس از شروع آزمایش و جاری شدن آب به سرعت ذرات ماسه درشت دانه از ته قالب خارج می شوند.

برای اطمینان بیشتر، مدت زمان گیرش سوسپانسیون تا ۲۴ ساعت افزایش داده شد. در این صورت هم میزان فرسایش کاهش نمی یابد. چون ذرات سیمان در حد فاصل دانه های ماسه وجود ندارد تا چسبندگی لازم را ایجاد نماید.

برای جلوگیری از فیلتر شدن ذرات سیمان، روش ذیل پیشنهاد شده است:

ماسه ای که در آزمایشهای دسته الف از آن استفاده شده است، از الک های نمره ۴، ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۵۰، ۱۰۰ و ۲۰۰ عبور داده می شود. به عبارت دیگر دانه بندی ماسه از همدیگر جدا می شود.

مانده روی الک ها را در سه گروه ریزدانه، متوسط و درشت دانه طبقه بندی نموده که:

۱- ماسه درشت دانه ، مانده روی الک ۴ ، ۱۰ و ۲۰

۲- ماسه متوسط ، مانده روی الک ۳۰ ، ۴۰ و ۵۰

۳- ماسه ریزدانه ، ردشده از الک ۵۰ تا مانده روی الک ۲۰۰

ماسه درشت دانه ، متوسط و ریز به دو صورت ذیل با آب و سیمان ترکیب می شود :

۲-۱- ترکیب نمودن ماسه با دانه بندی یکنواخت و آب ، سپس ریختن آنها در قالب آزمایش و نهایتاً اضافه کردن سوسپانسیون سیمان به صورت غیر همزمان و جداگانه .

در این روش ماسه های درشت دانه ، متوسط و ریز به صورت جداگانه نگهداری می شوند . مصالح را در گرمخانه خشک نموده و به صورت درصد وزنی ، سیمان و ماسه توزین می گردند . در این آزمایشها مجموعاً از سیصد گرم ماسه و سیمان و همچنین سیصد گرم آب استفاده شده است . در ابتدا ماسه توزین شده را با سیصد گرم آب مخلوط کرده و ترکیب حاصله در درون قالب آزمایش ریخته می شود . حدوداً نیم ساعت زمان لازم است تا آب موجود در قالب به توسط کاغذ صافی از سیستم خارج شود . بعد از گذشت نیم ساعت سیمان توزین شده را مجدداً با سیصد گرم سیمان مخلوط نموده و به خوبی به هم زده می شوند . سپس سوسپانسیون سیمان از بالا بر روی ماسه ریخته می شود .

به دلیل ریزی ذرات سیمان و درشتی ذرات ماسه ، سوسپانسیون سیمان به راحتی در حد فاصل دانه های ماسه نفوذ می نماید . نتیجتاً کلیه سنگدانه ها به خوبی به یکدیگر چسبانیده می شوند . بعد از یکساعت میله به قطر ۸ میلی متر را در درون نمونه و به صورت قائم قرار داده و بقیه مراحل همانند روش الف دنبال می گردد .

۲-۲- ترکیب همزمان ماسه با دانه بندی یکنواخت - آب و سیمان و ریختن آن به صورت مخلوط شده در درون قالب آزمایش . این روش شباهت زیادی به روش (۱-۲) دارد . تنها فرق آن در ترکیب همزمان مصالح ماسه - آب و سیمان میباشد . به این معنی که در روش اول ماسه و سیمان به صورت جداگانه بدرون ظرف آزمایش هدایت می شوند ، ولی در روش اخیر کلیه مصالح با همان درصدهای وزنی به صورت همزمان با یکدیگر ترکیب و بدرون ظرف گیرش هدایت می شوند . کلیه مراحل نیز شبیه به روش قبل است .

۳- ترکیب نمودن ماسه با دانه بندی غیر یکنواخت و آب ، سپس ریختن آنها در قالب آزمایش و نهایتاً اضافه کردن سوسپانسیون سیمان به صورت غیر همزمان و جداگانه .

این روش تلفیقی از آزمایشهای دسته الف و ب می باشند . در ابتدا مصالح خشک توزین می شوند . سپس ماسه با دانه بندی غیر یکنواخت را با سیصد گرم آب ترکیب نموده و در قالب آزمایش ریخته می شوند . پس از خارج شدن آب ، سوسپانسیون سیمان تهیه شده بر روی ماسه ریخته می شود . و مراحل بعدی همانند روش های قبل دنبال می گردد .

### نتیجه گیری

۱- با مقایسه نمودارهای (۱) و (۲) گروه های ۱ و ۲ مشاهده می گردد که افزودن مقدار محدودی نبتونیت به سوسپانسیون تزریق ، مقاومت فرسایشی آمیزه را کاهش نمی دهد .

۲- با دقت در نمودار (۹) گروه های ۳ و ۴ مشاهده می گردد که به دلیل وجود رس در آمیزه تزریق ، افزودن نبتونیت تأثیری بر میزان فرسایش پذیری ترکیب ندارد .

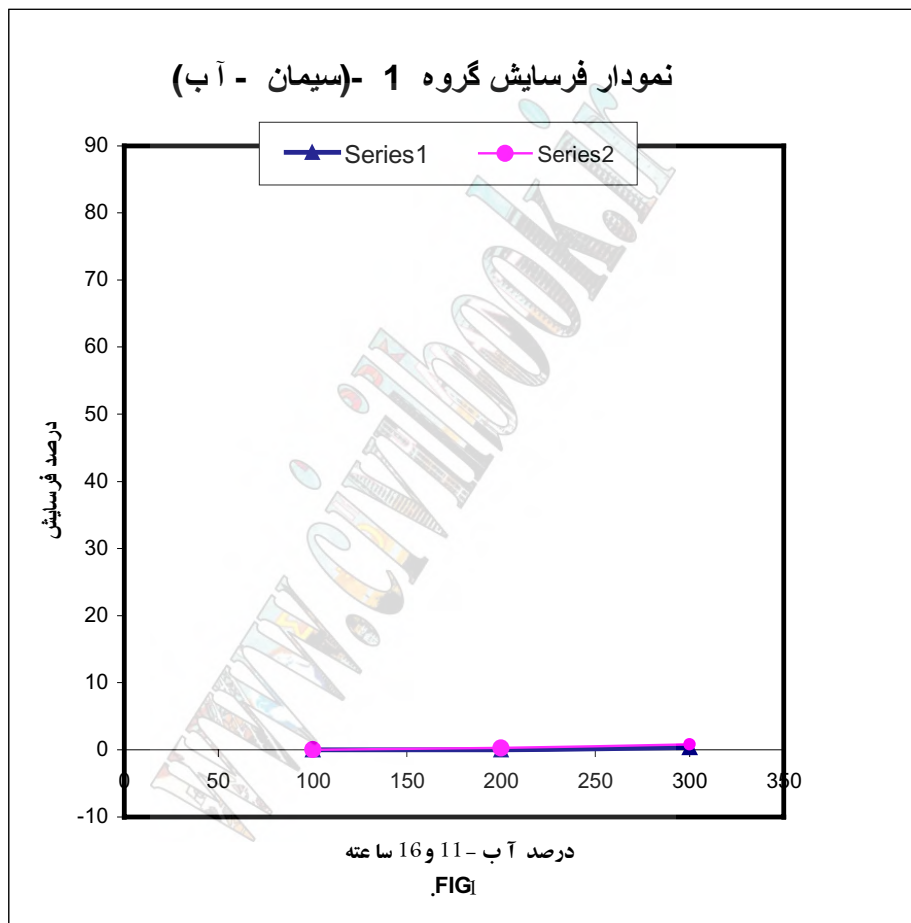
۳- با بررسی نمودار (۱۰) گروه ۵ می توان دریافت که به دلیل وجود ماسه با دانه بندی غیر یکنواخت ، افزایش زمان گیرش در سوسپانسیون ، تأثیر چندانی بر روی مقاومت فرسایشی آینده ندارد .

- ۴- با توجه به نمودار (۱۲) و (۱۳) گروه ۶، چنین استنباط می گردد که استفاده از بنتونیت تا کمتر از ۷ درصد وزنی، مشکلی را از جهت فرسایش پذیری ایجاد نمی کند.
- ۵- با مقایسه نمودار (۵) گروه های ۷ و ۸ مشاهده می شود که به دلیل استفاده از رس در آمیزه تزریق، وجود یا عدم وجود بنتونیت تأثیری بر میزان فرسایش پذیری ترکیب ندارد.
- ۶- رس به دلیل خاصیت چسبندگی و تورم پذیری نقش مهمی را در افزایش مقاومت فرسایشی آمیزه تزریق بر عهده دارد.
- ۷- استفاده از ماسه با دانه بندی گسترده یا غیر یکنواخت باعث افزایش میزان فرسایش پذیری در سوسپانسیون تزریق می گردد. نمودارهای (۶)، (۱۴)، (۱۵)، (۱۶).
- ۸- با توجه به نمودارهای (۶)، (۱۴)، (۱۵)، (۱۶) می توان دریافت که استفاده از ماسه با دانه بندی یکنواخت (با اندازه ذرات یکسان) نتایج مطلوبی را بدست می آورد.
- ۹- در گروه سوسپانسیون هایی که از ماسه با دانه بندی یکنواخت استفاده شده است، مصرف کردن بنتونیت منتفی می گردد. صرفه جویی اقتصادی، راحتی اجرا و سرعت بالای عملیات از محاسن این روش می باشد.
- ۱۰- با توجه به نمودار (۱۷) و مقایسه دو روش تزریق همزمان ماسه - سیمان و تزریق غیر همزمان، می توان دریافت که نتایج آزمایش ها به هم نزدیک بوده که نهایتاً تزریق همزمان به دلیل سادگی و سرعت بالا ترجیح داده می شود.
- ۱۱- توسط مطالعات محلی و گعانه زنی بایستی اندازه درزه و شکافی که تزریق در آن صورت می گیرد مشخص گردد. برحسب این اندازه می توان یکی از گروه های ماسه ای درشت، متوسط و یا ریز را انتخاب و عملیات تزریق را انجام داد.
- ۱۲- روش آزمایش استفاده شده در این تحقیق برای ترکیباتی با نسبت وزنی آب به مصالح دانه ای بیش از واحد (۱ > مصالح دانه ای / آب) کار برد ندارد و جوابها نیز غیر منطقی می باشند.
- ۱۳- میزان فرسایش پذیری گروه هایی که حاوی درصد زیادی رس می باشند تفاوت چندانی با فرسایش پذیری همان گروه با درصد پائین رس و درصد بالای سیمان ندارد، نمودار (۳) و (۱۱) که با توجه به هدف از تزریق باید سوسپانسیون مناسب انتخاب گردد.

## مراجع

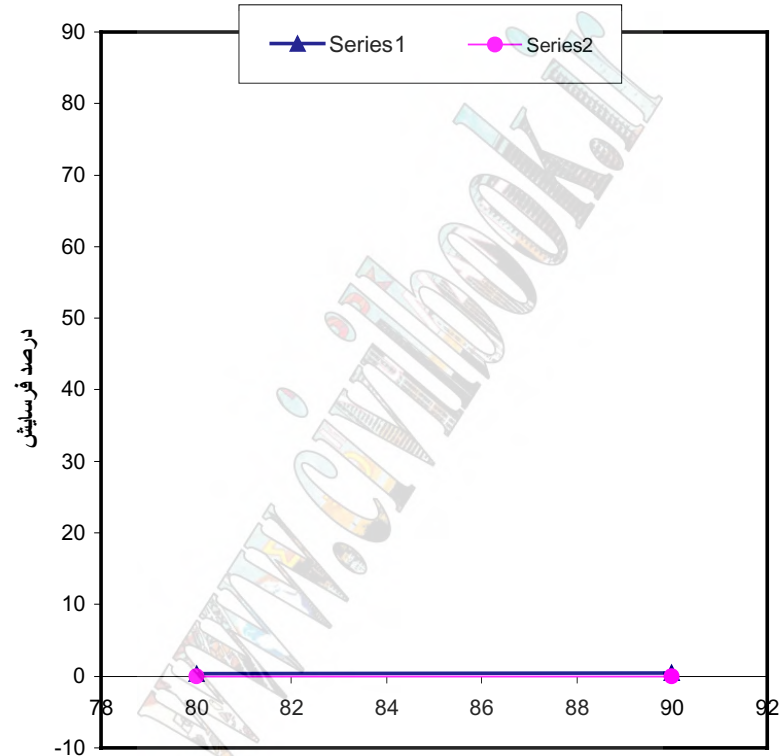
\_. verfel , j . (1989) , “ Rock grouting and diaphragm wall and construction “ .

- نوانیلر - ای . (۱۳۷۵) ، “ عملیات مهندسی تزریق ” ، ترجمه مهندس مقدادی ، انتشارات مهندسین مشاور زاینده آب .



گسترش داده شده توسط سیویل بوک

### نمودار فرسایش گروه 2 - (سیمان - بنتونیت)

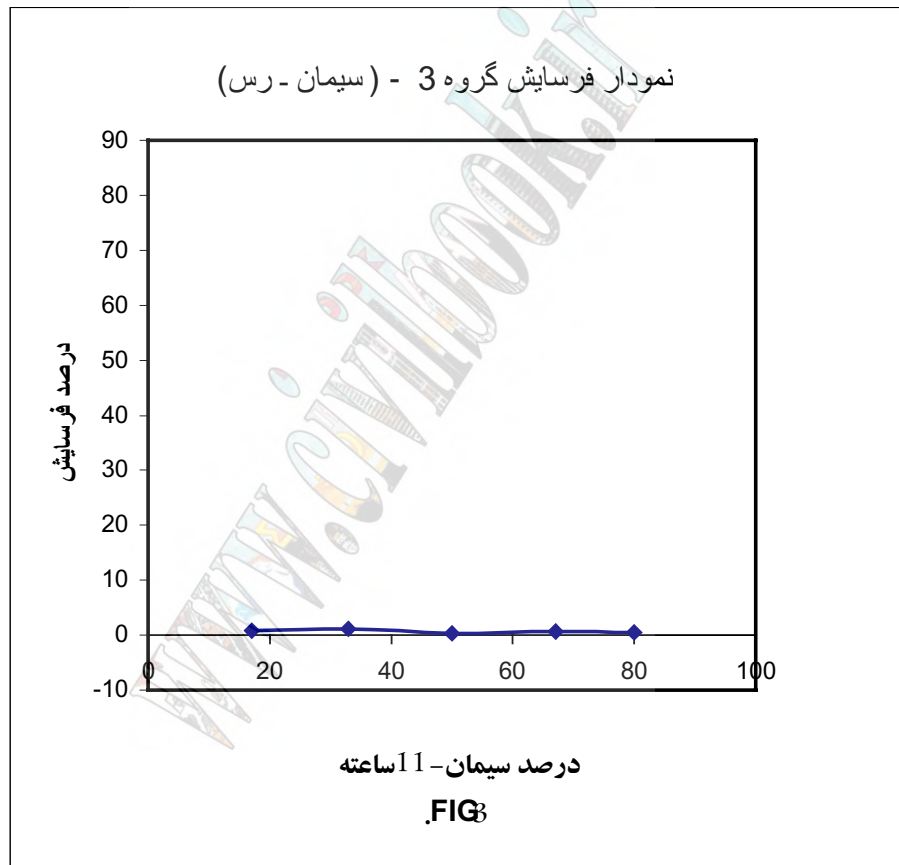


درصد سیمان - 11 و 16 ساعت - 100٪ آب

.FIG2

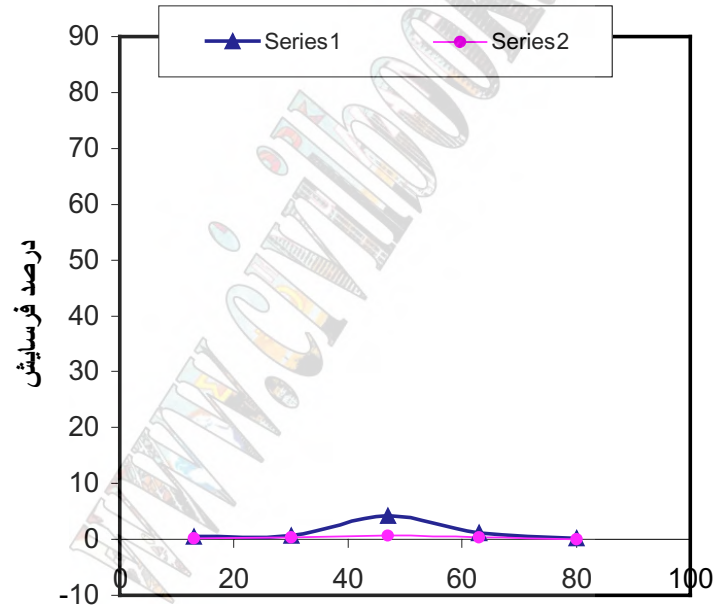
گسترش داده شده توسط سیویل بوک





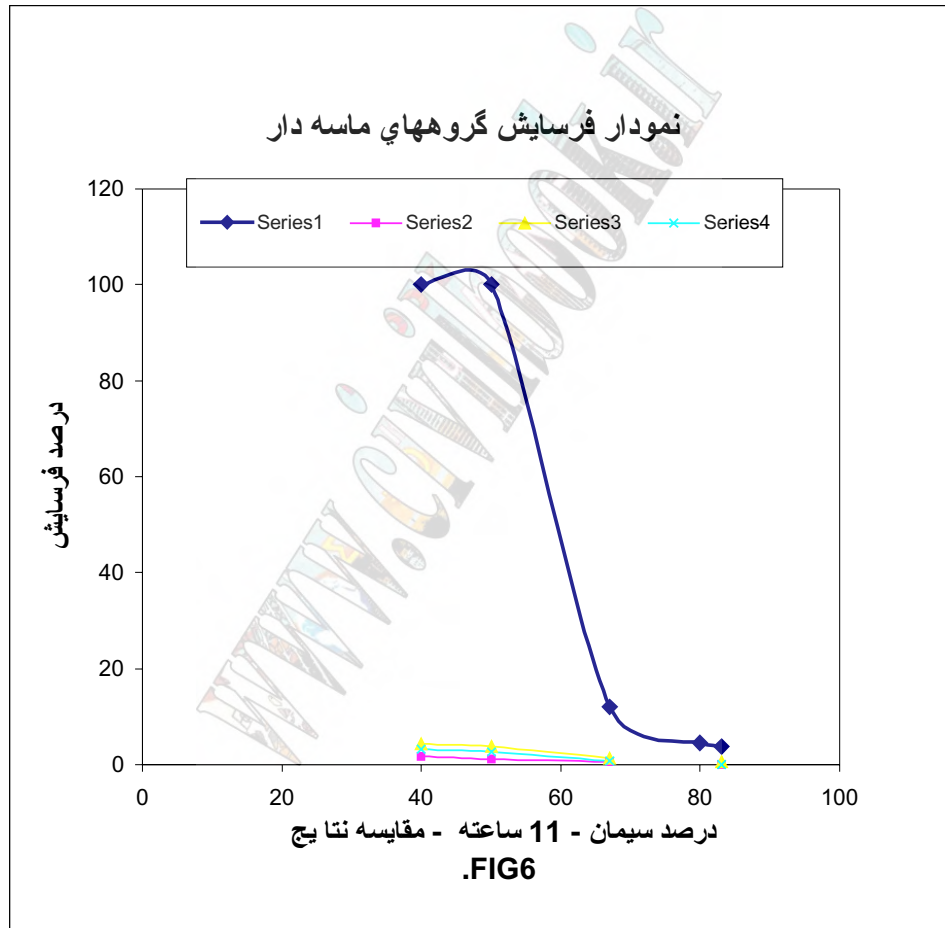
گسترش داده شده توسط سیویل بوک

نمودار فرسایش گروه 4 - (سیمان - رس - بنتونیت)

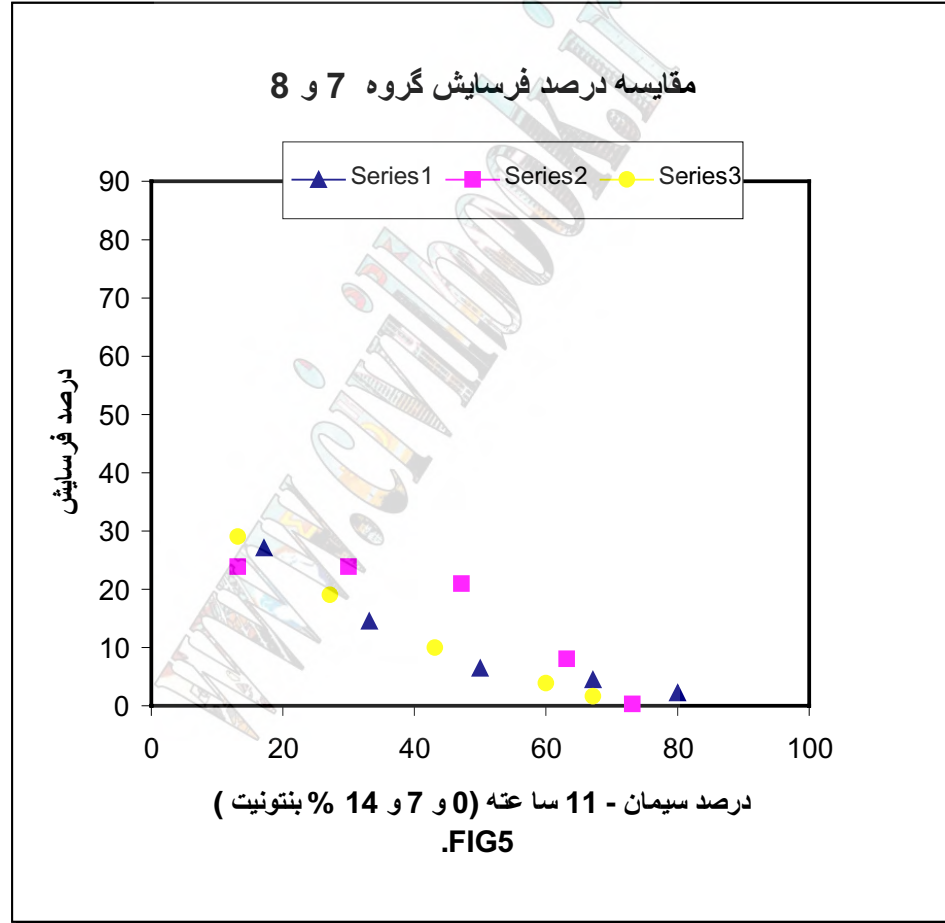


درصد سیمان - 11 و 16 ساعته (B %7)  
.FIG4

گسترش داده شده توسط سیویل بوک

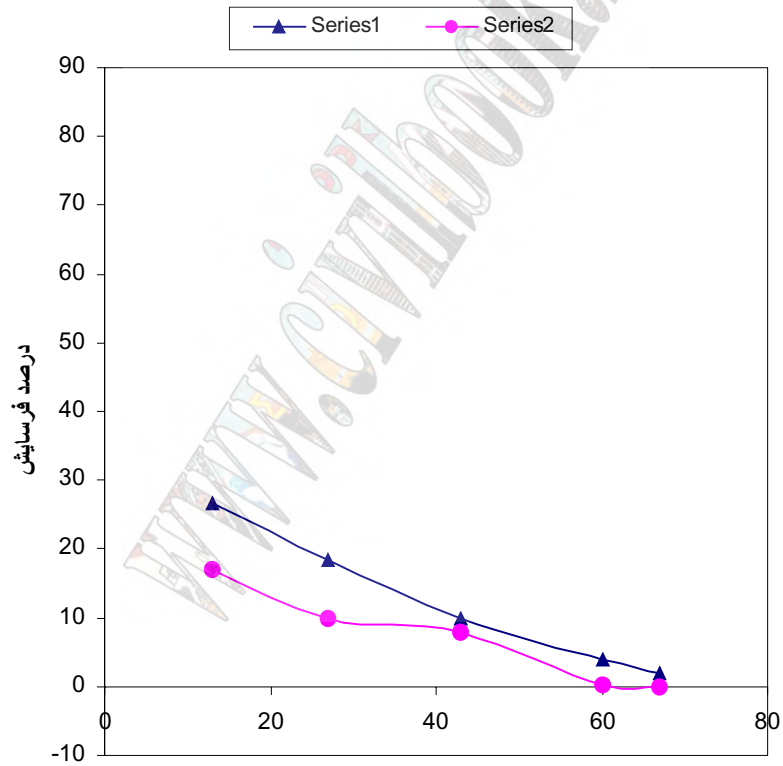


گسترش داده شده توسط سیویل بوک



گسترش داده شده توسط سیویل بوک

نمودار فرسایش گروه 8 - (سیمان - ماسه - رس - بتونیت)

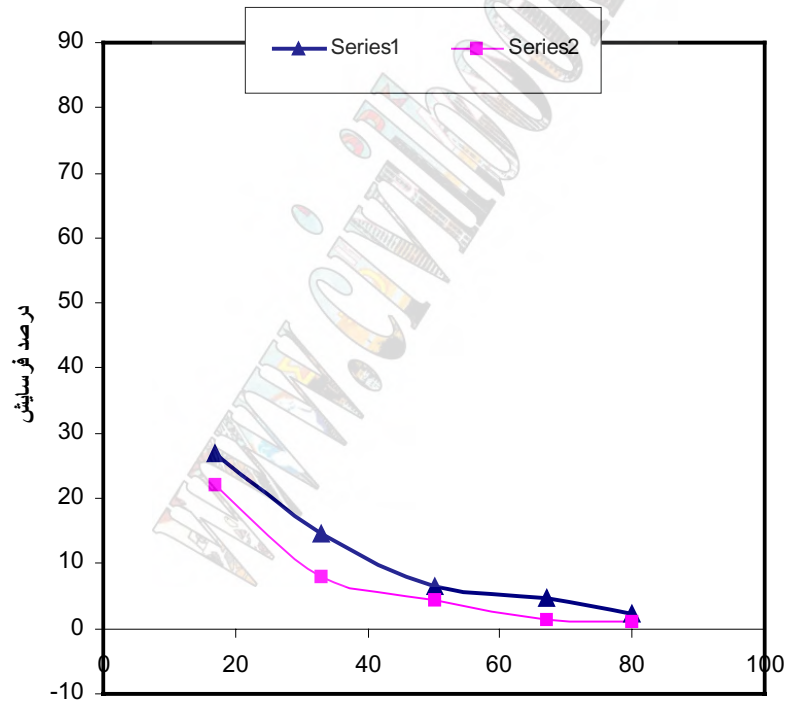


درصد سیمان - 11 و 16 ساعت - 14% B  
.FIG8

گسترش داده شده توسط سیویل بوک

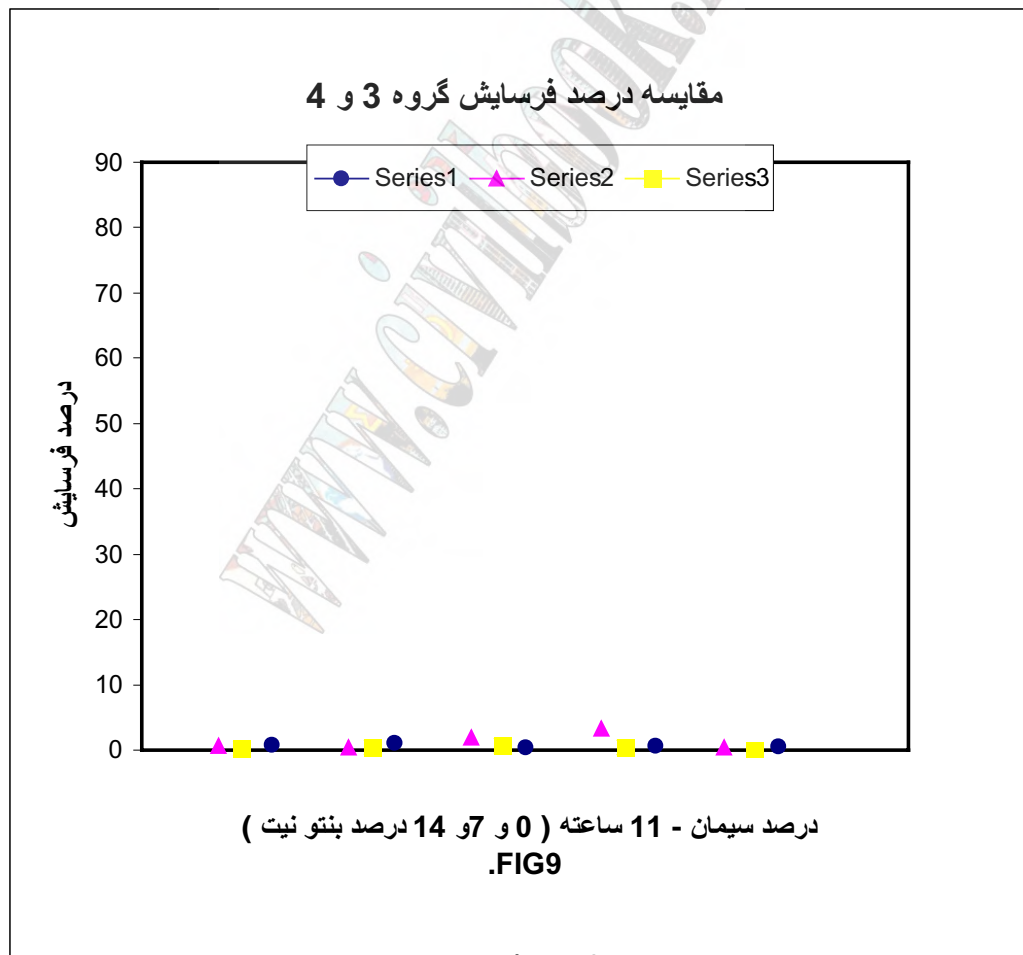


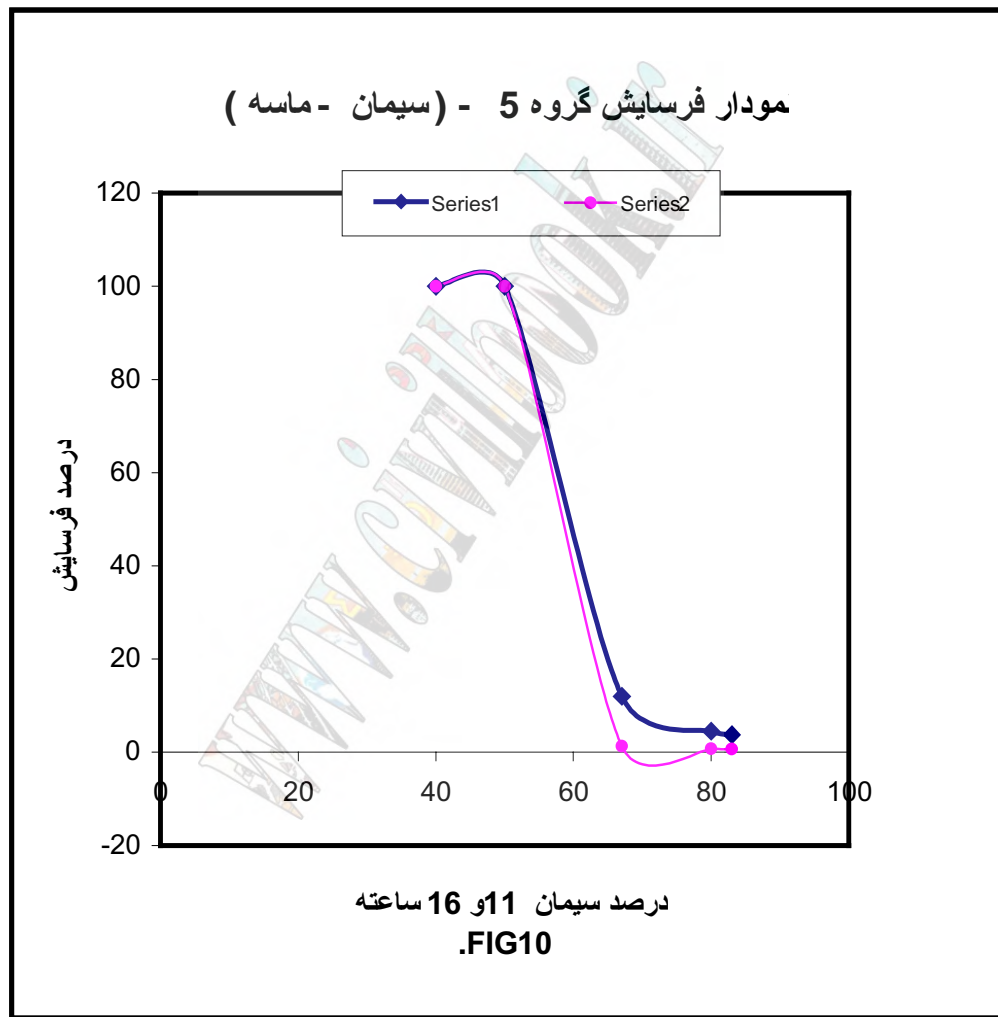
نمودار فرسایش گروه 7 - (سیمان - ماسه - رس)



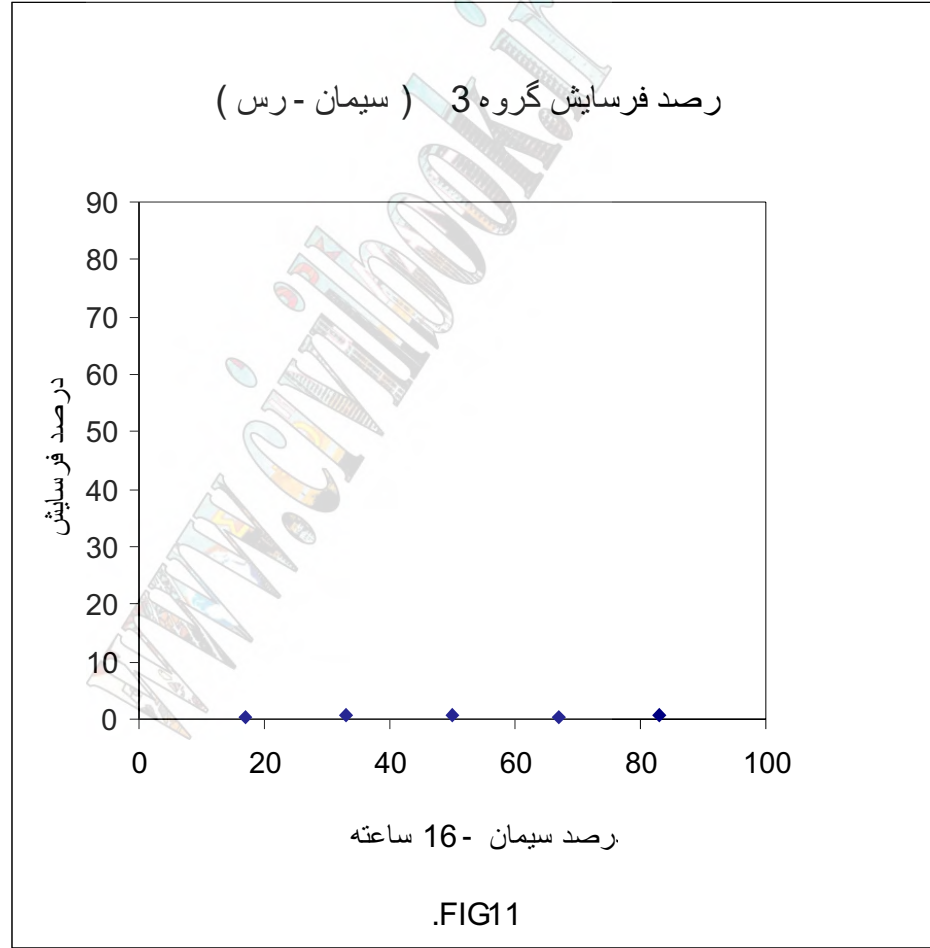
درصد سیمان - 11 و 16 ساعت  
.FIG7

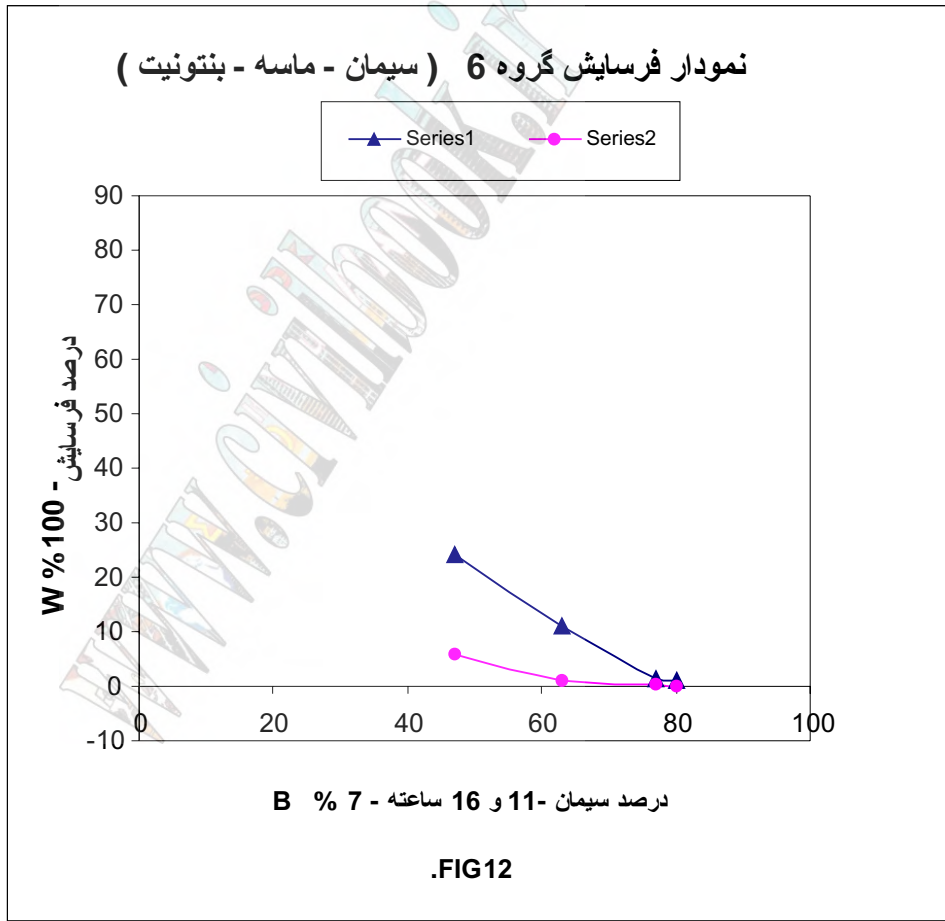
گسترش داده شده توسط سیویل بوک



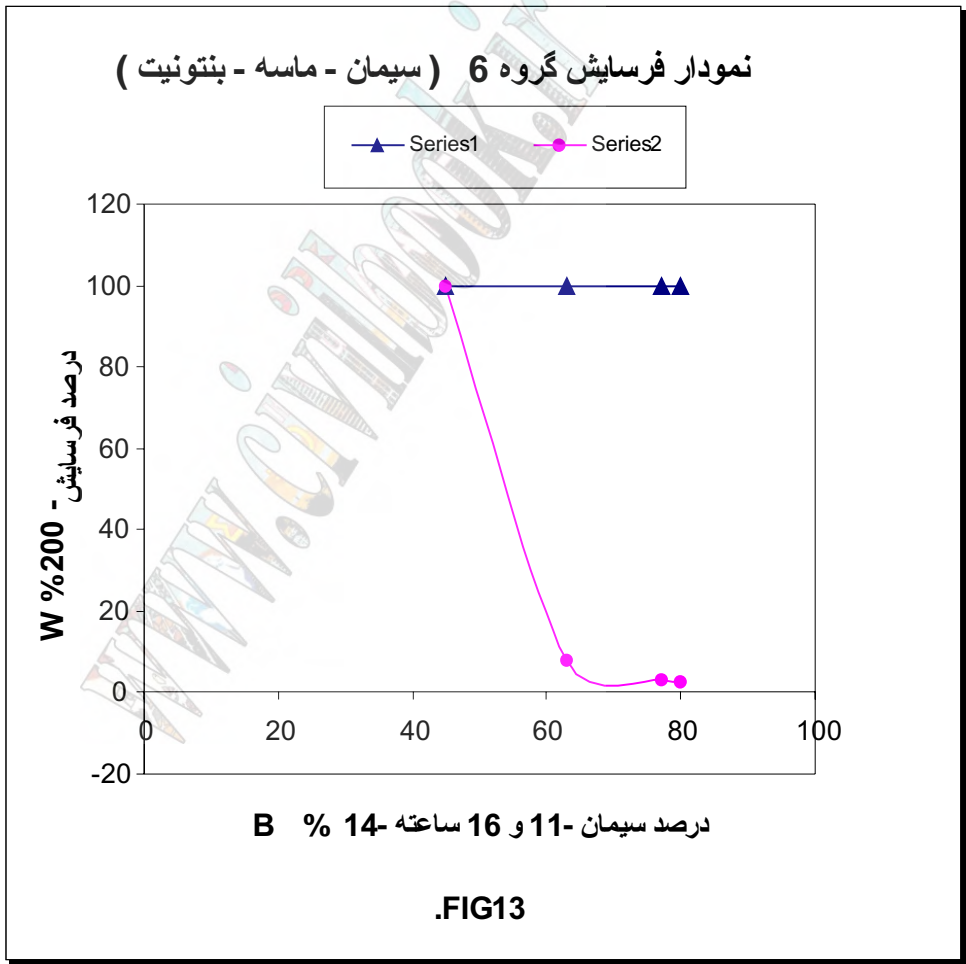


گسترش داده شده توسط سیویل بوک

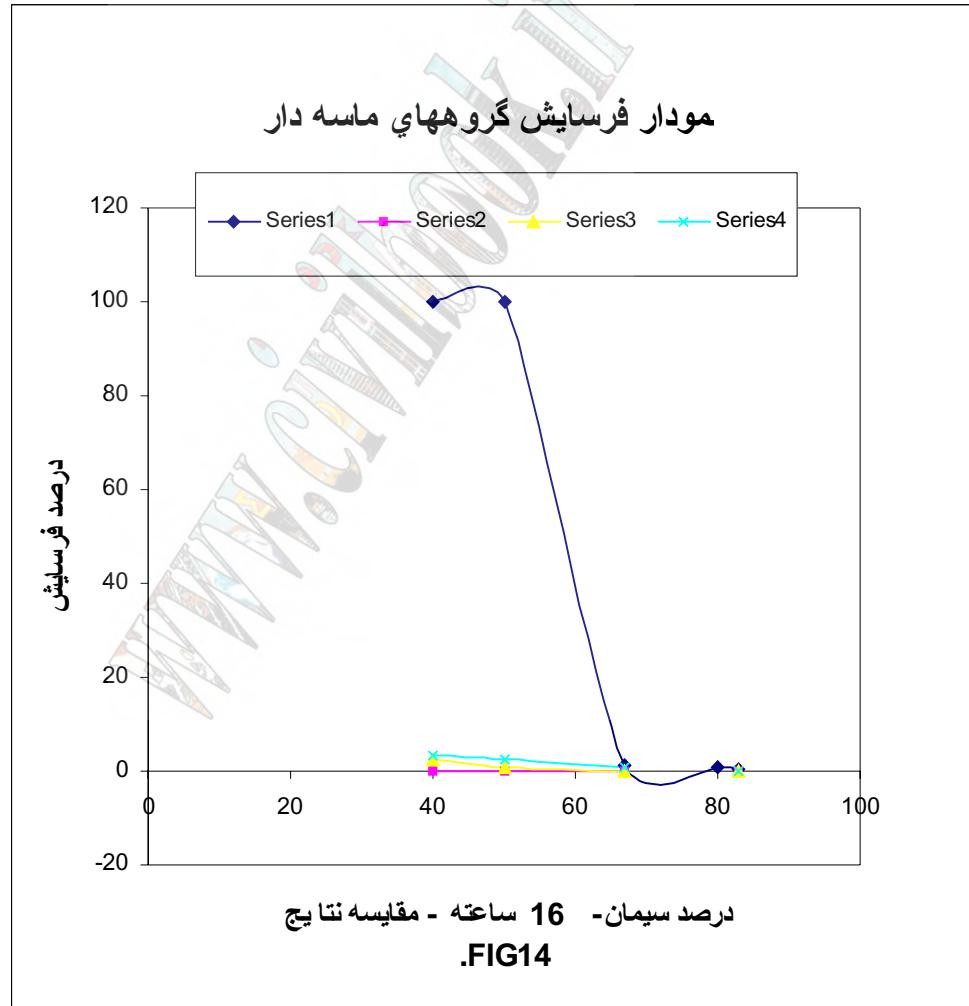




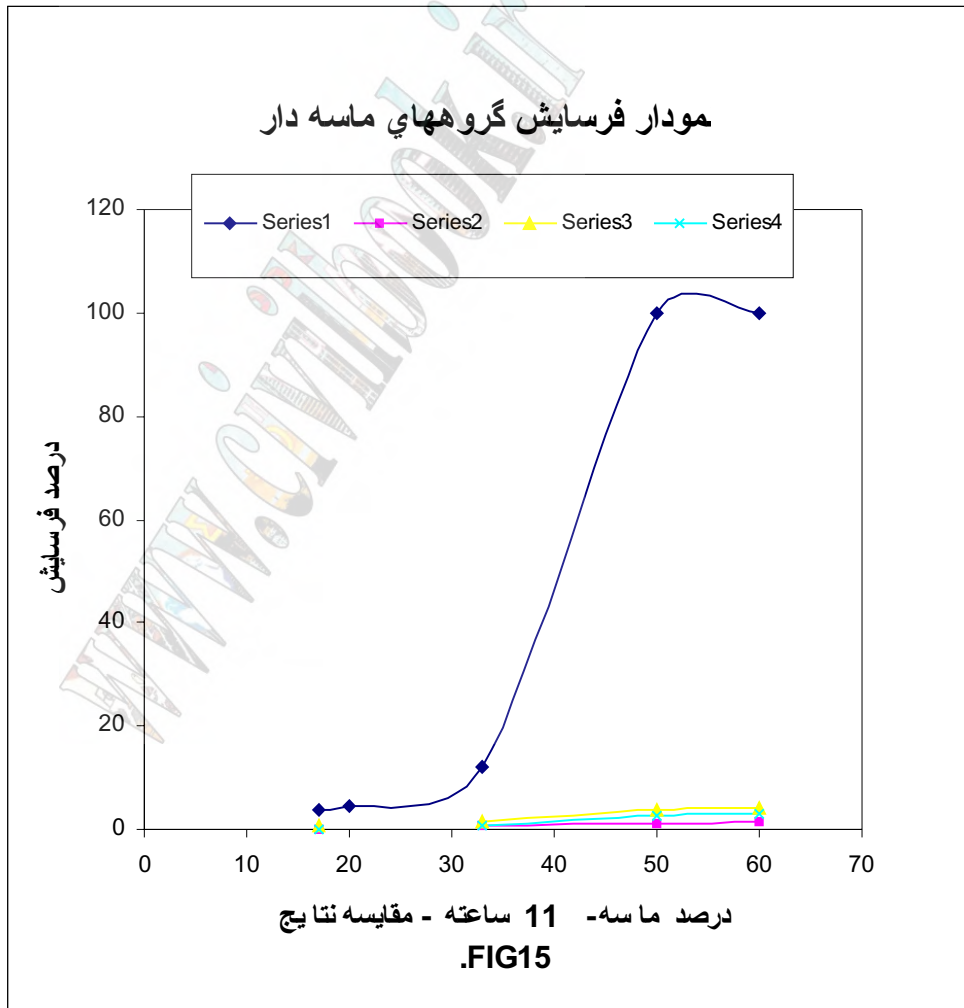




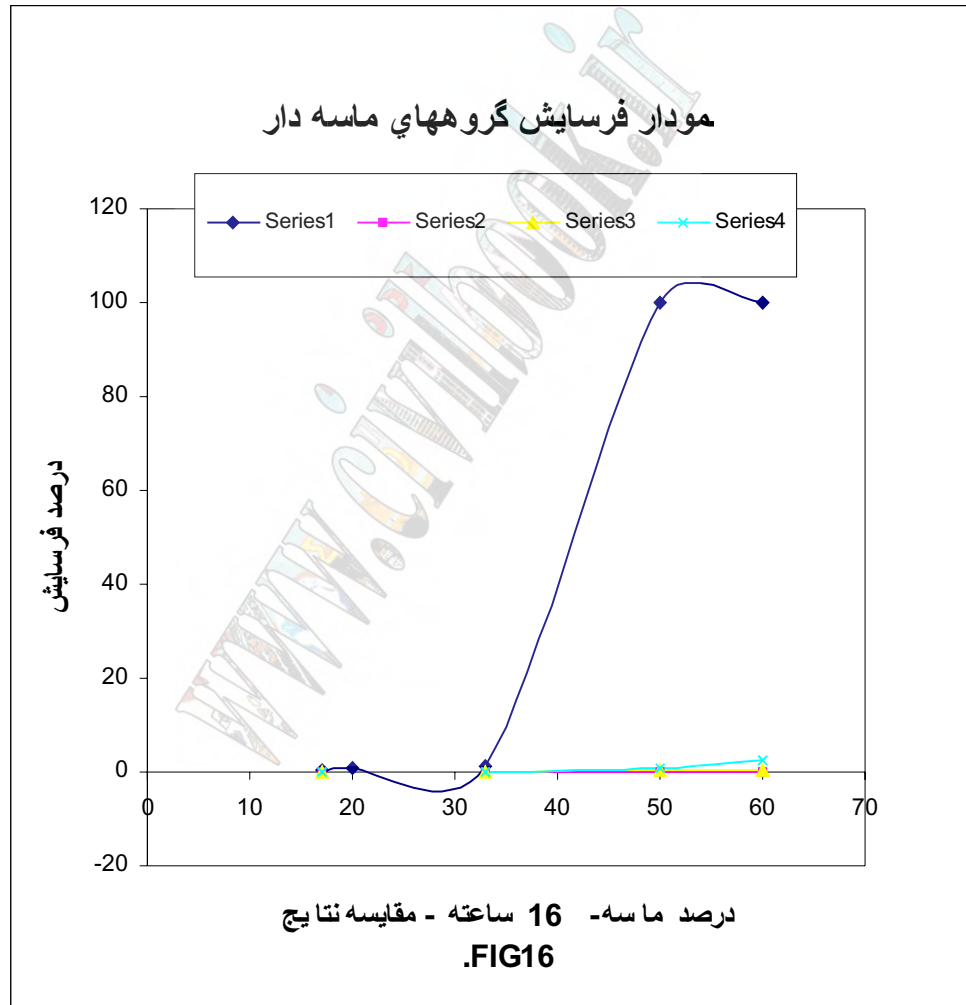
گسترش داده شده توسط سیویل بوک



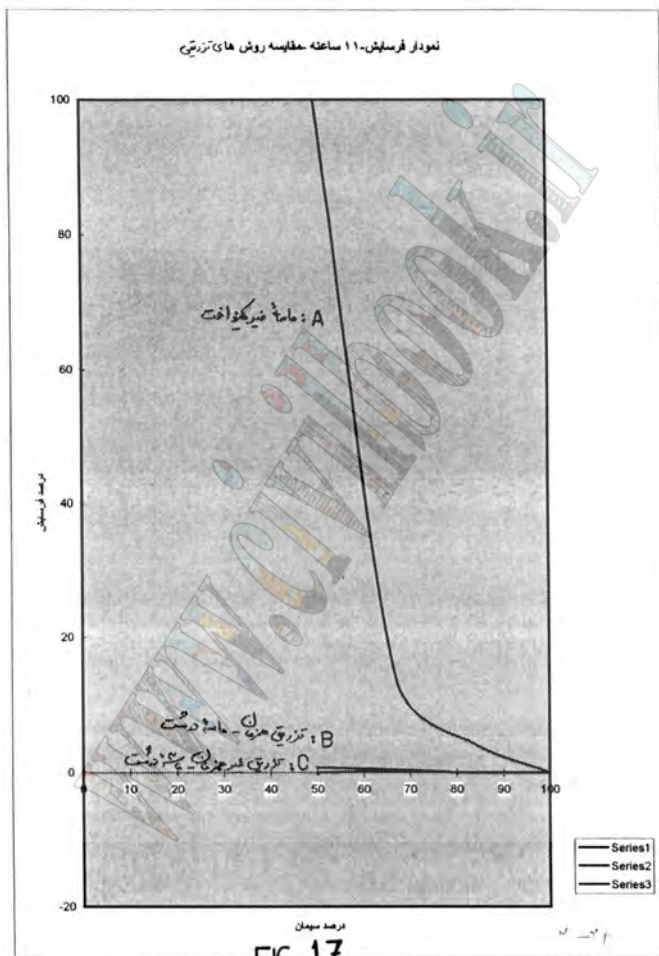
گسترش داده شده توسط سیویل بوک



گسترش داده شده توسط سیویل بوک



گسترش داده شده توسط سیویل بوک



گسترش داده شده توسط سیویل بوک



## عملکرد پروژه آب بند سد شهید عباسپور

محمد تقی منصوری کیا<sup>۱</sup>

### چکیده:

بررسی آماری دبی زهکش های سد شهید عباسپور با در نظر گرفتن تراز مخزن و سطح آب پائین دست و نیز بررسی پیزومترها در همان بازه های زمانی با در نظر گرفتن فاکتورهای احتمالی مرتبط با عملکرد پرده آب بند نشان داده است که :  
۱- زه آب Spring Gallery که در بر گیرنده آب چشمه عبوری از زیر فونداسیون است مستقل از هذ مخزن و وابسته به تراز tail water می باشد .  
۲- در طول زمان بهره برداری از سد ، دبی زهکش ها کاهش یافته است . (خصوصا "در تکیه گاه چپ )  
۳- نقاط ضعف و آسیب دیدگی پرده آب بند مشخص گردیده و طرحی جهت ترمیم آنها ارائه شده است .

### کلمات کلیدی :

consolidation injection	تزریق تحکیمی	cut off wall	پرده آب بند
cement grouting	تزریق سیمان	drain	زهکش
dam	سد	piezometer	پیزومتر
		tail water	تراز پایاب

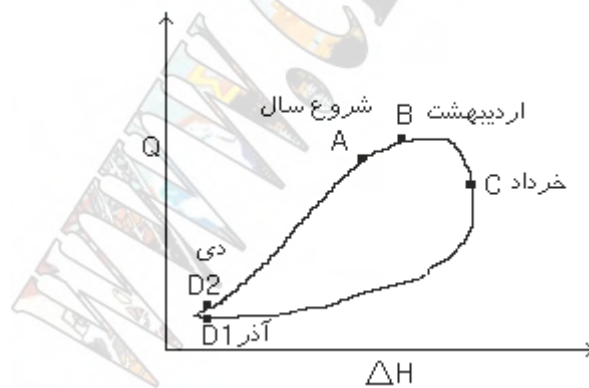
<sup>۱</sup> رییس بخش سازه دفتر فنی سازمان آب و برق خوزستان - [hosseinzadeh\\_m@usa.net](mailto:hosseinzadeh_m@usa.net)

## مقدمه

هدف این تحقیق ارائه سیمای کلی عملکرد پرده آب بند سد شهید عباسپور از ابتدای بهره برداری تا این زمان و علل احتمالی و راهکارهای ترمیم، نقاط ضعف پرده آب بند می باشد.

## ۱- وضعیت عمومی

بررسی آماری سیستم کنترل Monitoring سد در طول بازه زمانی بهره برداری (۲۳ سال) بیانگر تغییرات عادی فشار پیژومتریک در پیژومترها و کاهش مجموع دبی کل زهکشها (Q) می باشد. رابطه تقریبی فی ما بین ((Q)) دبی کل زهکشها (و)  $\Delta H$  (در جدول ۱ بصورت عددی نشان داده شده است. جدول فوق بیانگر این است که در یک  $\Delta H$  ثابت ممکن است دو مقدار (Q) وجود داشته باشد. احتمالاً این امر ناشی از تاثیر گذاری تغییرات هد پایاب (که خود تحت تاثیر دبی خروجی نیروگاه است) بر دبی گالری چشمه می باشد. همچنین تاثیرات ناشی از وابستگی (Q) به بازه های زمانی تغییرات  $\Delta H$  (نیز در این زمینه نقش دارد. چرا که تغییرات  $\Delta H$  (از مرداد ماه تا آبان سریع تر از سایر ماههای سال رخ میدهد و البته در همین فاصله زمانی)  $\Delta H$  (در حال کاهش یافتن است. رسم تغییرات  $\Delta H$  (نسبت به ۱۲ ماه و برای سالهای متفاوت نشان از همگرایی منحنی های حاصله در شش ماه اول هر سال و پراکندگی بیشتر نمودارها در پائیز و زمستان دارد. رسم تغییرات فشار پیژومترها نشان از کاهش فشار پیژومتریک یا ثبات تقریبی آنها داشته و وضعیت عمومی فشارها مطلوب می باشد لیکن در پاره ای موارد اختلالاتی در میداین فشار بوجود آمده که بیشتر مورد بررسی قرار میگیرند. تغییرات دمای هوا در طول آمار (متوسط سالانه ۲۲٫۹ درجه سانتیگراد با تغییرات  $\pm ۱۱٫۷۹$ ) (و دمای آب و بتن و تغییر میداین تنش و کرنش و... عموماً "عادی" می باشند.



شکل ۱: فرمت کلی تغییرات اعداد ارائه شده در جدول شماره ۱

مسیر $\rightarrow BC$	مسیر $\rightarrow D2B$	مسیر $\rightarrow CD1$	Q لیتر بر ثانیه
			2000
	D2 122.9 ↓ نقطه	D1 125.28 ↑ نقطه	3000
	130.83 ↓	140.55 ↑	4000
	137.71 ↓	141.9 ↑	5000
	142.43 ↓	156.39 ↑	6000
	146.52 ↓	160.55 ↑	7000
	149.72 ↓	162.08 ↑	8000
C نقطه 162.36		C نقطه 162.36 ↑	8500
162.22 ↑	153.0 ↓		9000
160.14 ↑	155.69 ↓		10000
B نقطه 158.75 ↑	158.75 ↓		10333

جدول شماره ۱ - تغییرات ( $\Delta H$ ) میانگین نسبت به دبی کل خروجی از زهکشها (Q) در ماههای مختلف سال

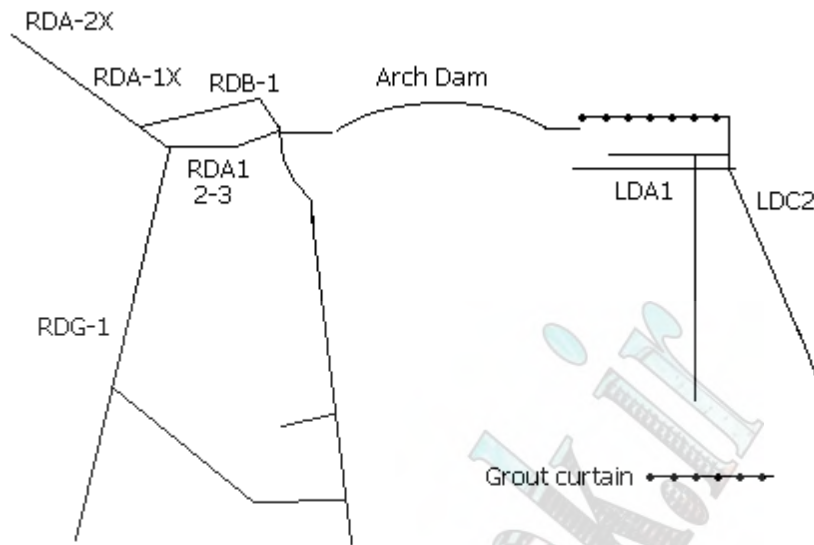
## ۲- ایرادات مشاهده شده

### ۲-۱- در تکیه گاه چپ

تغییرات دبی و فشار در تکیه گاه چپ تا قبل از شروع طرح توسعه نسبتاً "عادی" بوده لیکن پس از شروع عملیات حفاری و انفجارات و تزریقات در گالریهای جدید پاره ای از این تغییرات با تراز مخزن همخوانی ندارد. ضمناً "سیستم monitoring پرده آب بند نیز دچار نوسانات قابل ملاحظه ای گشته است.

گالری های LDA 1 ، LDA 2 ، و LDA 3 این تکیه گاه که به ترتیب در ترازهای ۳۸۰ + ، ۴۴۰ + و ۴۹۳ + قرار دارند با کاهش فشار پیرومتریک در پیرومترهای فوقانی و تحتانی (UP and Down Stream) مواجه شده اند .

ضمناً "در درین D 118 تا ۱۹۹ هیچگونه down Drain وجود نداشته و تنها Up Drain رخ می دهد. در این فاصله دو پیرومتر LDA 1-3 و LDA 1-2 A وجود دارند که افزایش فشار در پیرومتر اخیر حکایت از انتقال فشار اضافی به پرده آب بند در سمت راست این گالری دارد، لیکن فشار در LDA 1-3 از 80 m + به 50 m - (در حداکثر تراز مخزن) رسیده است .



شکل شماره ۲ - پلان جا نمایی گالریها



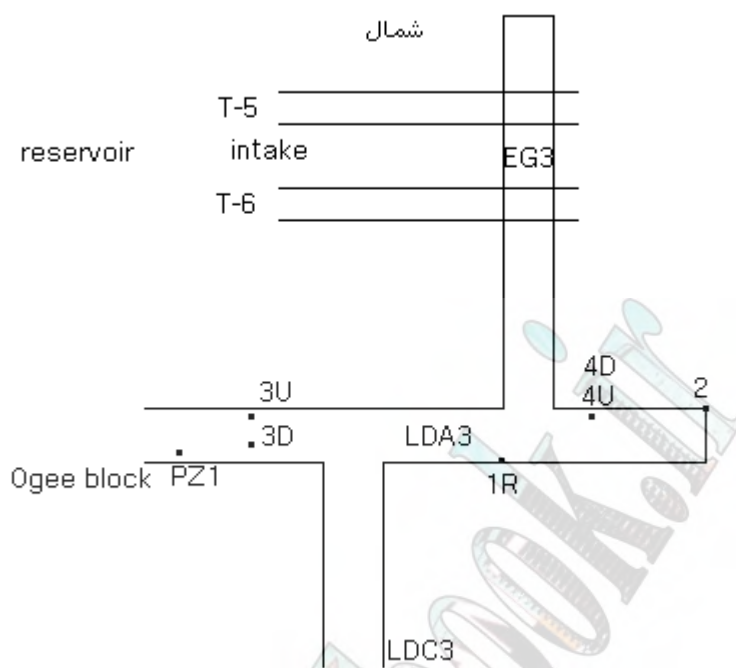
شکل شماره ۳ - مقطع جا نمایی گالری ها

U = Up Stream

D = Down Stream

حفاری و تزریقات در گالری ( EG3 طرح توسعه ) موجب شده که پیزومترهای LDA3 - 4 D و LDA3 - 4 u و

LDA3 - r مسدود شده و پیزومترهای LDA3- 3D و LDA3- 3 u و LDA3 - PZ 1 با افت فشار مواجه شوند .



شکل شماره ۴ - پلان شماتیک قرار گیری گالریهای طرح توسعه نسبت به گالری LDC 3  
EG3 گالری تزریق -زهکش -پیزومتر در طرح توسعه نیروگاه دوم سد می باشد.

## ۲-۲- تکیه گاه راست

وقوع بارندگی های شدید در حوزه آبخیز سد ( خصوصاً "در دامنه های اطراف) موجب گل آلود شدن آب چشمه عبوری از زیر تکیه گاه راست گردیده و گاهاً "تا ماهها این آب گل آلود باقی می ماند .  
این پدیده حکایت از مستقل بودن آب چشمه از مخزن سد دارد . همچنین تناسبی میان اختلاف هد مخزن و پایاب از یکسو و دبی Spring gallery وجود ندارد و این خود مؤید این موضوع است .  
البته شواهد بیانگر آنست که دبی گالری چشمه تحت تأثیر تراز پایاب Tail water می باشد و با بالا آمدن این تراز تحت اثر افزایش آب خروجی از توربین ها ، تراز پایاب بر چشمه اثر گذاشته و نوعی پس زدگی در آن بوجود آورده و سبب افزایش ظاهری دبی چشمه می گردد .  
بنا بر این با توجه به حجم زیاد دبی گالریهای چشمه و RDG 1 نسبت به کل حجم زهکش ها می توان گفت که تأثیر هد پایاب بر دبی خروجی از زهکشها ملموس می باشد .  
به هر حال امکان تأثیر غیر مستقیم تراز مخزن بر دبی گالری چشمه وجود دارد .  
در گالری RDB 2 و در 0.0 Pm تا 10 آثار شکستگی و در 40 Pm تا 50 همین آثار همراه با نشی آب دیده می شود . در RDB1 آثار شکستگی در 79 تا 86 روی پوشش بتنی بصورت ترکهای افقی بطول ۷ متر دیده می شود که توام با نشی و کلیست در سمت ( UP Stream ) می باشد . در همان بازه شکستگی Down Stream با کلیست خشک شده و بدون نشی ملاحظه میگردد . وجود آثار نشت از درون ترک های پوشش بتنی در 10 ، ۱۳ ، ۱۹ ، ۲۴ ، ۱۱۶ با دبی تقریبی 0.5 lit / min تا 1 و در درین D106 با 2-3 lit/min حکایت از بوجود آمدن نقصی در عملکرد پرده آب بند دارند.

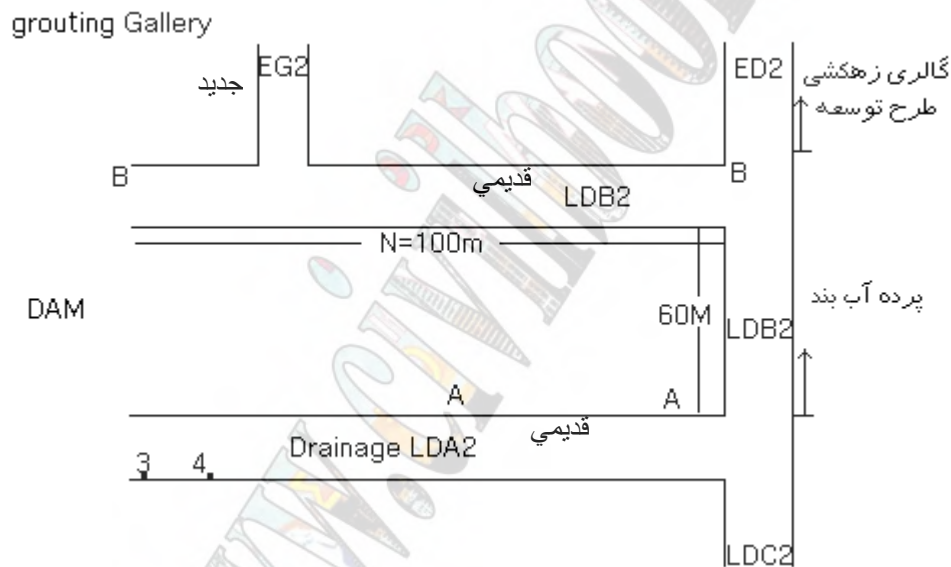


### ۳-۲- در فونداسیون ، روی پنجه و پایین دست سد

در گالری فونداسیون بین درین پیزومتر ۱۲ SD - 5 به عمق ۴۸ متر ( اولی ) و D-1 به عمق ۸۵ متر (دومی) و تا حدودی درین D-4۱۴-اتصال برقرار شده است .

احتمالا "علت این امر فعال شدن شبکه های قدیم و جدید درزه فی ما بین درین های فوق ( خصوصا "درین های اولی ) زیر بلوک شماره ۱۲ سد ( و دومی ) زیر بلوک شماره ۱۴ سد ) ناشی از تغییرات سریع تراز مخزن بوده است .  
در صورتی که شیر هر دو پیزومتر فوق بسته باشد ، فشار در اولی به ۷ Bar و دردومی به ۶ Bar می رسد . و درصورت تغییر این فشار همواره یک بار اختلاف هد بین آنها حفظ میگردد .  
اگر درین اول بسته بماند ، خروجی دومی توام با گل آلودگی حدود ۵ دقیقه و اگر درین دوم بسته بماند خروجی اولی توام با گل آلودگی تقریبا " نیم ساعت خواهد بود که پس از آن زلال میشود .

### ۴-۲- در طرح توسعه نیروگاه



شکل شماره ۵ - پلان شماتیک گالریهای طرح توسعه نسبت به گالری LDA 2

شروع عملیات تزریق در گالری طرح توسعه با بیرون زدگی آثار تزریق در ابتدای گالری ( LDA2 در طول خط-A ) ( A ) ، افزایش فشار در پیزومترهای ۳ و ۴ همان گالری ، ایجاد ترک های مورب و گاه " هلالی شکل در جدار و سقف گالری ( در طول خط ( B-B ) ) و خصوصا " در بازه ۴ متری انتهای آن ( ۷۹ pm تا ۸۳ pm و ۱۴۳.۵ pm تا ۱۴۰ pm شکستگی لاینینگ رخ داده ) همراه بوده است . در همان گالری دونشتی جدید ( ۱۰۶ pm در ۳ lit/min و ۷۶.۵ pm در ۲ lit/min ) بوجود آمده است .

### ۳- پیشنهادات

#### ۳-۱- در تکیه گاه چپ

در کل محدوده ای از پرده آب بند که فی ما بین ترازهای ۳۵۵+ و ۴۹۳+ و با عرض متغیر (حداکثر ۹۰ متر) و به ضخامت پرده آب بند قرار دارد نیاز به ترمیم و تزریق تحکیمی خواهد داشت . بدین منظور نیاز به تزریق از گالری LDA2 به عمق ۸۵ m و از گالری LDA3 به عمق ۵۳ m ضروری خواهد بود.

تزیقات می تواند در ترازهای +۰ ، +۱۵ ، +۲۵ ، +۳۵ و ... نسبت به کف هر گالری صورت گیرد .  
پس از حفر گمانه ها و شستشوی درزه ها با آب خالصی در فشار ۳ - ۴ Bar می توان آزمایش لوژان را جهت تعیین دقیق فشار تزریق انجام داده و سپس تزریق تحکیمی را با (عامل سیمان تپ V) انجام داد.

### ۳-۲- در تکیه گاه راست

نیاز به حفاری گمانه های جدید و نمونه گیری در گالری های زیر مشهود است :

در Pm های ۱۱۰، ۸۰، ۴۰، ۲۵، ۲۰، ۱۰ از گالری RDB1

در Pm های بین ۱۰ تا ۴۰ ، بین ۴۰ تا ۵۰ و بین ۸۰ تا ۹۰ از گالری RDB2

در Pm های ۱۰ ، بین ۳۰ تا ۵۰ و ۸۰ از گالری RDB3

۳-۳- در فونداسیون و طرح توسعه

تزریق مجدد پرده آب بند فی ما بین بلوک های ۱۲ تا ۱۴ سد می تواند منجر به ترمیم آسیب دیدگی احتمالی پرده آب بند در این ناحیه گردد.

### نتیجه گیری

۴-۱- تقریباً "ثابت شده است که زه آب Spring Gallery که در بر گیرنده آب چشمه عبوری از زیر فونداسیون سد می باشد مستقل از تراز مخزن بوده ولی به تراز Tail water بستگی دارد .

۴-۲- بازه تغییرات عددی تیل واتر و تراز مخزن مشخص شده و رابطه تقریبی ارتباط بین دبی خروجی از گالریهای زهکش و اختلاف هد تراز مخزن و پایاب ( $\Delta H$ ) (بدست آمده است . این رابطه مستقل از تراز آب مخزن بوده و تنها به اختلاف هد مخزن و پایاب ( $\Delta H$ ) ارتباط داده شده است (جدول شماره ۱).

۴-۳- کاهش دبی گالریها تکیه گاه چپ پس از ساخت تونل انحراف آب ( طرح توسعه نیروگاه دوم ) و تزریق تحکیمی این تونل ها قابل توجه می باشد و بر خلاف تصور اولیه ، انفجارات بعمل آمده جهت ساخت تونل های انحراف آب نیروگاه دوم موجب افزایش دبی گالریهای تکیه گاه چپ نشده است .

۴-۴- در طول زمان بهره برداری از سد ، دبی عبوری از تکیه گاه ها و فونداسیون کاهش اندک سالیانه را نشان می دهد .

۴-۵- با توجه به روند تغییرات فشار پیزومتریک در پارهای نقاط و تغییرات دبی ماهانه نسبت به  $\Delta H$  محل آسیب دیدگی پرده آب بند مشخص شده است .

۴-۶- ایجاد پوشش بتنی مسلح در حدود ۴۰۰ متر و پوشش شات کریت در ۷۰۰ متر از طول گالریها ضروری است .

۴-۷- ترمیم پرده تزریق در تکیه چپ ( طبق بند ۳ - ۱ ) و احتمالاً "تکیه گاه راست ( بسته به نتایج بند ۴ - ۸ ) و نیز تزریق مجدد در فونداسیون بلوک های ۱۲ و ۱۴ از اهمیت وافر برخوردار هستند .

۴-۸- حفر گمانه های جدید در محلهای اشاره شده در تکیه گاه راست ( ۱۷ عدد طبق بند ۳ - ۲ ) جهت تشخیص صحیح تر، از وضعیت پرده آب بند ، منطقی به نظر می رسد .

۴-۹- بررسی ساختار کانی های معلق در آب چشمه های موجود در گالریها با کانی های موجود در Shale zone و آب مخزن ضروری است .

### سپاسگزاری

بدینوسیله از همکاری آقایان مهندس براتی، میاح پور و حسین زاده که در تحلیل حجم سنگین اطلاعات همکاری نموده اند صمیمانه تشکر می نمایم.

## مراجع

گروه پایداری سد شهید عباسپور، مجموعه داده های سیستم مونیتورینگ سد در طی ۲۳ سال دوران بهره برداری شرکت تولید و بهره برداری سد شهید عباسپور



## ارزیابی ویژگیهای هیدرودینامیکی یک سازند کربناته در ساختگاه سد تنگ شمیران ایلام

حمیدرضا جهانی<sup>۱</sup>

### چکیده:

سازند آسماری به سن اولیگوموسن و با ترکیب سنگ شناسی آهکی از سازندهایی است که در ایران به عنوان بستری با آمادگی زیاد برای گسترش پدیده کارستی شدن شناخته شده است. این سازند که در باختر ایران در گستره استان ایلام بصورتی جدانشده با سازند شهبازان و با نام آسماری - شهبازان شناخته شده است، ترکیب اصلی سنگ شناسی تکیه گاهها و بخشی از مخزن سد تنگ شمیران را در ۱۰۰ کیلومتری جنوب باختری شهرستان کرمانشاه تشکیل می دهد. بمنظور بررسی ویژگیهای هیدرودینامیکی و چگونگی تراوایی در این سازند، در تکیه گاه راست سد روش ردیابی رنگی بکار گرفته شده است. بدین منظور ماده رنگی در کرانه راست رودخانه گنگیر در حدود ۴ کیلومتر بالادست در مخزن سد تزریق و نمونه برداری در فواصل زمانی و نقاط تعیین شده به مدت ۲/۵ ماه انجام شد. استفاده از این روش منجر به شناخت بهتر وضعیت گسترش ناهمگون پدیده انحلال در سازند کربناته آسماری - شهبازان شد. نتایج بدست آمده نشان می دهند که ماده رنگی اورانین پس از طی مسافت ۴ کیلومتر در مدت چهار روز به محل چشمه شماره دو رسیده است. سرعت بدست آمده بر پایه زمان پیدایش نخستین اثر ماده رنگی در چشمه حدود ۹۸۰ متر در روز می باشد که با توجه به صورتهای پیشین در مورد سازند آسماری - شهبازان سرعتی بالا است. با وجودی که نتایج بدست آمده نشان می دهند در مسیر بین نقطه تزریق اورانین تا چشمه شماره دو پدیده کارستی شدن به گونه ای چشمگیر در سازند کربناته گسترش یافته، شکل نمودار زمان - غلظت در چشمه شماره دو نشاندهنده این است که سیستم کانالهای انحلالی کاملاً یکپارچه و همگن نبوده و جریان آب زیرزمینی از مسیر شکستگیها و کانالهای گوناگونی گذر نموده است. روش آزمایشگاهی مورد استفاده در این پژوهش اندازه گیری بروش اسپکتروفلوئوریمتری و با دستگاه شیمادزو RF - 5000 بوده است.

### کلمات کلیدی:

آبهای زیرزمینی، ردیابی رنگی، کارست

<sup>۱</sup> کارشناس آبهای زیرزمینی مرکز تحقیقات آب hrjahani@hotmail.com

## ۱- مقدمه و کلیات

ساختمان سد تنگ شمیران در ۱۰۰ کیلومتری جنوب باختری شهر کرمانشاه و در ۲۵ کیلومتری شمال باختری شهرستان ایوان قرار دارد. این سد در محل ورودی تنگه ای به همین نام و بر روی رودخانه گنگیر ساخته خواهد شد. موقعیت جغرافیایی سد عبارت است از ۴۶/۷ طول شرقی و ۳۳/۵۴ عرض شمالی.

مساحت حوزه آبریز رودخانه گنگیر تا محل سد تنگ شمیران نزدیک به ۴۲۵ کیلومتر مربع است. طول شاخه اصلی رودخانه ۵۲/۱ کیلومتر و میانگین شیب رودخانه ۰/۷ درصد می باشد. سرچشمه این رودخانه چشمه سراب در بالا دست شهرستان ایوان بوده و آبدهی سالانه در آن ۲/۳ متر مکعب در ثانیه است که کمترین آبدهی در شهریور ۰/۷۸ و بیشترین آبدهی در فروردین ۱/۷۵ متر مکعب در ثانیه می باشد. میانگین بارندگی سالانه در این منطقه ۶۲۰ میلیمتر می باشد.

## ۲- زمین شناسی

منطقه سد تنگ شمیران از نظر زمین شناسی ایران در گستره چین خورده زاگرس قرار دارد. ساخت زمین شناسی آن ساده، ملایم و شامل مجموعه ای از تاقدیسهای نزدیک بهم و با سطح محوری تقریباً قائم بوده که راستای آنها معمولاً شمال باختری - جنوب خاوری است. رسوبات چین خورده این منطقه شامل آهک و دولومیت همراه با مارنهای آهکی بوده که با چینه بندی کم و بیش ظریف مشخص می باشد.

نواحی هموار و دشتهای ناودیسها با سنگ شناسی سازندهای سست گروه فارس و بلندبها را تاقدیسها با سنگ شناسی سازنده سخت آسماری-شهبازان تشکیل میدهند. تاقدیس بانکول با تراز بیشینه ۱۹۲۵ متر مرز خاوری و تاقدیس شره زول با تراز بیشینه ۲۰۴۳ متر از سطح دریا مرز باختری حوزه را میسازند. جنس این تاقدیسها آهک و آهک دولومیتی سازنده آسماری - شهبازان می باشد. بین این دو تاقدیس ناودیس گنگیر قرار گرفته است. زمینهای پست و تپه ماهوری درون ناودیسها از مارنهای، ماسه سنگها، آهکها و گچهای سازنده گچساران بوده و رودخانه گنگیر تقریباً در راستای محور ناودیس مزبور جریان دارد (شکل ۱).

## ۲-۱- چینه شناسی

الف- نهشته های کنونی: این نهشته ها از پیرامون حوزه بسوی درون حوزه از رسوبات واریزه ای مخروط افکنه ها، پادگانه های کهن و جوان و رسوبات برجای تشکیل شده اند. رسوبات آبرفتی بستر رودخانه ستبرای کمتر از سه متر داشته و رودخانه گنگیر در محل محور سد بر روی سنگ کف جاری می باشد.

ب- سازنده گچساران: این سازنده از مارنهای رنگی و مارنهای ژیس دار همراه با ژیس وانیدریت ولایه های نازکی از سنگ آهک و ماسه تشکیل شده است. سن آن میوسن آغازی است و در ناودیس گنگیر گسترش دارد. این سازنده از دید هیدرودینامیکی نفوذ ناپذیر بوده و در تماس با آب نیز کیفیت شیمیایی آن را شدیداً کاهش می دهد. همچنین این سازنده از آمادگی بالایی برای انحلال برخوردار است. تقریباً تمام گستره بالا دست مخزن سد بوسیله این سازنده پوشیده شده است.

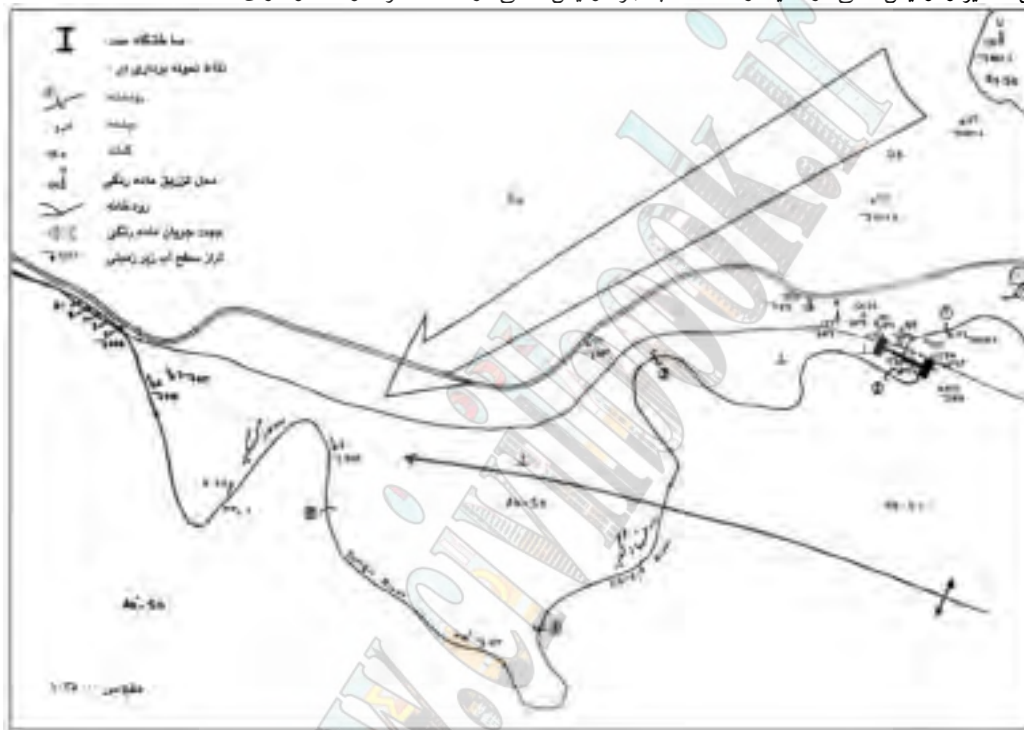
ج- سازنده آسماری-شهبازان: در منطقه مورد مطالعه این دو سازنده از یکدیگر جدا نشده اند. این سازنده شامل آهک، آهک دولومیتی، دولومیت، شیل، آهک مارنی و مارن می باشد و سن آن الیگو میوسن است. بخش زیادی از حوزه آبریز با این سازنده پوشیده شده است که با توجه به سنگ شناسی و توان کارستی شدن آن می تواند نقش مهمی در تغذیه ایخوانهای دشت آبرفتی داشته



باشد. سرچشمه اصلی رودخانه گنگیر یعنی چشمه های سراب و خوران ... از این سازند می باشد. این سازند بویژه در گستره ساختگاه سد در تنگه پائین دست و در بخشهای شمالی مخزن رخنمون دارد.

## ۲-۲- زمین ساخت وزمین شناسی ساختمانی

تاقدیسهای مهم منطقه عبارتند از تاقدیس بانکول، تاقدیس شره زول و تاقدیس کوهپایه و ناودیس های مهم عبارتند از ناودیس گنگیر و ناودیس کانی در که یا دره خشک. به جز ناودیس کانی در که که فشرده و تنگ و دارای



شکل ۱- ساختگاه سد تنگ شمیران در منطقه مورد مطالعه

شیبهای تند می باشد تمام ساختارهای مزبور از ساخت زمین شناسی ساده و ملایمی برخوردارند. هیچ گونه گسل عمده ای در گستره حوزه آبریز دیده نشده است.

همچنین سه دسته نا پیوستگی اصلی در آهکها دیده می شود که دو دسته درزه توده سنگ را بریده اند. یک گروه از این دسته درزه ها که در واقع دسته درزه اصلی نیز می باشند موازی لایه بندی و دیگری عمود بر لایه بندی توده سنگ را بریده است. هر دو دسته درزه کششی می باشند.

## ۳- کیفیت توده های سنگی

ترکیب سنگ شناسی بستر در ساختگاه سد در صورت برداشت نهشته های کنونی و بخشی از سازند گچساران بیشتر از سنگ آهک آسماری - شهبازان می باشد. سد و سرریز آن بر روی توده سنگهای سازند آسماری - شهبازان ساخته خواهد شد. ساختمان سد بر روی واحد آسماری - شهبازان بالایی قرار می گیرد که تشکیل شده از آهک مارنی و گچی ستر با بین لایه هایی از آهک و آهک ما سه ای و لایه های شیل. در زیر این واحد، واحد آسماری - شهبازان میانی قرار دارد که آهک ستر لایه با

آثاری از حفره های زنبوری به اندازه  $10 \times 5$  سانتیمتر می باشد. واحد آسماری زیرین در گستره ساختگاه رخنمون ندارد. بخشی از آسماری-شهبازان میانی که در گستره ساختگاه رخنمون دارد تحت پدیده کارستی شدن قرار گرفته و قسمتی از پی سد روی آن قرار می گیرد. بررسی گمانه های حفر شده در گستره ساختگاه سد (سازند آسماری - شهبازان) نشان می دهد که سنگهای حفاری شده به طور میانگین داری ضریب کیفی متوسط می باشند که در سطح به جز بخش آسماری-شهبازان میانی که در جناح راست پدیده کارست در آن گسترش یافته است، بقیه رخنمونهای سنگی دارای کیفیت متوسط تا خوب میباشند.

#### ۴- بررسی اجمالی وضعیت آبهای زیرزمینی در گستره مورد بررسی

بررسی نمودار حفاری گمانه ها و نیز بررسی رخنمونهای آهکی در مسیر تنگه و در گستره مخزن نشان می دهد آهک آسماری - شهبازان در برخی از قسمتها شدیداً تحت پدیده انحلال قرار گرفته است. با توجه به آمادگی سنگهای آهکی سازند آسماری - شهبازان برای انحلال و پدیده کارستی شدن احتمال وجود منابع آبی در این سازند به صورت گسترده ای وجود دارد. سطح آب زیرزمینی در تکیه گاههای ساختگاه سد در توده سنگهای آهکی به طور یکنواخت و (در اندازه گیری اردیبهشت ۱۳۷۷) تقریباً در تراز ۹۷۳ متری می باشد که حدود ۱۷ متر پایینتر از تراز رودخانه در همین محل می باشد. در حدود ۱/۵ کیلومتری پایین دست ساختگاه سد، سطح آب زیرزمینی در آهک آسماری شهبازان حدود چهار متر پایینتر یعنی در تراز ۹۳۷ متری می باشد (گمانه ۱۲۱ در سوی چپ جاده بین ساختگاه و چشمه ها). در فاصله ۲۸۰۰ متری از محل محور سد چشمه شماره ۲ در تراز ۹۰۸ متری از سطح آب دریا و در فاصله ۳۷۵۰ متری از ساختگاه نیز مجموعه چشمه های ۳ تا ۸ در تراز حدود ۸۹۰ متری از سطح آب دریا در سطح زمین پدیدار شده اند. همه این چشمه ها آب سازند آهکی آسماری - شهبازان را سرریز می نمایند. آبدهی چشمه شماره ۲ بین ۲۰ تا ۳۰ لیتر در ثانیه و مجموع آبدهی چشمه های ۸ - ۳ نیز حدود ۵۰ لیتر در ثانیه گزارش شده است. همچنین چشمه ای در حدود ۳/۵ کیلومتری پایین دست ساختگاه در ساحل چپ وجود دارد که آبدهی آن از چشمه های ساحل راست بسیار بیشتر می باشد. این چشمه سرریز سازند آسماری - شهبازان در ساحل چپ می باشد.

وجود چشمه های کارستی نشانگر این است که سازند آهکی تحت پدیده کارستی شدن قرار گرفته و این پدیده هر چند در همه جا به صورت یکنواخت عمل نکرده ولی در گستره پیرامون چشمه شماره ۲ و چشمه کرانه چپ شدت عمل بیشتری داشته است. چشمه های شماره ۲ و ۷ در ساحل راست و چشمه ساحل چپ بیشترین آبدهی را در بین تمام چشمه ها داشته و در تمام طول سال فعال می باشند. این چشمه ها همچنین از نوسانات اندکی در میزان آبدهی برخوردارند.

مقایسه تراز سطح آب در گمانه های گستره ساختگاه سد در بهار ۱۳۷۸ با زمان مشابه در سال قبل نشان می دهد به طور میانگین سطح ایستایی آبخوان حدود دو متر افت نموده است. این مسئله احتمالاً مربوط به کمبود بارشهای آسمانی و بنابراین کاهش تغذیه آبخوان در سال ۱۳۷۷ می باشد.

با توجه به این که سطح ایستایی در گمانه های نزدیک رودخانه (۱۰۹ و ۱۰۲) بالاتر از سطح آب در گمانه های دورتر (۱۰۱، ۱۰۰ و ۱۱۰) می باشد به نظر می رسد شیب هیدرولیک ملایمی از گمانه های ساحلی به سوی تکیه گاهها برقرار باشد. احتمالاً این مسئله ناشی از تغذیه آهک آسماری - شهبازان توسط رودخانه می باشد.

گمانه های حفر شده در این گستره برخی بازونهای شدیداً متخلخل و هوازده برخوردار نموده که نشاندهنده عملکرد پدیده انحلال می باشد. اندازه این حفره ها گاه تا ۱۲ سانتی متر نیز می رسد. پدیده انحلال در سازند آسماری - شهبازان بیشتر در راستای لایه بندی عمل نموده است. همچنین نمودار حفاری (LOG) برخی گمانه ها در گستره ساختگاه و مخزن و پایین دست نشاندهنده

وجود زونهایی با میزان لوژان بالا می باشد. وجود این زونها گویای توان بالای سازند آسماری - شهبازان برای انباشت و انتقال آب است.

به نظر می رسد با توجه به وضعیت تراز سطح ایستابی گمانه ها و چشمه ها راستای عمومی جریان آب زیرزمینی از خاور به باختر بوده باشد. ضمن این که با توجه به تراز سطح ایستابی در گستره مخزن (حدود ۹۸۳ متر در اردیبهشت ۷۷) و گستره پایین دست ساختگاه در محل گمانه ۱۲۱ (حدود ۹۳۷ متر در اردیبهشت ۷۷) و چشمه شماره ۲ (۹۰۸ متر)، شیب هیدرولیک شدیدی نیز در راستای سه نقطه مزبور به نظر می رسد. دره تنگ شمیران در گستره پایین دست ساختگاه سد با توجه به اختلاف تراز قابل توجهی که با سطح ایستابی آب زیرزمینی در گستره ساختگاه و مخزن سد دارد یک سطح اساس فرسایش محلی (local base of erosion) برای سیستم کارستی منطقه می باشد که توان بالایی برای گسترش پدیده کارستی شدن به وجود آورده است.

وضعیت ساختاری منطقه یعنی راستای عمومی تاقدیسها و ناودیسها نقش مهمی در کنترل جهت عمومی جریان آبهای زیرزمینی منطقه اعمال می نماید و در همین رابطه به نظر می رسد چشمه های پایین دست سرریز طبیعی آبخوان آهکی آسماری - شهبازان در تاقدیس کوهپایه باشند که پس از گذر از طول این تاقدیس به سوی باختر در محل پلانچ آن در سطح زمین پدیدار شده اند.

## ۵-۰ ردیابی رنگی

### ۵-۱- نقطه تزریق ماده رنگی

گمانه ۱۲۶ (در بخش شمالی مخزن) به عنوان محل تزریق ماده رنگی انتخاب شد که فاصله آن تا رودخانه در محل محور ۱۵۰۰ متر می باشد. این گمانه در سازند آسماری - شهبازان حفر شده است. ویژگیهای نقطه تزریق (گمانه ۱۲۶ در گستره مخزن ساحل راست):

تراز دهانه (از سطح دریا)	۱۰۱۹/۸۴ متر
مختصات	$X = 604882/568$ و $Y = 3754008/594$
ژرفای کف	۵۵ متر
تراز سطح آب زیرزمینی	۹۸۱/۶۴ متر (بهمن ۱۳۷۶)
ژرفای سطح آب زیرزمینی	۳۸/۲ متر (بهمن ۱۳۷۶)
زاویه حفاری	۹۰ درجه

ویژگیهای ستون زمین شناسی گمانه در ژرفای پایین تر از سطح آب زیرزمینی:

الف - سنگ شناسی: از ژرفای ۳۴/۹ تا ۵۵ متری آهک بلورین خاکستری، ریزدانه تا درشت دانه، بدون هوازدگی با حفره های انحلالی در اندازه  $1/5 \text{ cm} \times 6 \times 8$  در ژرفای ۴۵/۴۳ متری و  $4 \text{ cm} \times 5 \times 6$  در ژرفای ۵۳ متری (سازند آسماری - شهبازان)  
 ب - نفوذپذیری: از ژرفای ۳۷ تا ۴۲ متری لوژان ۲، از ۴۲ تا ۴۷ متری لوژان ۴۴، از ۴۷ تا ۵۲ متری لوژان ۸ و از ۵۲ تا ۵۵ متری لوژان ۹۲

## ۵-۲- ماده رنگی

ماده رنگی مورد استفاده برای تزریق اورانین (uranine) یا فلئورستین سدیم می باشد. این ماده که هم اکنون بیشترین کاربرد را در مطالعات ردیابی با مواد رنگی داشته و بیش از دیگر مواد مورد توجه هیدروژئولوژیستها می باشد از گروه ردیابهای

فلورسنت بوده که مهمترین ویژگی آنها توان آشکار شدن در غلظتهای بسیار اندک می باشد. همچنین حلالیت بالا در آب باعث می شود ماده رنگی همچون مولکولهای سیال پیروی کامل از جریان آب زیرزمینی داشته باشد. برخی از ویژگیهای این ماده در جدول ۱ آورده شده است.

نام	شماره راهنمای رنگ (CI)	طول موج بیشترین برانگیختگی nm	طول موج بیشترین پرتو دهی nm	اثر PH در پرتو دهی ی	تجزیه در برابر نور	اثر درجه حرارت در پرتو دهی	میزان جذب در رسوبات
اورانین	۴۵۳۵۰	۴۹۰	۵۲۰-۵۱۲	کاهش در PH پایین	زیاد	کاهش اندک	اندک

جدول ۱- گزیده ای از ویژگیهای اورانین (از ویلیامز و فورد ۱۹۸۹)

### ۳-۵- مقدار ماده رنگی

موارد زیر در برآورد میزان ماده رنگی مورد نیاز برای تزریق در گمانه ۱۲۶ در نظر گرفته شد:

الف - فاصله تا نقطه نمونه برداری: دورترین نقطه نمونه برداری نسبت به گمانه تزریق چشمه های ۸-۵ و نیز رودخانه گنگیر در پایین دست چشمه ها بود که فاصله این نقطه ها تا محل تزریق کمتر از ۴ کیلومتر می باشد.

ب - آبدهی: میزان آبدهی مجموعه چشمه های پایین دست ساختگاه کمتر از ۱۵۰ لیتر در ثانیه می باشد و همچنین آبدهی رودخانه گنگیر نیز از کمتر از ۱ تا ۱/۵ متر مکعب در ثانیه متغیر است.

با توجه به این موارد بیشترین مقدار ماده رنگی مورد نیاز برای تزریق ۶ کیلوگرم می باشد.

### ۴-۵- تزریق ماده رنگی

در تاریخ ۱۹ خرداد ۱۳۷۷ پس از رقیق نمودن شش کیلوگرم اورانین در محلول آب و الکل و تزریق آن به درون گمانه حدود ۱۵۰۰ لیتر آب وارد گمانه گردید. تزریق ماده رنگی در ساعت ۱۴/۰۵ آغاز شد و حدود ۳۰ دقیقه به طول انجامید.

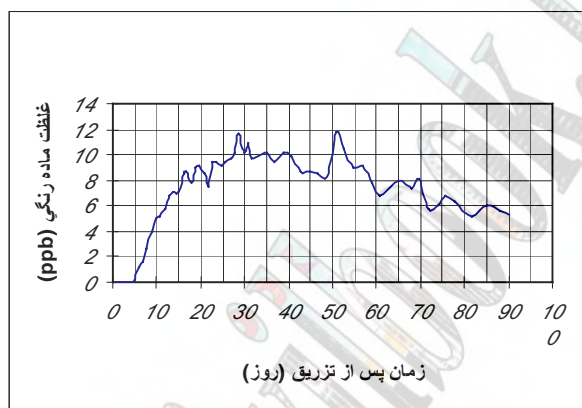
در رابطه با انتخاب زمان تزریق، گذشته از این که این امر تا حد زیادی وابسته به مسایل اجرایی سد و کار آماده سازی و حفر گمانه ها بوده ولی مسئله سطح آب آبخوان ها نیز در نظر گرفته شد. بدین ترتیب که در زمان تزریق سطح آب تقریباً در بالاترین حد خود بود و این مسئله به درک بهتر از وضعیت هیدروژئولوژیک سازند آسماری - شهبازان کمک بیشتری می نمود. به عبارت دیگر در این حالت حجم بیشتری از این سازند در تماس با جریان ردیاب قرار می گرفت.

### ۵-۵- نمونه برداری و سنجش نمونه ها

نقاطی که برای نمونه برداری رنگی در نظر گرفته شده بودند عبارت بودند از ۱۵ گمانه در گستره ساختگاه سد و مخزن و پایین دست ساختگاه، ۸ چشمه در پایین دست گستره ساختگاه و ۵ نقطه در رودخانه گنگیر. کار برداشت نمونه های رنگی از تاریخ

۷۷/۳/۱۵ با برداشت نمونه های زمینه (background) آغاز و تا حدود سه ماه به طول انجامید. مدت زمان نمونه برداری با توجه به این مسئله پیش بینی شد که احتمالاً "دورترین نقطه نمونه برداری نیز مجال کافی برای خروج تمامی ماده رنگی در نمودار زمان - غلظت را داشته باشد. تراکم نمونه برداریها بویژه در روزهای نخست نمونه برداری بیشتر بود تا هر گونه گذر سریع ماده رنگی در محل نمونه برداری آشکار گردد.

کل نمونه های برداشت شده (نمونه های زمینه و نمونه های اصلی) پس از انتقال به آزمایشگاه به وسیله دستگاه شیمادزو RF - ۵۰۰۰ و با روش اسپکتروفلوئوریمتری مورد بررسی قرار گرفتند. نتیجه این اندازه گیریها به صورت نمودار زمان - غلظت ماده رنگی ارائه شد (شکل ۲).



شکل ۲- نمودار زمان - غلظت ماده رنگی برای چشمه شماره ۲

## ۶-۵- بررسی نتایج

اندازه گیری نمونه ها به وسیله دستگاه اسپکتروفلوریمتر نشان داد که تنها نقطه ای که به طور پیوسته و آشکار ماده رنگی را نشان داده چشمه شماره ۲ در کرانه راست رودخانه گنگیر می باشد. نمودار غلظت - زمان مربوط به این چشمه گویای این است که در فاصله زمانی تقریبی چهار روز پس از تزریق، ماده رنگی در محل چشمه پدیدار شده است.

نمونه های برداشت شده در گستره ساختگاه سد (گمانه های هر دو تکیه گاه و رودخانه گنگیر) هیچیک ماده رنگی را نشان ندادند. حتی نمونه های زغال فعال که در نقاط مختلف در بالادست چشمه شماره ۲ در رودخانه گذاشته شده بودند این ماده را نشان ندادند. همچنین روند کاهش غلظت نمونه های برداشت شده از گمانه محل تزریق گویای مقدار قابل ملاحظه ای از این ماده از گمانه می باشد.

بررسی نمودار زمان - غلظت ماده رنگی در محل چشمه شماره دو نشان می دهد که این نمودار نقطه اوج بارز و یگانه ای نداشته با توجه به پهن بودن شکل نمودار در آن چندین نقطه اوج دیده می شود که به ترتیب در فاصله های زمانی الف : هفده روز، ب : سی روز، ج : پنجاه و یک روز، د : شصت و هفت روز و ه : هفتاد و شش روز نمایان شده اند. سرعت جریان آب زیرزمینی بر پایه زمان پیدایش ماده رنگی در چشمه، ۹۸۰ متر در روز می باشد.



### ۵-۶-۱- باز یافت ماده رنگی (dye recovery)

با توجه به نمودار زمان غلظت، سطح زیر منحنی اندازه گیری شده و در برآورد میزان باز یافت ماده رنگی مورد استفاده قرار گرفته است. این سطح برابر با ۶۶۰/۵۵ ppb-day می باشد.

میزان آبدهی چشمه شماره دو در طول زمان نمونه برداری (تابستان ۷۶) ثابت فرض شده که برابر با ۲۵ لیتر در ثانیه بوده است. باز یافت ماده رنگی به ترتیب زیر بدست می آید:

$$M = \int C.Q.dt = Q \int C.dt =$$

$$25 \text{ liter} \cdot \text{sec}^{-1} (660.55 \mu\text{g} \cdot \text{liter}^{-1} \cdot \text{day} \cdot 86400 \text{ sec} \cdot \text{day}^{-1}) = 1426 \text{ g}$$

این مقدار تقریباً ۲۳ درصد ماده رنگی تزریق شده در گمانه ۱۲۶ می باشد. البته باید توجه داشت که در آخرین روز نمونه برداری یعنی پس از حدود ۸۸ روز از آغاز تزریق، غلظت ردیاب جاری در محل چشمه شماره ۲ حدود ۵ ppb (میکروگرم در لیتر) بوده است (شکل دو). این بدین معنی است که دنباله نمودار زمان - غلظت با محور X ها (غلظت صفر) تماس نیافته است و بنابراین سطح زیر نمودار نشان دهنده تمام ردیاب خروجی نمی باشد. با توجه به این مسئله به طور تخمینی می توان باز یافت اورانین از چشمه شماره ۲ را ۳۵ درصد کل ماده رنگی تزریق شده دانست.

### ۵-۶-۲- ضریب پخشیدگی ماده رنگی (dispersion coefficient)

ماده رنگی پس از ورود به سازند ضمن جاری شدن در جهت جریان آب زیرزمینی از راه درز و شکافها و حفره های انحلالی سازند به همه سو پخش می شود. برای تعیین ضریب پخشیدگی اسمارت در سال ۱۹۸۸ انتگرالهای زیر را تعریف کرده است:

$$I_1 = \int (C/T).dt$$

$$I_2 = \int C.dt$$

$$I_3 = \int C.t.dt$$

$$I_4 = \int C.Q.dt$$

$$I_5 = \int_0^{T_r} Q.dt$$

که در این میان  $I_4$  همان میزان باز یافت می باشد. انتگرال پنجم حجم تقریبی سیستم ردیابی شده را نشان می دهد. در این انتگرال میزان  $T_r$  که همان میانگین زمان ماندگاری ردیاب در آبخوان است از رابطه زیر بدست می آید:

$$T_r = \int C.dt / \int (C/T).dt = I_2 / I_1$$

با توجه به نمودار زمان - غلظت مقادیر زیر برای انتگرالهای بالا بدست می آیند:

$$I_1 = \int (C/T).dt = 19.53 \text{ ppb}$$

سطح زیر نمودار

$$I_2 = \int C.dt = 660.55 \text{ ppb.day}$$

$$I_3 = \int C.t.dt = 31185.17 \text{ ppb.day}^2$$

بازیافت ماده رنگی

$$I_4 = \int C.Q.dt = 1426 \text{ g}$$

زمان ماندگاری ماده رنگی در آبخوان

$$Tr = I_2 / I_1 = 660.55 \text{ ppb.day} / 19.53 \text{ ppb} = 33.8 \text{ day}$$

حجم تقریبی سیستم ردیابی شده

$$I_5 = \int_0^{Tr} Q.dt = 33.8 \text{ day} \cdot 25 \text{ liter} \cdot \text{sec}^{-1} \cdot 86400 \text{ sec} \cdot \text{day}^{-1} \cdot 1 \text{ m}^3 / 1000 \text{ liter} \cong 73000 \text{ m}^3$$

در روابط بالا C غلظت ماده رنگی خروجی از چشمه، T زمان از آغاز تزریق ماده رنگی و Q آبدهی چشمه می باشد. با توجه به مقادیر بدست آمده برای انتگرالهای بالا، انحراف معیار (variance) نمودار زمان - غلظت از رابطه زیر بدست می آید:

$$\sigma^2 = (I_3 / I_1) - (I_2 / I_1)^2 = 454.4$$

سرانجام با توجه به مقادیر بالا مقدار ضریب پخشیدگی ماده رنگی به ترتیب زیر خواهد بود:

$$D = \sigma^2 L^2 / 2Tr^3 = 0.094 \text{ km}^2 \cdot \text{day}^{-1}$$

که در آن L طول فاصله بین نقطه تزریق تا نقطه خروج ماده رنگی از آبخوان می باشد.

## نتیجه گیری

بررسی نتایج بدست آمده نشان می دهد بر خلاف آنچه پیش از این در مورد چگونگی وضعیت تراوایی سازند آسماری - شهبازان در گستره پیرامون ساختگاه سد تنگ شمیران تصور می شد این سازند بویژه در گستره بین گمانه ۱۲۶ (در شمال مخزن) و چشمه شماره ۲ از تراوایی بسیار بالایی برخوردار می باشد. از آنجایی که در هیچیک از حفاریهای اکتشافی در گمانه های گستره ساختگاه و مخزن سد به زونهای کارستی که نشانگر چنین تراوایی بالا و سرعت زیادی باشند برخورد نشده می توان نتیجه گرفت که گسترش پدیده کارستی شدن در این منطقه ناهمگن عمل نموده و در برخی از نقاط شدت آن بسیار بیشتر می باشد. احتمالاً عامل تشدید کننده این پدیده در گستره بین گمانه تزریق و چشمه شماره دو می تواند یک ساختار تکتونیکی و به بیان بهتر یک گسل یا شکستگی بزرگ بوده باشد که منجر به ایجاد یک شیب هیدرولیک شدید بین دو نقطه شده و سبب شده سرعت جریان آب زیرزمینی در این راستا (بر خلاف دیگر نقاط مورد بررسی همچون گستره ساختگاه سد) بسیار زیاد باشد.

با توجه به گسترش سازند مارنی گچساران در منطقه مورد اشاره امکان آشکار ساختن چنین ساختارهایی اندک می باشد. به نظر می رسد تنها راه پی بردن به وجود این ساختار انجام مطالعات دقیق ژئوالکتریکی و یا ردیابیهای تکمیلی در منطقه باشد. همچنین بررسی نمودار زمان - غلظت نشان می دهد که با وجود اینکه در گستره بین نقطه تزریق تا چشمه شماره دو پدیده کارستی شدن به گونه ای چشمگیر در سازند کربناته گسترش یافته اما سیستم کانالهای انحرافی و شکستگیهای مسیر عبور ماده رنگی یگانه نبوده و جریان آب از مسیر شکستگیهای گوناگونی عبور نموده است. قله های گوناگون در نمودار زمان - غلظت نشاندهنده حرکت آب در این مسیرهای گوناگون می باشد.

میزان بازیافت ماده رنگی گویای این است که بخش زیادی از این ماده هنوز در سیستم کارستی باقی مانده و از خروجی آن (چشمه شماره دو) خارج نشده است. با توجه به این که به نظر می رسد خروجی اصلی این سیستم همین چشمه شماره دو باشد احتمالاً این مقدار با گذشت زمان از چشمه خارج خواهد شد و یا اینکه بخشی از آن جذب سنگهای کربناته سیستم کارستی شده است.

## سپاسگزاری

نویسنده بجا می داند از مرکز تحقیقات آب و کارکنان آن که به انجام رسیدن این پژوهش دستاورد همکاری آنان بود سپاسگزاری نماید.

## کتابنامه

- مرکز تحقیقات آب، ۱۳۷۸، مطالعات ردیابی و ایزوتوپی در ساختگاه سد تنگ شمیران
- مهندسین مشاور آب فن، ۱۳۷۴، مطالعات مرحله اول طرح سد مخزنی تنگ شمیران، زمین شناسی مهندسی
- مهندسین مشاور آب فن، ۱۳۷۸، طرح سد تنگ شمیران، گزارش بازدید محل توسط دکتر پیتر میلانویچ
- Smart, C. C., 1988. Quantitative tracing of the Malin karst system, Alberta, Canada. J. Hydrol., 98: 185-204
- Ford, D. C. and Williams P. W. , 1989, Karst geomorphology and hydrology, Unwin Hyman Ltd., 601 pp

# مروری بر دیوار آب بند بتن پلاستیک سد کرخه با تأکید بر کیفیت اتصال بین پانلهای دیوار

عباس سروش<sup>۱</sup>  
محمد سروش<sup>۲</sup>  
سعید دادگستر نیا<sup>۳</sup>

## چکیده:

سد کرخه، بزرگترین سد مخزنی ایران، از نوع خاکی با هسته رسی است که بر روی یک پی از نوع کنگلومرا با میان لایه های گل سنگ (Mud-stone) در حال اجرا می باشد. برای کنترل تراوش پی سد یک دیوار آبنند بتن پلاستیک طراحی و اجرا شد. دیوار آبنند کرخه به روش پانلی با درزهای اجرائی احداث شده است. در این روش، حفاری و بتن ریزی پانلهای بطور متناوب و یک در میان انجام میشود. یعنی پس از ساخت پانلهای اولیه، پانلهای ثانویه بین پانلهای اولیه اجرا میشود. بعد از اجرای تعدادی پانل، درزه های پر شده از کیک بنتونیت ناشی از حفاری با گل روان بین پانلهای در اعماق سطحی و عمقی مشاهده شد. ضخامت این درزه های پر شده از بنتونیت به چند میلیمتر می رسید و درزه های سطحی ضخیمتر بودند. برای بررسی پدیده درزه بین پانلهای یک جلسه تخصصی بین المللی تشکیل شد. در این مقاله مروری بر روش اجرای دیوار آبنند سد کرخه با توجه اصلی به ایجاد درزه های بین پانل ها میشود. همچنین خلاصه ای از نظرات متخصصین بین المللی درباره پدیده درزه ها ارائه می گردد.

## کلمات کلیدی:

دیوار آبنند بتن پلاستیک - روش پانلی - گل روان - کیک بنتونیت - درز

<sup>۱</sup>دکترای مهندسی ژئوتکنیک، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر  
<sup>۲</sup>کارشناس ارشد سازه های هیدرولیکی، شرکت آب و نیرو، طرح کرخه  
<sup>۳</sup>مدیر امور مهندسی عمران، شرکت آب و نیرو، طرح کرخه

## ۱- مقدمه

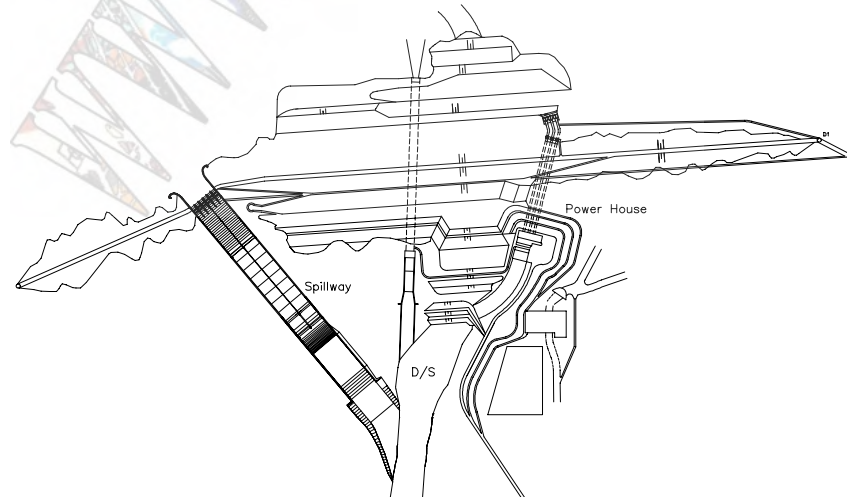
طرح و اجرای یک سیستم کنترل تراوش در پی سدهای خاکی یک ضرورت است. تراوش در پی سدهای خاکی به چند دلیل کنترل می شود: ۱- برای محدود کردن میزان تراوش آب در پی، ۲- برای حفظ پایداری خاکریز پائین دست سد، و ۳- برای جلوگیری از فرسایش ذرات ریز پی، مخصوصاً در ناحیه زیر پنجه سد. انتخاب نوع روش کنترل تراوش به طبیعت زمین شناسی پی، اهمیت و اندازه سد، و تکنولوژی اجرایی قابل دسترسی بستگی دارد.

در سد کرخه، از یک دیوار آبنند بتن پلاستیک که بصورت پانلهای جداگانه اجرا می شود برای کنترل تراوش در پی استفاده شده است. مقاله حاضر مروری بر نحوه اجرای این دیوار دارد و نیز کارائی آنرا در کنترل تراوش از پی با توجه ویژه روی درزه های بین پانلی بررسی و ارزیابی می کند. این مقاله همچنین خلاصه ای از نظرات خبرگان جمع تخصصی بین المللی که برای بررسی کیفیت دیوار آبنند و درزه های بین پانل های آن تشکیل شدرا ارائه می کند. در ابتدا، خلاصه ای از مشخصات سد، پی و دیوار آبنند بتن پلاستیک بیان می شود.

## ۲- پروژه سد کرخه

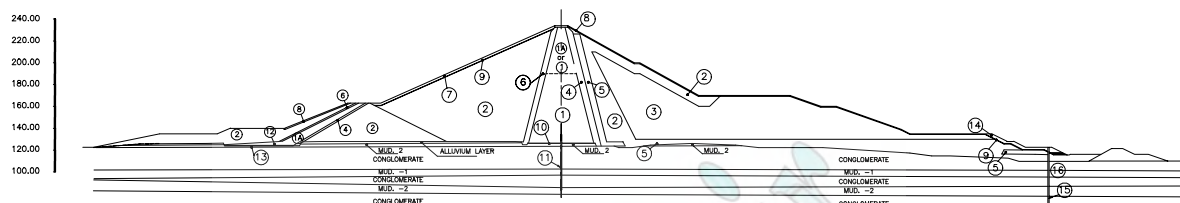
سد کرخه، بزرگترین سد مخزنی ایران، در ۲۰ کیلومتری شمال غربی اندیمشک و بر روی رودخانه کرخه در دست ساخت می باشد. رودخانه کرخه، سومین رودخانه بزرگ ایران از لحاظ آبدهی، بوسیله آبریزی به وسعت ۵۰۰۰۰ کیلومتر مربع تغذیه می شود. این رودخانه از دامنه جنوب زاگرس در نواحی غرب و جنوب غربی ایران سرچشمه می گیرد و پس از طی حدود ۹۰۰ km به مرداب هورالعظیم در همسایگی عراق می ریزد. سد از نوع خاکی با هسته رسی، دارای ارتفاع ۱۲۷ متر در عمیق ترین مقطع رودخانه و طول تاج ۳۰۳۰ متر است. ویژگی سد، حجم بزرگ مخزن و حجم زیاد مصالح مصرف شده در ساختمان آن می باشد. شکل (۱) جانمایی پروژه سد کرخه و شکل (۲) یک مقطع عرضی سد را نشان می دهد. چنانچه مشاهده می شود هسته سد عمودی و در مرکز مقطع قرار دارد. مصالح هسته مخلوطی از ۶۰٪ رس و ۴۰٪ شن و ماسه می باشد. شیب سطح بالادست ۲ افقی به ۱ عمودی و میانگین شیب سطح پائین دست ۱/۸ افقی به ۱ عمودی با سکوهایی در میانه ارتفاع سد است.

سه هدف عمده برای ساخت سد وجود داشته است: ۱- تأمین و تنظیم ۵/۶ میلیارد متر مکعب آب جهت آبیاری ۳۳۰۰۰۰ هکتار اراضی کشاورزی، ۲- کنترل سیلابهای مخرب رودخانه کرخه، ۳- تولید انرژی برق آبی به میزان ۹۳۴ جیگا وات ساعت در سال (باتوان ۴۰۰ مگاوات). جدول (۱) خلاصه مشخصات پروژه کرخه را نشان می دهد.



شکل ۱- پلان کارگاه سد کرخه





- |  |   |
|--|---|
| ① IMPERVIOUS CORE ( MUDSTONE MIXED WITH SANDY GRAVEL ) . | ⑧ D/S SLOPE PROTECTION USING COBBLE .     |
| ①A IMPERVIOUS CORE ( MUDSTONE ) .                        | ⑨ TRANSITIONAL LAYER .                    |
| ② SANDY GRAVEL .   | ⑩ LEAN CONCRETE PLINTH MARK OF 150 .      |
| ③ CONGLOMERATE OR SANDY GRAVEL .                         | ⑪ PLASTIC CONCRETE CUT-OFF WALL .         |
| ④ SAND FILTER .  | ⑫ IMPERVIOUS BLANKET ( MUDSTONE ) .       |
| ⑤ GRAVEL FILTER AND DRAIN .                              | ⑬ SHOTCRETE .                             |
| ⑥ SAND-GRAVEL FILTER .                                   | ⑭ PRISM DRAIN USING LIMESTONE OR COBBLE . |
| ⑦ U/S SLOPE PROTECTION USING LIMESTONE RIPRAP .          | ⑮ RELIEF WELLS .                          |
|  | ⑯ DRAIN DITCH .                           |

شکل ۲- مقطع عرضی سد کرخه

### ۳- پی سد

پی سد در سازند بختیاری متشکل از کنگلومرا با میان لایه های گل‌سنگ قرار دارد. کنگلومرا بویژه در جهت افقی دارای نفوذپذیری زیادی است. میانگین ضریب نفوذ پذیری کنگلومرا در جهات افقی و عمودی در تعدادی آزمایش محلی به ترتیب حدود  $10^{-5}$  m/s و  $10^{-6}$  m/s تخمین زده شده است. لایه های گل‌سنگ نفوذپذیری خیلی کمی دارند و فرض شده که عملاً غیر قابل نفوذ هستند. نتایج بدست آمده از تحقیقات محلی نشان داده که لایه های گل‌سنگ تقریباً افقی بوده و بطور پیوسته ای در پی سد امتداد یافته اند. این لایه ها در بالادست و پائین دست سد رخنمون دارند. بنابراین انتظار میرود هر لایه کنگلومرای بین دو لایه گل‌سنگ متوالی به لحاظ هیدرولیکی از لایه های دیگر کنگلومرا مجزا شده باشد (به شکل ۲ رجوع شود).

ارتفاع	طول تاج	عرض تاج	حجم نهایی بدنه	حجم عملی مخزن	نوع سرریز	ظرفیت سرریز	سیستم انحراف	حجم بتن	نوع و ظرفیت نیروگاه
۱۲۷ متر	۳۰۳۰ متر	۱۲ متر	بیش از ۳۲ میلیون متر مکعب	۵۶۰۰ میلیون متر مکعب	سرریز شوت درپچه دار	۱۸۲۶۰ متر مکعب بر ثانیه	کالورت با چهار دهانه	تقریباً ۱/۲ میلیون متر مکعب	سطحی با ظرفیت ۴۰۰ مگاوات

جدول (۱): خلاصه مشخصات پروژه کرخه

- توده سنگ کنگلومرا از نظر سیمان شدگی به سه بخش تقسیم می شود:

الف - کنگلومرا با زمینه رس ولای تحکیم یافته- سیمان شدگی در این نوع کنگلومرا در مراحل اولیه بوده، نفوذپذیری آن کم تا متوسط و در محدوده ۱۰ تا ۳۰ واحد لوژان می باشد. مقاومت زمین از کم تا زیاد بسیار متغیر بوده و نیز فرسایش پذیری آن نسبتاً زیاد است.

ب- کنگلومرا با زمینه ماسه ای- سیمان شدگی در این نوع کنگلومرا مخصوصاً در تماس با لایه های گل‌سنگ زیرین توسعه نسبتاً خوبی داشته است. نفوذپذیری این کنگلومرا در حد متوسط تا زیاد و در محدوده ۳۰-۶۰ واحد لوژان ارزیابی می شود. از نظر مقاومت نسبت به نوع قبلی مقاومتر بوده و همچنین مقاومت بیشتری در مقابل فرسایش دارد.

ج- کنگلومرای فاقد ریزدانه- این کنگلومرا تحت عنوان شنهای باز (Open-Gravel) تشریح شده و از خصوصیات آن، نفوذپذیری بسیار زیاد (بیشتر از ۱۰۰ واحد لوژان) می باشد. دارای مقاومت کم تا متوسط بوده و به دلیل کمبود سیمان شدگی، از فرسایش پذیری زیادی برخوردار است. این نوع کنگلومرا معمولاً در محدوده مرز پائینی با گل‌سنگ زیرین توسعه یافته، ولی در برخی موارد به صورت پراکنده در قسمتهای میانی لایه های کنگلومرا نیز مشاهده می شود.  
از سه نوع کنگلومرای تشریح شده، کنگلومرای نوع «الف» گسترده‌تری زیادی دارد و بیش از ۶۰٪ کنگلومرای پی سد از این نوع می باشد. کنگلومرای نوع «ب» پراکنده‌تری نسبت به نوع «الف» داشته و بیشتر در مرز بالایی لایه های گل‌سنگ مشاهده میشود. نزدیک به ۳۵٪ از کنگلومرای تشکیل دهنده پی سد کرخه از این نوع می باشد. کنگلومرای نوع «ج» پراکنده‌تری زیادی دارد و حدود ۵٪ از کنگلومرای پی سد را تشکیل می دهد. نحوه توزیع کنگلومراهای فوق در پی سد کرخه، میزان ناهمگنی این پی را بخوبی نشان می دهد (مه‌اب قدس، ۱۳۷۴).

#### ۴- کنترل تراوش در پی

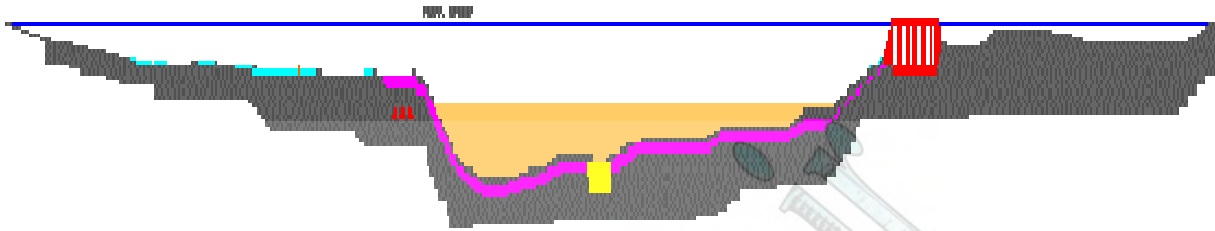
##### ۴-۱- مطالعات اولیه

اولین گزینه برای کنترل تراوش در پی سد کرخه، تزریق سیمان بود. آزمایشات اولیه تزریق نشان داد که ایجاد یک پرده تزریق قابل اطمینان در پی با روشهای معمولی تزریق مشکل و غیر اقتصادی است. همچنین با توجه به اینکه پی کنگلومرا بسیار غیر همگن است، در زونهایی که توده کنگلومرا شامل مقدار قابل توجهی ریز دانه، مانند نوع «الف» است، تزریق با فشار کمتر از فشاری که موجب شکست هیدرولیکی شود عملاً غیرممکن بود. برعکس، در زونهایی که کنگلومرا شامل مقدار کمی ریز دانه (شبه نوع «ب» و «ج») بود، دوغاب خیلی زیادی نیاز بود. این دلالت بر این داشت که دوغاب از فضاهاى خالی میان دانه های درشت و شن های باز براحتی و تا مسافت قابل توجهی عبور می کند.

##### ۴-۲- دیوار آب بند بتن پلاستیک (Plastic Concrete Cut-Off Wall)

با توجه به نتایج آزمایشات تزریق، روشهای دیگر برای کنترل تراوش در پی سد مورد مطالعه قرار گرفت. مطالعات تکمیلی نشان داد که استفاده از دیوار بتن پلاستیک برای کنترل تراوش پی سد کرخه بسیار مناسب است. این دیوار آبنند طراحی و اجرا شده است. دیوار آبنند با حداکثر عمق ۸۰ متر در زیر محور سد و تقریباً در تمام طول سد (۲۹۴۰m) گسترده شده است. عمق دیوار تابع مستقیم ارتفاع آب مخزن است. دیوار در اکثر مقاطع به یکی از لایه های گل‌سنگ دوخته می شود. ضخامت دیوار آبنند با توجه به ارتفاع آب در مقاطع مختلف ۰/۸ و ۱ متر است. ضخامت در تمام عمق ثابت است و به اندازه ای انتخاب شده است که پیوستگی دیوار- خصوصاً در اعماق زیاد- بر اثر انحراف دیوار در زمان اجرا به خطر نیفتد. میزان نفوذ دیواره در هسته رسی در مقاطع مختلف،

با توجه به ارتفاع سد بین ۲ تا ۸ متر است. در حد فاصل هسته و بستر، در طول ۱۱۰۰ مترمیان، برای تقویت دیوار، از ترانشه تقویت پر شده از بتن پلاستیک استفاده گردیده است. شکل (۳) مقطع طولی دیوار آبنند را نشان می دهد.



شکل ۳- مقطع طولی دیوار آبنند

#### ۳-۴- طرح و مشخصات مخلوط بتن پلاستیک

در دیوار آبنند علاوه بر نفوذپذیری کم، شکل پذیری نیز مورد نظر است تا تغییر شکل مشابه محیط اطراف داشته باشد. ICOLD (کمیته بین المللی سدهای بزرگ) توصیه کرده است که ضریب تغییر شکل پذیری دیوار حداکثر ۴ تا ۵ برابر تغییر شکل پذیری مصالح پی باشد. از اینرو با توجه به خصوصیات کنگلومرای ضعیف پی سد کرخه، دیوار آبنند بتن پلاستیک مورد نظر قرار گرفت. در طراحی دیوار آبنند بتن پلاستیک، مقاومت زیادی مد نظر نبود، زیرا نقش اصلی دیوار باربری نیست. برعکس به خاطر دسترسی به مصالح با تغییر شکل پذیری بالا، حداقل مقاومت فشاری ممکن بایستی انتخاب شود. جدول (۲) خلاصه ای از مشخصات مورد نیاز بتن پلاستیک دیوار آبنند کرخه را نشان می دهد. تاکنون بتن پلاستیک با طرحهای اختلاط زیادی در دیواره مورد استفاده قرار گرفته است. طرح اختلاط بهینه در ابتدا بعد از انجام آزمایشات گسترده روی تعداد زیادی نمونه طرح شده انتخاب شد. آخرین طرح اختلاط مورد استفاده، طرح QC5 می باشد که در جدول (۳) نشان داده شده است.

بتن پلاستیک ۲۸ روزه	بتن پلاستیک تازه	سیمان	بتنویت
(UCS)min E*1000 Kmax	درجه حرارت اسلامپ	تیب ۵، ضد سولفات (ASTM-C-150)	موتنموریلونایت سدیم (API-13A)
30Kg/cm <sup>2</sup> 20-50Kg/cm <sup>2</sup> 10E-7cm/s	18-22cm <30 °c		

\* کلید: مقاومت فشاری=UCS

E= مدول الاستیسیته

K= نفوذپذیری

جدول (۲) - مشخصات مورد نیاز بتن پلاستیک دیوار آبنند سد کرخه

مصلح	سیمان	آب	بتنویت	سنگدانه (۱۹-۱۰)	W/C	اسلامپ	چگالی ویژه
وزن (kg)	۲۰۵	۳۲۵	۳۷	۱۵۰۰	۱/۵۸۵	۲۰	۲/۱

گسترش داده شده توسط سیویل بوک

### جدول (۳): طرح اختلاط بتن پلاستیک دیوار آبنند سد کرخه (برای ۱ متر مکعب)

#### ۴-۴- اجرای دیوار آبنند

برای اجرای دیوار آبنند بتن پلاستیک، از روش پانلی استفاده می شود. در این روش ابتدا پس از رسیدن هسته رسی به ارتفاع مورد نظر، نخست یک سکوی کار برای اجرای دیوار آبنند مهیا می شود. سکو شامل دیوار راهنما و خاکریز است. دیوار راهنما (Guid Wall) از دو دیوار بتنی موازی که دو سوی دیوار آبنند را مشخص می کند، تشکیل می گردد. ارتفاع دیوار ۱ متر و به شکل L می باشد و به روش بتن ریزی درجا اجرا می گردد.

بر طبق این روش، هر دو پانل اولیه متوالی به گونه ای اجرا می شوند که فضای کافی جهت اجرای یک پانل ثانویه بین آنها وجود داشته باشد. هر یک از پانلهای ثانویه، موقعی اجرا می شود که بتن پلاستیک پانلهای اولیه گیرش یافته و سخت شده باشند. از آنجا که وظیفه دیوار آبنند کنترل تراوش در پی می باشد، باید پیوستگی دیوار در طول سد حفظ شود. بنابراین اتصال پانلهای اولیه و ثانویه باید مناسب و پیوسته باشد. بدین منظور از تکنولوژی همپوشانی استفاده شده است. بر طبق این روش، در مدت اجرای هر پانل ثانویه، قسمتی از دو پانل اولیه مجاور نیز حفاری می شود. این سبب می شود تا انحراف احتمالی پانل اجرا شده در امتداد محور سد، مخصوصاً در اعماق زیاد جبران شده، از هر گونه ناپیوستگی بین پانلهای جلوگیری به عمل آید. طول همپوشانی بین ۲۵ تا ۴۰ سانتیمتر متغیر بوده، بطوریکه برای پانلهای عمیق تر همپوشانی بزرگتری اجرا گردید. شکل (۴) پلان همپوشانی بین پانلهای اولیه و ثانویه را بصورت شماتیک نشان می دهد.

مانند روشهای معمولی، در مدت حفاری و بتن ریزی از گل روان بنتونیت استفاده می شود. برای کنترل مشخصات گل افزودنیایی چون بی کربنات سدیم مورد استفاده قرار می گیرد. در حفاری ترانشه، سه متر اول ناحیه فوقانی توسط بیل مکانیکی حفاری می شود (پیش حفاری)، تا چرخ برنده دستگاه حفار بتواند در داخل ترانشه قرار گیرد. برای حفاری ترانشه، از دستگاههای حفاری هیدروفورز ساخت شرکت استنت سولتانز (Stent Soletanche) فرانسه و BC30 ساخت شرکت بائر (Bauer) آلمان استفاده شد. اساس کار این دستگاهها، حرکت به سمت هم دو چرخ دندانه دار با محور افقی است که زمین را رنده می کند. مخلوط مصالح کنده شده با گل حفاری به وسیله پمپی که در بالای آن قرار دارد از طریق لوله های ارتباطی به دستگاه تصفیه گل (Desander) پمپ می شود. گل تصفیه شده دوباره به درون گودال برمی گردد. این گردش تا خاتمه حفاری ادامه می یابد. شکل (۵) روش اجرای یک پانل ثانویه بین دو پانل اولیه را با استفاده از دستگاه حفاری نشان می دهد. مراحل زیر در طی مدت اجرای هر پانل بتن پلاستیک دیوار آبنند انجام می شود:

۱- ترانشه به وسیله دستگاه حفار، حفاری می شود (سه متر اول بوسیله بیل مکانیکی). گل روان بنتونیتی که در مدت حفاری استفاده می شود، گل روان کار کرده نامیده می شود.

۲- برای پانلهای ثانویه، دیواره های پانلهای اولیه مجاور بوسیله برسهای که روی قاب دستگاه حفار نصب می شوند برس زده می شود. برس زنی به منظور تلاش در زدودن خمیر چسبیده به پانلهای اولیه بکار می رود. در مدت برس زنی، ترانشه با گل روان تازه شسته می شود و این گل جایگزین گل روان کار کرده مورد استفاده در حفاری می شود. این عمل بسته به عمق ترانشه بین ۲۰ تا ۵۰ دقیقه طول می کشد.

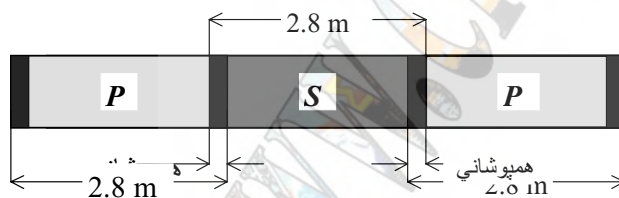
۳- بتن پلاستیک با استفاده از روش لوله و قیف (Tremie Tube) - که ترانشه را از کف بوسیله حرکت بسمت بالای تدریجی بتن پر می کند- در درون ترانشه ریخته می شود. سرعت بتن ریزی ۵۰-۷۰ متر مکعب در ساعت است. در ابتدا برای اینکه ریختن بتن پلاستیک به درون ترانشه بطور روان و به راحتی صورت گیرد، انتهای لوله در حدود نیم متری کف گودال قرار می گیرد. با ادامه بتن ریزی طول لوله ترمی کوتاه می گردد. قطعات لوله ترمی در طولهای ۳ و ۶ متری باشد. در هر مرحله، لوله به اندازه ای کوتاه می گردد تا انتهای لوله ترمی حداقل ۳ متر درون بتن پلاستیک باقی بماند. بتن ریزی تا بالای سطح دیوار راهنما ادامه می یابد. پس از پایان بتن ریزی و گیرش بتن، سکو (خاکریزی و دیوار راهنما) به همراه ۱ متر بالای دیوار که بین دیوارهای راهنما قرار دارد،

برداشته می شود. تخریب قسمت بالایی بتن پلاستیک از آن جهت انجام می گیرد که ممکن است آن قسمت بتن پلاستیک با گل حفاری مخلوط شده باشد.

کنترل کیفیت در تمام مراحل اجرایی دیوار آبنما صورت می گیرد. اسلامپ و دمای بتن پلاستیک تازه و مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته بتن پلاستیک سخت شده در نمونه های مختلف کنترل می شود. مشخصاتی مانند PH، دانسیته، ویسکوزیته، صافاب و ضخامت کیک برای گلهای تازه و کارکرده در مراحل مختلف کنترل می شود. جدول (۴) خلاصه ای از مشخصات مورد نیاز گلهای تازه و کارکرده پانلهای اولیه و ثانویه را نشان می دهد. برای تولید گل تازه به طور معمول ۵۰ kg بنتونیت در هر متر مکعب آب مخلوط می شود. زمان بین اتمام ترانسه و شروع بتن ریزی از لحاظ تئوری محدود به ۳ ساعت است. این برای کاهش فرصت برای رسوب کردن و چسبیدن کیک بنتونیت به اطراف ترانسه می باشد.

ضخامت کیک (mm)	صافاب (cc)	درصد ماسه (%)	ویسکوزیته (s)	دانسیته (gr/cm <sup>3</sup> )	PH	
۲ >	۳۰ >	.	۳۷-۳۲	۱/۰۵-۱/۰۳	۹-۷	گل تازه
۴ >	۴۵ >	۴ >	۴۵-۳۲	۱/۱۲-۱/۰۳	۱۲-۷	گل کارکرده در پانل اولیه
۳ >	۴۵ >	۴ >	۴۰-۳۲	۱/۱۰-۱/۰۳	۱۲-۷	گل کارکرده در پانل ثانویه

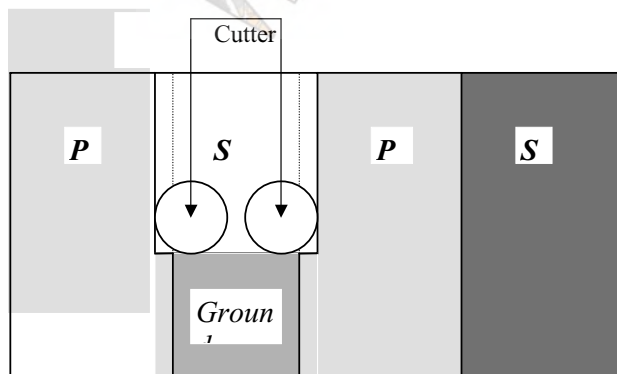
جدول (۴) - مشخصات مورد نیاز گل روان بنتونیتی برای حفاری پانل های دیوار آب بند



عمق کوچکتر از ۴۰ متر همپوشانی = ۲۵ سانتیمتر  
 عمق بین ۴۰ تا ۵۰ متر همپوشانی = ۳۰ سانتیمتر  
 عمق بین ۵۰ تا ۷۰ متر همپوشانی = ۳۵ سانتیمتر  
 عمق بزرگتر از ۷۰ متر همپوشانی = ۴۰ سانتیمتر

پانل S: پانل اولیه  
 پانل P: پانل ثانویه

شکل ۴- پلان همپوشانی بین پانلهای اولیه و ثانویه



S: پانل ثانویه  
 P: پانل اولیه

شکل ۵- اجرای پانلهای ثانویه بین پانلهای اولیه

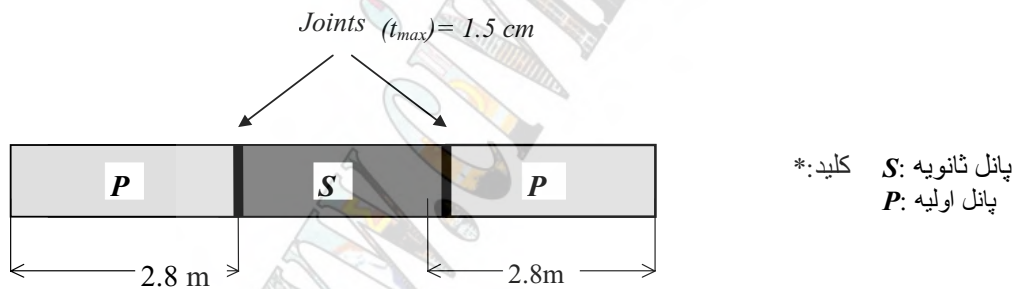


### ۵- درز بین پانلها

بعد از اجرای تعدادی از پانلهای دیوار آبنند، کیک بتونیت به ضخامت چند میلیمتر در تعدادی از درزهای بین بعضی از پانلهای اولیه و ثانویه مشاهده شد. شکل (۶) این درزه های پر شده از بتونیت را نشان می دهد. درزهای مشاهده شده بین پانلها را می توان به دو نوع درزه های فوقانی و عمقی تقسیم کرد.

- درزه های فوقانی: این درزه ها پس از برداشتن دیوارهای راهنما در ناحیه بالایی دیوار مشاهده شدند. برای جستجوی وسعت این درزه ها در عمق، در بالادست محل اتصال هر پانل اولیه و ثانویه یک چاه مشاهده حفر گردید. درزه های سطحی دارای عمق ماکزیمم حدود ۶ متر و ماکزیمم ضخامت در حدود چند سانتیمتر بودند. در ۳ متر اول، درزه ها ضخیم تر و بصورت مایل با شیب ثابت بسمت پانلهای ثانویه حاوی قطعات بتن پلاستیک، رس و گل بتونیت لخته شده بودند. ایجاد این نوع از درزه ها بطور کلی به استفاده از بیل مکانیکی برای پیش حفاری مربوط می شود. در موارد نادری، درزه ها تا عمق ۱۲ متری نیز مشاهده شدند.

- درزه های عمقی: در اوایل سال ۷۷ پس از اجرای دیوار آب بند در جناح چپ سد کرخه و در تقاطع سه تونل آبر نیروگاه، این فرصت بدست آمد که در هنگام حفاری تونلها وضعیت دیوار آب بند در عمق حدود ۴۰ متری از سطح زمین کنترل شود. دیوار آب بند در این ناحیه ۷۳ متر عمق دارد و به گلسنگ (+۲) دوخته شده است. با حفاری هر تونل ۲ درز مجاور یک پانل اولیه مشخص گردید. از مجموع ۶ درزه مشاهده شده در این منطقه، چهار درز ضخامت کمتر از ۷ میلیمتر داشتند و همچنین دو درز کاملاً لخته شده و متراکم بودند که در کل عرض پانل ادامه داشتند. قابل توجه است که درزه های فوقانی در این منطقه تنها تا عمق حدود ۵ متر گزارش شده بودند.



شکل ۶- درز پر شده از بتونیت بین پانل اولیه و ثانویه

### ۶- جمع تخصصی بین المللی

مشاهده کیک بتونیت باقیمانده در درزه های بین پانلهای اولیه و ثانویه نشان داد که این کیک خیلی خوب به اطراف چسبیده است. بطوریکه این مواد بوسیله ترکیبی از اثرات شستشوی تراشه و برس زنی و ریختن بتن پلاستیک تازه دارای دانسیته بالا کاملاً زدوده نشده بود.

اهمیت پروژه سد کرخه و ابعاد خطر احتمالی ناشی از تراوش کنترل نشده از میان درزه ها و تأثیر آن بر پایداری سد، دست اندرکاران این پروژه را مصمم به انجام بررسی ها و مطالعات بیشتری کرد. یکی از کارهای انجام شده در این راستا، برگزاری جمع تخصصی بین المللی در آذر ماه ۱۳۷۷ در دانشگاه کارلسروهه آلمان بود. متخصصین بین المللی دعوت شده عبارت بودند از: پروفیسور جوزف براونز (آلمان)، دکتر فریتز وایز (آلمان)، دکتر محسن محکم (فرانسه)، مهندس ماریوتی (فرانسه) و دکتر کارل کاست (آلمان). این پانل مشخصات اجرای پانلها و درزه های بین آنها با توجه مخصوص بر کیک های بتونیت باقیمانده در این درزه

ها را بررسی کرد. خلاصه ای از نظرات اعضای پانل در ادامه آمده است (براونز ۱۹۹۹ - وایز ۱۹۹۸ - ماریوتی ۱۹۹۸ - محکم ۱۹۹۹ و کاست ۱۹۹۹).

### ۶-۱- خلاصه ای از نظرات جمع تخصصی بین المللی

در ابتدا، کلیه متخصصین اذعان کردند که با توجه به ساختار پی استفاده از روش دیوار آبنند برای پی سد کرخه مناسب ترین گزینه بوده است. همچنین بیان کردند که دیوار آبنند طبق آخرین روشهای استاندارد اجرا شده است. به علاوه وجود درز حاوی گل بتونیت بین پانلهای دیوار آبنند- اجرا شده به روش پانلی با همپوشانی پانلها - را اجتناب ناپذیر دانستند. سپس به تعدادی سؤال کلیدی در رابطه با موضوع پاسخ دادند. این سئوالات و خلاصه ای از جواب های ارائه شده بوسیله این متخصصین در زیر آمده است.

سؤال الف- آیا باقی ماندن پس مانده بتونیت در درزه ها مورد انتظار بوده است؟ درباره این سؤال، اعضای پانل به اتفاق آراء جواب دادند که در این روش اجراء، باقیماندن یک فیلم نازک بتونیت مورد انتظار می باشد.

سؤال ب- انتظار درز با چه اندازه و ضخامتی را باید داشت؟ در جواب به این سؤال، اعضای پانل بر این عقیده بودند که ضخامت این فیلم نازک باید در عمل مینیمم و محدود به چند میلیمتر باشد.

سؤال ج- دلایل پیدایش بتونیت در درزه ها و عوامل مؤثر بر ضخامت آن چیست؟ در پاسخ به این سؤال، متخصصین اعتقاد داشتند که ممکن است بیش از یک دلیل وجود داشته باشد. خلاصه ای از دلایل پیدایش بتونیت در درزه ها و عوامل مؤثر بر ضخامت آن طبق نظر متخصصین بین المللی در زیر ارائه شده است:

۱- آلودگی گل کارکرده به سیمان بتن پلاستیک کنده شده از پانلهای اولیه در زمان حفاری ترانشه پانلهای ثانویه. بدینگونه که  $Ca(OH)_2$  سیمان با گل روان بتونیت واکنش شیمیایی انجام می دهد و بنابراین یک کیک سخت تر از بتونیت بر روی سطوح پانل اولیه تشکیل می گردد.

۲- فشار جانبی زیاد گل بر روی سطوح جانبی پانل اولیه در زمان حفاری و اجرای پانل ثانویه مجاور. این فشار می تواند حداکثر تا 800 kPa (در پانلهای عمیق) باشد. از طرف دیگر به خاطر پایین بودن سطح آب زیر زمینی و نفوذپذیری کم بتن پلاستیک مجاور، عملاً فشار هیدرواستاتیکی در پانل اولیه وجود ندارد تا بتواند بخشی از فشار جانبی مذکور را خنثی نماید.

۳- پایین بودن سطح آب زیر زمینی به اضافه کمی نفوذپذیری بتن پلاستیک پانل اولیه ممکن است حتی باعث ایجاد یک نیروی مکش در سطح مشترک بین پانل اولیه و گل حفاری پانل ثانویه گردد. و لذا باعث جذب کیک و کشش آن بسمت پانل اولیه شود.

۴- فیلتراسیون بالای گل به سمت زمین خشک اطراف و پانلهای اولیه غیر اشباع. این دلیل را که تا حدودی به دلیل شماره ۳ مربوط می شود، می توان بصورت زیر تشریح کرد. در مقاطعی از دره، جائیکه دیوار آبنند بالای سطح آب اجراء می شود، مقداری از آب بتن پلاستیک همانند آب گل حفاری ترانشه پانل ثانویه جذب زمین غیر اشباع اطراف می شود. این پروسه تأثیراتی در افزایش فیلتراسیون گل و در نتیجه در افزایش ضخامت کیک بتونیت دارد. بعلاوه در پی با بافت سنگی شامل ذرات ریز غیر اشباع نیروی مکش در پانلهای اولیه توسعه پیدا کرده، لذا مصالح به سطح تماس متمایل شده و یک کیک ضخیم و سفت تشکیل می شود. یکی از متخصصین اعتقاد داشت که شرایط جناح چپ سد کرخه - به لحاظ پائین بودن سطح آب زیر زمینی - در هیچ ساختگاه دیوار آبنندی مشاهده نشده است (براونز ۱۹۹۹).

۵- فشار کم در مدت بتن ریزی، مخصوصاً در مناطق سطحی تر. همانطور که قبلاً نیز ذکر شد، بتن ریزی دیوار آبنند با استفاده از لوله ترمی بصورت بتن ریزی ثقیلی و از پائین به بالای ترانشه انجام شده است. فشار بتن تازه که از هد حداکثر در ابتدای بتن ریزی تا تقریباً صفر در انتهای بتن ریزی متغیر است، شامل تفاوت فشار ناشی از هد بین سطح بتن پلاستیک در لوله و تراز گل در

ترانشه است. بنابراین در فشارهای کم ممکن است به اندازه کافی قدرت زدودن کیک بتونیت چسبیده به دیوارهای پانلهای اولیه را نداشته باشد. این توضیح ممکن است یکی از جوابها برای سؤال «چرا بتونیت باقیمانده در درزه های بالایی نسبتاً ضخیم تر از درزه های پائینی است؟» باشد.

پروژه شستشوی ترانشه با گل تازه و همچنین استفاده از برسهای معمولی تأثیر زیادی برای از بین بردن کیک بتونیت سخت و محکم چسبیده به دیوارهای پانلهای اولیه نداشته است.

سؤال د- آیا امکان اجتناب از درزه های پر شده از بتونیت وجود دارد؟ اعضای جمع تخصصی توضیح دادند که در این نوع

روش اجراء، وجود کیک بتونیت در درزه ها غیر قابل اجتناب است و پیشنهاد شد که تلاشها روی مینیم کردن ضخامت درزه ها باشد. در این راستا توصیه هائی شد که در زیر خلاصه شده اند:

- استفاده از گل روان بسیار رقیق در هنگام حفاری پانلهای ثانویه
- کوتاه کردن زمان حفاری و زمان بتن ریزی پانلهای ثانویه
- کوتاه کردن فاصله زمانی بین حفاری و بتن ریزی پانلهای ثانویه
- تزریق تدریجی آب به منطقه اطراف حفاری برای کاهش نیروی مکش
- استفاده از ابزارهای ویژه مانند برسهای محکم، بلافاصله قبل از بتن ریزی پانلهای ثانویه، برای زدودن کیک بتونیت از دیوارهای پانلهای اولیه مجاور پانل ثانویه

- در صورت امکان کاهش میزان سیمان بتن پلاستیک پانلهای اولیه برای کاهش آلودگی گل روان کار کرده
- کنترل مشخصات گل، مانند دانسیته، ویسکوزیته، صافاب و PH در مدت بتن ریزی پانلهای ثانویه. این کنترل برای داشتن یک گل پایدار و همگن در تمام عمق ترانشه در مدت بتن ریزی ضروری است. این کنترل را می توان بوسیله اضافه کردن مواد افزودنی شبیه پلیمرها، بیکربنات سدیم و غیره به گل حفاری انجام داد.
- اضافه کردن طول پانلهای اولیه، برای کاهش تعداد درزه ها

سؤال ه- آیا وجود این درز های بتونیتی در عملکرد دیوار آبنند تأثیر خواهد داشت؟ اگر چنین است: روش احتمالی

اصلاحی چیست؟ در جواب این سؤال، نظرات مختلفی بوسیله متخصصین بین المللی ارائه شد. در هر صورت برآیند پاسخها به این سؤال همراه با قضاوتی خوشبینانه در مورد کارکرد دیوار آبنند بود. در این رابطه گفته شد که تا هنگامیکه بتونیت درون درزه ها شسته نشود، مشکلی ایجاد نخواهد شد. در این مرحله سؤال مهم دیگری مطرح شد: «آیا بتونیت موجود در درزه ها قابل شستن و قابل فرسایش است؟» درباره این سؤال، توجه اصلی به آن درزه هایی است که در مجاورتشان در زمین پائین دست، به اندازه کافی ذرات ریز وجود ندارد (Open gravel). کم بودن ذرات ریز در زمین پائین دست درزه ها، ممکن است پتانسیل مناسب برای شسته شدن بتونیت درزه ها بسمت لزه های مجاری باز (Open gravel) را فراهم کند. هر چند مقاومت برشی بتونیت درون درزه ها در مقابل فشار آب دریاچه که بعد از آبیگری کامل دریاچه سد به حداکثر می رسد، نیز اهمیت خاصی دارد. متخصصین بین المللی همچنین اهمیت قرائت منظم بیزومترهای واقع در بالادست و پائین دست دیوار آبنند را یادآور شدند.

## ۷- خلاصه

در این مقاله، تاریخچه اجرای دیوار آبنند بتن پلاستیک در پروژه سد کرخه مرور گردید. توجه ویژه در این مقاله بر نحوه اجرای دیوار آبنند با تأکید بر کیفیت درزه ها، بین پانلهای اولیه و ثانویه دیوار بود. همچنین کیک نازک بتونیت باقیمانده بین پانلهای اولیه و ثانویه در بعضی از اعماق دیوار معرفی شد. در پایان خلاصه ای از نظرات جمع تخصصی بین المللی در مورد دلایل تشکیل کیک بتونیت در درزه ها و عوامل مؤثر بر ضخامت آن بیان گردید.

**۸- تقدیر و تشکر**

نویسندگان این مقاله از شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران- طرح کرخه، شرکت مهندسی سپاسد و شرکت مهندسی مشاور مهاب قدس به خاطر فراهم کردن اطلاعات لازم برای تدوین این مقاله تقدیر و تشکر می نمایند.

**لیست مراجع**

شرکت مهندسی مشاور مهاب قدس (۱۳۷۴)، « گزارش زمین شناسی مهندسی سد کرخه، مطالعات مرحله دوم سد».

- Brauns, J. (1999). Karkheh Dam, Iran, Joints inn Cut-off Wall, A Report for the Client.
- Kast,K.(1999). Karkheh Storage Dam, Joints in Cut-off Wall, Expert Panel Meeting in Kalsruhe. A Report for the Client.
- Mariotti,G.(1998). Karkheh Dam Project Plastic Concrete Cut-off Wall, A Report for the Client.
- Mohkam, M.(1999). Experts Panels on Joints between Panels of the Cut-off Wall, Karkheh Dam Project. A Report for the Client.
- Sepasad Engineering Company. (1998). Joints Between Panels of the Cut-off Wall in Karkheh Dam Project. A Technical Report Volume 2.
- Weiss,F.(1998). Karkheh Dam and Irrigation Project, International Meeting on Cut-off Wall, A Report for the Client.

## بررسی گرادیان هیدرولیکی مجاز بتن پلاستیک

علی اصغر میر قاسمی<sup>۱</sup>  
علی اصغر حاجی قاسمی<sup>۲</sup>

### چکیده:

بتن پلاستیک از مخلوط مصالح سنگی (شن و ماسه)، سیمان، بنتونیت، آب و در برخی موارد از پرکننده هایی مثل خاک رس بدست می آید. استفاده از بتن پلاستیک برای ساخت دیواره آب بند در پی سدهای خاکی یکی از روشهای کاهش تراوش آب و کنترل زه آب در پی سدها می باشد که در سه دهه اخیر توسعه یافته است. اسلامپ، مقاومت فشاری، بخصوص گرادیان هیدرولیکی بحرانی بتن پلاستیک از جمله پارامترهایی هستند که در طراحی و ساخت دیواره آب بند باید در نظر داشت که در این تحقیق بررسیهایی در این زمینه بعمل آمده است. نتایج بدست آمده از آزمایشهای انجام گرفته بر روی نمونه های بتن پلاستیک ارتباط مستقیم بین مقاومت فشاری و گرادیان هیدرولیکی بحرانی بتن پلاستیک را نشان میدهد.

### کلمات کلیدی:

بتن پلاستیک - گرادیان هیدرولیکی بحرانی

<sup>۱</sup>استادیار گروه مهندسی عمران aamir@shafagh.ut.ac.ir

<sup>۲</sup>فارغ التحصیل کارشناسی ارشد گروه مهندسی عمران



## مقدمه

فرار آب ذخیره شده در پشت سدهای خاکی از طریق پی سد در صورتیکه کنترل مناسب وجود نداشته باشد می تواند باعث بروز مشکلات جدی برای سد شود. بیشترین مشکل ناشی از افزایش گرادیان خروجی آب بوده است که سبب شناوری ذرات خاک در پاشنه سد و در نتیجه آغاز حرکت ذرات خاک می شود. برای کنترل تراوش از پی سد روشهایی برای کاهش تراوش آب به کار می برند. یکی از روشهای کاهش تراوش از پی حفر ترانشه در پی سد و پر کردن آن با مصالح بتن پلاستیک می باشد. (Icold, 1985)

بتن پلاستیک مصالحی است با مقاومت پایین (کمتر از بتن معمولی) و دارای شکل پذیری بیشتر از بتن معمولی می باشد. معمولاً در بتن پلاستیک از نسبتهای سیمان به آب پایین استفاده می شود. بتن پلاستیک علاوه بر تغییر شکل پذیری بالا و نفوذ پذیری کم از مقاومت برشی متناسب با فشار اعمالی برخوردار می باشد.

آفای جفری (Jefferis, 1981) گزارشی از نمونه بتن پلاستیک سیمانی - بتونیتی منتشر نمود که تحت گرادیان هیدرولیکی ۲۰۰۰ به مدت چهل روز قرار گرفته و هیچگونه آثار ناشی از شستگی مصالح و تخریب در آن مشاهده نگردید.

بررسی و تعیین گرادیان هیدرولیکی بحرانی در بتن پلاستیک و بخصوص هنگامیکه شرایط نشست متمرکز آب در بدنه بتن پلاستیک فراهم باشد از اهمیت بالایی برخوردار است. لذا در این تحقیق جهت مدلسازی ترکهایی که ممکن است عملاً در بدنه بتن پلاستیک به دلایل گوناگون (حاجی قاسمی، ۱۳۷۶) ایجاد شود، شکافی به قطر ۱ میلی متر در وسط نمونه بتن پلاستیک در هنگام قالب گیری و ساخت نمونه ها با قرار دادن میله باریک و صاف به قطر ۱ میلی متر ایجاد می نمائیم. نمونه های بتن پلاستیک که به این شکل ساخته می شوند پس از نگهداری در شرایط مرطوب، در زمانهای مقرر (۷ و ۲۸ روزه) تحت آزمایش گرادیان هیدرولیکی بحرانی که در قسمت بعد توضیح داده شده است قرار می گیرند.

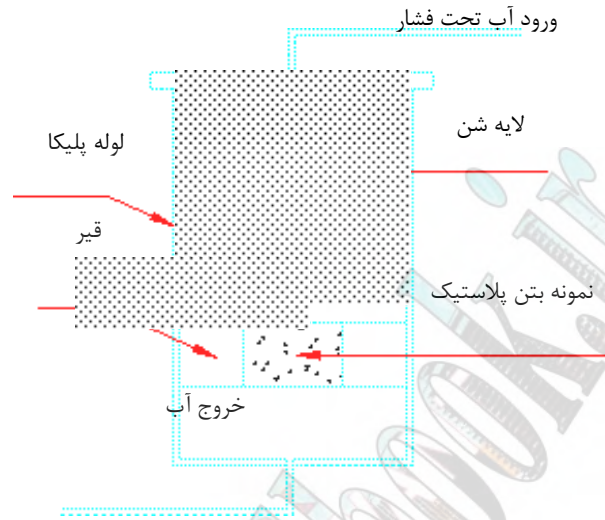
## نحوه آزمایش تعیین گرادیان هیدرولیکی بحرانی

دستگاهی که جهت انجام آزمایش مورد نظر استفاده می شود، دستگاه فیلتر مانع فرسایش<sup>۱</sup> می باشد که بصورت شماتیک در شکل (۱) نشان داده شده است.

همانطور که در شکل (۱) نمایان است ابتدا در قسمت پائینی استوانه دستگاه مقداری شن ریخته و آنرا می کوبیم تا سطحی صاف حاصل شود. نمونه بتن پلاستیک را بر روی این سطح صاف قرار میدهیم و فضای باقیمانده دور نمونه را جهت جلوگیری از فرار آب از اطراف نمونه با قیر پر می نمائیم. لازم به ذکر است جهت جلوگیری از نفوذ قیر به داخل لایه شنی (لایه شنی قرار گرفته در زیر نمونه)، قبل از ریختن قیر پیرامون نمونه، مقداری مصالح ریزدانه مانند پودر سنگ یا خاک رسی با ضخامت ۱ سانتی متر را در محل مذکور پهن و سطح بالای آن را صاف می نمائیم تا قیر بطور یکنواخت اطراف نمونه را فرا بگیرد. فضای باقیمانده بالای نمونه را با شن پر می نمائیم. نمونه را از بالا تحت جریان آب با فشارهای مختلف قراردادده و میزان آب خروجی را از پایین دستگاه اندازه گیری می نمائیم.

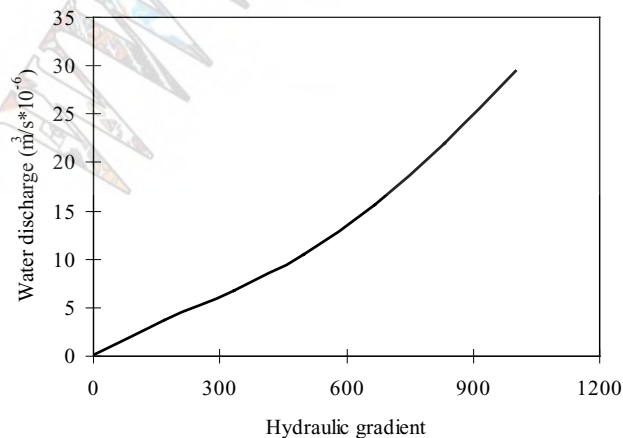
لازم به ذکر است که نمونه هایی را که جهت این آزمایش برگزیدیم، نمونه هایی استوانه ایی به قطر ۵/۵ و ارتفاع ۳ سانتی متر بودند که این ابعاد با توجه به حداکثر اندازه مصالح سنگی یعنی ۱۰ میلی متر و همچنین رعایت تناسب بین ابعاد نمونه انتخاب شدند. فشارهای آب که بر نمونه اعمال می شوند به ترتیب ۰/۵، ۱/۵، ۲، ۲/۵، ۳، ۴، ۵ و گاهی ۶ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد که هر کدام به مدت نیم ساعت بر نمونه های بتن پلاستیک اعمال می شود.

۱- N.E.F. (No Errosion Filter)



شکل (۱) دستگاه آزمایش جهت تعیین گرادیان هیدرولیکی بحرانی بتن پلاستیک (شماتیک)

برای بدست آوردن گرادیان هیدرولیکی بحرانی نمونه های بتن پلاستیک منحنی میزان آب خروجی برحسب گرادیان هیدرولیکی را برای نمونه ها ترسیم می نمایم. که این منحنی در شکل (۲) برای طرح اختلاط (I) نشان داده شده است. بر اثر جریان آب در شکاف ایجاد شده در وسط نمونه های بتن پلاستیک، ذرات و مصالح جداره شکاف شسته شده و به همراه جریان آب حرکت کرده و به دنبال آن شستگی بیشتر جداره را باعث می شود و در نتیجه میزان آب خروجی افزایش می یابد. گرادیان هیدرولیکی که به یکباره باعث افزایش قابل توجهی در میزان آب خروجی می شود، گرادیان هیدرولیکی بحرانی می باشد.



شکل (۲) منحنی میزان آب خروجی برحسب گرادیان هیدرولیکی برای طرح اختلاط (I)

## مشخصات طرحهای اختلاط

در ساخت نمونه های بتن پلاستیک از ۶ طرح اختلاط استفاده شده که مشخصات این طرحهای اختلاط در جدول (۱) آورده شده است.

آب به سیمان (W/C)	مصالح دانه ایی (kg/m <sup>3</sup> )	سیمان (kg/m <sup>3</sup> )	بتونیت (kg/m <sup>3</sup> )	آب (lit/m <sup>3</sup> )	مصالح طرح اختلاط
۴/۲	۱۵۰۰	۱۰۰	۳۰	۴۲۰	I
۲/۸	۱۵۰۰	۱۵۰	۳۰	۴۲۰	II
۲/۸	۱۵۰۰	۱۵۰	۴۰	۴۲۰	III
۲/۱	۱۵۰۰	۲۰۰	۳۰	۴۲۰	IV
۲/۱	۱۵۰۰	۲۰۰	۴۰	۴۲۰	V
۲/۱	۱۵۰۰	۲۰۰	۵۰	۴۲۰	VI

جدول (۱) درصد مصالح مصرفی در ۶ طرح اختلاط بتن پلاستیک

حداکثر اندازی مصالح سنگی مصرفی ۱۰ میلی متر می باشد. میزان مصالح دانه ایی مصرفی در تمامی طرحهای اختلاط ثابت و برابر ۱۵۰۰ کیلوگرم در هر متر مکعب بتن پلاستیک می باشد.

سیمان مصرفی در ساخت نمونه های بتن پلاستیک از نوع ضد سولفات تیب II و آب مصرفی نیز آب شرب تهران می باشد (حاجی قاسمی، ۱۳۷۶)

## نتایج آزمایشها

همانطور که از جدول (۲) نمایان می باشد در میزان ثابت سیمان در هر طرح اختلاط با افزایش درصد بتونیت، اسلامپ بتن پلاستیک افزایش می یابد. همینطور در میزان ثابت سیمان هنگامیکه بتونیت طرح اختلاط بتن پلاستیک را افزایش میدهم، مقاومت فشاری نمونه های بتن پلاستیک کاهش می یابد و وقتیکه میزان بتونیت طرح اختلاط ثابت می ماند و میزان سیمان را افزایش میدهم، مقاومت نمونه های بتن پلاستیک افزایش می یابد.

VI	V	IV	III	II	I	طرح اختلاط
۲۳	۲۰	۱۷	۲۲	۲۱	۱۹	اسلامپ (cm)
۳/۷	۴/۲	۹	۲/۴	۴/۵	۱/۴	مقاومت فشاری ۷ روزه (kg/cm <sup>2</sup> )
۷/۴	۷/۷	۱۶/۵	۵/۳	۸/۳	۲/۶	مقاومت فشاری ۲۸ روزه (kg/cm <sup>2</sup> )
۲/۱۵	۲/۱۳	۲/۱	۲/۰۸	۲/۰۶	۲/۰۲	وزن مخصوص (Ton/m <sup>3</sup> )

جدول (۲) اسلامپ، مقاومت فشاری (۷ و ۲۸ روزه)، وزن مخصوص نمونه های بتن پلاستیک

نتایج آزمایشها روشن می نماید که بتونیت در بتن پلاستیک عامل شکل پذیری می باشد و مقاومت نمونه های بتن پلاستیک را پایین می آورد و برعکس سیمان عامل مقاومت نمونه های بتن پلاستیک می باشد و مقاومت فشاری نمونه های بتن پلاستیک را افزایش و شکل پذیری را کاهش میدهد.

**جدول (۲)** سیر صعودی وزن مخصوص بتن پلاستیک را نشان می‌دهد که دلیل این موضوع افزایش ریزدانه‌های مانند سیمان و بنتونیت در طرح اختلاط می‌باشد و با توجه به ثابت بودن میزان مصالح سنگی و آب در طرح اختلاط بدیهی است که افزایش سیمان و بنتونیت در طرح‌های اختلاط باعث افزایش وزن مخصوص بتن پلاستیک می‌شود.

### گرادیان هیدرولیکی بحرانی

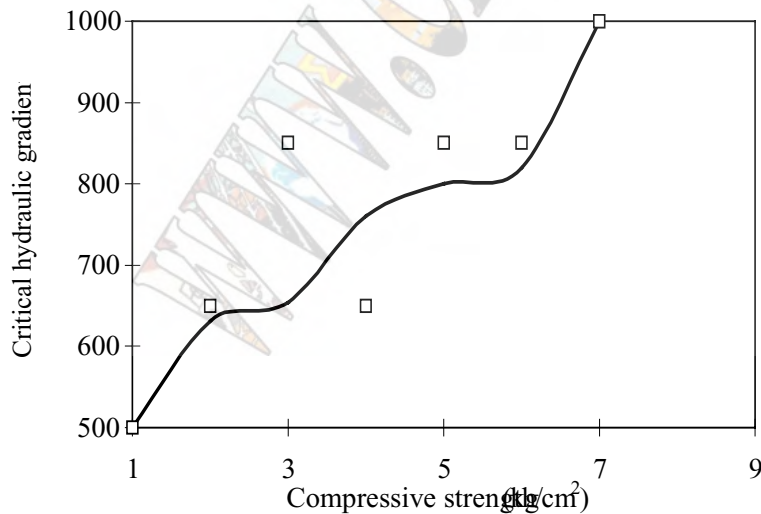
نتایج آزمایش تعیین گرادیان هیدرولیکی بحرانی در جدول (۳) آورده شده است

گرادیان هیدرولیکی بحرانی ۲۸ روزه	گرادیان هیدرولیکی بحرانی ۷ روزه	طرح اختلاط
۸۵۰	۵۰۰	I
*	۸۵۰	II
*	۶۵۰	III
*	۱۰۰۰	IV
*	۸۵۰	V
*	۶۵۰	VI

\*گرادیان هیدرولیکی بحرانی بالاتر از ۲۰۰۰ می‌باشد.

### جدول (۳) نتایج تعیین گرادیان هیدرولیکی بحرانی بر روی نمونه‌های ۷ و ۲۸ روزه بتن پلاستیک

با توجه به جدول اینگونه استنباط می‌شود که گرادیان هیدرولیکی بحرانی نمونه‌های ۲۸ روزه در مقایسه با نمونه‌های ۷ روزه به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. همچنین نتیجه می‌گیریم در میزان ثابت سیمان با افزایش میزان بنتونیت، گرادیان هیدرولیکی بحرانی کاهش می‌یابد و بر عکس در میزان ثابت بنتونیت با افزایش میزان سیمان، گرادیان هیدرولیکی بحرانی افزایش می‌یابد.



**شکل (۳)** رابطه گرادیان هیدرولیکی بحرانی و مقاومت فشاری بتن پلاستیک

**شکل (۳)** ارتباط گرادیان هیدرولیکی بحرانی نمونه‌های بتن پلاستیک و مقاومت فشاری آنها را نشان می‌دهد. با افزایش مقاومت فشاری بتن پلاستیک گرادیان هیدرولیکی بحرانی افزایش می‌یابد.

### نتیجه گیری

با توجه به آزمایشهای انجام گرفته بر روی نمونه های بتن پلاستیک در این تحقیقات، روشن می شود که هر چه درصد بنتونیت طرح اختلاط (که شامل شکل پذیری بتن پلاستیک می باشد) بیشتر شود، اسلامپ بتن پلاستیک افزایش می یابد. همچنین با افزایش سیمان در طرح اختلاط، مقاومت فشاری و گرادیان هیدرولیکی بحرانی بتن پلاستیک افزایش می یابد. در صورتیکه با افزایش بنتونیت در طرح اختلاط مقاومت فشاری و گرادیان هیدرولیکی بحرانی بتن پلاستیک کاهش می یابد.

با توجه به ارتفاع آب پشت سد و همچنین ضخامت دیوار آب بند بتن پلاستیک حداکثر گرادیان هیدرولیکی ایجاد شده در حدود ۱۰۰ الی ۲۰۰ میباشد. با توجه به گرادیان هیدرولیکی بحرانی مندرج در جدول (۳) برای ۶ طرح اختلاط ارائه شده در این تحقیقات نتیجه می گیریم دیواره های آب بند بتن پلاستیک مصالح مناسب و قابل اطمینان جهت آب بندی بستر سدها می باشند. همچنین دیواره های آب بند بتن پلاستیک که با توجه به درصد اختلاط ارائه شده در این تحقیقات ساخته شوند، در صورت اجرای صحیح از ضریب اطمینان بالا و خوبی در برابر آب شستگی برخوردار خواهند بود.

### تشکر و قدردانی

در اینجا لازم است از معاونت محترم پژوهشی دانشگاه تهران جهت تامین اعتبار لازم برای انجام این تحقیق و همچنین از آقای دکتر اورنگ فرزانه جهت ارائه راهنماییها و در اختیار گذاشتن امکانات آزمایش با دستگاه فیلتر مانع فرسایش قدردانی و سپاسگذاری نمائیم.

### مراجع

- 1-I Cold (1985), "Filling materials for watertight cut-off walls Bulletin51.
- 2-Jefferis, S.A. (1981). "Bentonite – cement slurries for hydraulic cutoffs. "proc., 10th ICSMFE, A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, PP. 435-440

۳- علی اصغر حاجی قاسمی (۱۳۷۶) "بررسی گرادیان هیدرولیک مجاز بتن پلاستیک" پایان نامه کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی - دانشگاه تهران



## انتخاب گزینه محل سد بر روی پی های مسئله دار از نوع خش لغزه (Slican side)

فریدون خسروی<sup>۱</sup>

### چکیده:

به منظور انتخاب گزینه نوع و محل سد بر روی رودخانه باید به مسائل اقتصادی و فنی طرح و به معضلات توپوگرافی - ژئوهیدرولوژی - زلزله و زمین شناسی و بخصوص به وضعیت زمین توجه خاص گردد که در این میان به پی به عنوان مهمترین عامل تصمیم گیری توجه می شود. یکی از مهمترین مشکلات مهندسی پی (پی های مسئله دار) در طرح سد در سازندهای آغاچاری در لایه های Mudstone از نوع خش لغزه ها (Slican side) است که در بستر پی در بعضی از سدها در ایران مشاهده شده است که در این حالت باید به پارامترهای مقاومت برشی آن و مشکلاتی را که بعد از بارگذاری بر روی آنها اتفاق می افتد توجه نمود. در این مقاله ضمن بررسی موارد فوق به تحقیقات و پیشنهادات و تمهیدات لازم در صورت انتخاب محل سد بر روی لایه های خش لغزه ای پرداخته ایم.

### کلمات کلیدی :

خش لغزه - گزینه محل سد - پارامترهای مقاومت برشی - Slican side - Mudstone

---

<sup>۱</sup> استادیار گروه عمران پژوهشکده و دانشکده فنی مهندسی دانشگاه امام حسین (ع)

## ۱ - مقدمه:

به منظور انتخاب گزینه محل سد بر روی رودخانه و اجرای آن لازم است که به وضعیت توپوگرافی منطقه، مصالح قابل دسترسی و وضعیت زمین شناسی و بخصوص مهمترین آنها وضعیت پی و جناحین به نحو مطلوب توجه گردد، لکن در بسیاری از اوقات بعلاوه وضعیت سازندهای موجود در ایران احتمالاً بستر پی ها ممکن است دارای مشکلات عبور جریان شدید آبهای زیرزمینی یا مشکلات جدی ژئوتکنیکی و تکتوتیکی باشند. از آن جمله در زمین های جنوب کشور که سازندهای کنگلومرای بختیاری و آغاچاری بستر سدها را تشکیل می دهند. سازندهای بختیاری باسن پلیوسن بالایی و پلنیستوسن پائین جوانترین سازندهای تشکیل دهنده سنگ بستر پروژه سد گدارلندر است عمده سنگهای تشکیل دهنده این سازندها، کنگلومرا، ماسه سنگ، لای سنگ و سنگ رس است. سازندهای آغاچاری با سن سازندهای پلیوسن و دارای ضخامت زیادی که سنگ بستر پی پروژه سد گنوند را شامل می شود (رضا غفارزاده - بهمن ۷۷<sup>(۱)</sup>) تشکیل دهنده آن سنگ های رسی است که دارای مقدار کمی گچ و با لایه های متناوب لای سنگ و ماسه سنگ است. در سازندهای آغاچاری وجود لایه های Mudstone پرش خورده ملاحظه شده که تحت اثر بار زمین و نیروهای ناشی از زلزله و بخصوص قرارگیری بر روی منحنی گوه گسیختگی در حال بارگذاری بدنه سد، این لایه ها می توانند به علت ضعف مقاومت برشی، جابجایی هایی در سطح و عمق و به صورت توده سنگ ایجاد نمایند که این مسئله بخصوص در مراحل اولیه که لایه همراه با لایه های ژئیس و افزایش فشار منفذی آب باشد بسیار حادث تر خواهد بود در این صورت به پی سد باید به عنوان یک مسئله بسیار اساسی در جهت شناخت و رفع معضلات آن پرداخت

۲- پی های مسئله دار: عمدتاً پی های سد مازاد بر مشکلات طبیعی زمین شناسی و قابل مشاهده توپوگرافی ممکن است دارای مشکلات زیر باشند.

- ۱- وجود حفرات کارستی در عمق زمین (پروژه سد لار)
  - ۲- وجود لایه های آبکش (open gravel) در لایه های زمین (پروژه سد کرخه)
  - ۳- وجود گسل ها و ترک های نیمه فعال و فعال در مسیر و یا عمود بر آکس سد در محل پی
  - ۴- وجود لایه ها و توده های جابجا شده و یا مناطق خرد شده (پروژه سد گنوند علیا)
  - ۵- وجود لایه های ضعیف و نشست پذیر و یا قابلیت تورم زایی و ریمبندگی در محل پی (پروژه سد سیوند)
  - ۶- وجود لایه های خش لغزه ای در محل پی و جناحین سد (پروژه سد گدارلندر و گنوند)
- یکی از حساس ترین موارد فوق که در محل تکیه گاهها و زیر پی در استانهای جنوبی کشور مطرح است وجود خش لغزه ها است که با توجه به دقت در زمین شناسی و ژئوتکنیک منطقه قابل تشخیص است

۳- تعاریف و عوامل ایجاد کننده خش لغزه ها: در اثر اصطکاک در منطقه گسله خورده غالباً سطح گسله به صورت صاف و صیقلی در می آید که غالباً اثر خطوط قابل مشاهده است که در این حالت، حرکت انگشت در یک جهت که جهت حرکت گسله است بدون مانع انجام می شود در صورتی که در جهت عکس آن موانعی احساس می گردد. بعضی از موارد مشابه این خطوط را می توان نتیجه کشیده شدن زائده های موجود (کانیهای مثل کوارتز) در قطعه جدا شده روی قطعه دیگر دانست (حسن مدنی - سال ۶۴<sup>(۱)</sup>). از جمله صفحه جدا شده و گسله وجود پله های کوچک، در جهت عمود بر خطوط صیقلی و آئینه آن است این پله ها در جهت حرکات قطعات بوجود می آید. لذا خش لغزگی حالتی از سرخردگی میان یک لایه (بخصوص Mudstone) و یا بین دو لایه که عمدتاً می تواند بر اثر سرخردگی لایه قوی تر بر روی لایه ضعیف تر سنگ باشد که در یک جهت انجام می گیرد و سطح سر خورده را کاملاً صیقلی می نماید به طوری که سطح در جهت عمود بر حرکت لایه صاف می گردد و زاویه حرکت، نسبت به لایه ممکن است از ۰ تا ۹۰ درجه باشد.

وجود این نوع لغزش ها در بین Mudstone در سازند آغاچاری در منطقه استان خوزستان مشاهده شده است که به عوامل موثر در ایجاد خش لغزه و علل کاهش مقاومت برشی این نوع لایه ها که در محل پی تعدادی از سدهای کشور مشاهده شده است می پردازیم

- ۱- عوامل تکتونیکی و سربارهای بیش از حد توان مقاومت برشی توده سنگ
- ۲- عامل لرزه خیزی و زلزله در منطقه مورد نظر
- ۳- سربارها و وزن بیش از حد سازه بر روی لایه های ضعیف
- ۴- شیب لایه ها، تناوب نوع آنها، پتانسیل جابجایی لایه ها به علت اشباع شدن، درشت دانگی و ریزدانگی لایه و عدم چسبندگی بین آنها و مشرف بودن جهت لایه ها به طرف دره ها و رودخانه ها.
- ۵- هوازده شدن لایه ها و در معرض آب باران قرار گرفتن که ضخامت هوازدهگی لایه ها در بعضی از مواقع تا عمق ۳۰ متر مشاهده شده است.
- ۶- اثر چین خوردگی زمین و ایجاد تاقدیس و ناودیس در لایه ها و ایجاد نیروی فشاری و کششی که عامل دگرگونی و خرد شدگی و کاهش مقاومت برشی در لایه هاست
- ۷- عدم یکپارچگی بین لایه ها و وجود میان لایه های بسیار ضعیف اشباع شده
- ۸- فعال بودن آبهای زیرزمینی و وجود محلولهای شیمیایی در سنگ و خاک و بازشدگی درزها

**۴- مقادیر پارامترهای برشی:** برای تعیین پارامترهای مقاومت برشی بر روی نمونه های خش لغزه ای در لایه های Mudstone که در بستر مناطق سیرجان - گدار (مسجد سلیمان) - گتوند و شوشتر مشاهده شده است نمونه هایی از لایه های Slican Sided به تعداد ۴۰ نمونه از اعماق مختلف زمین در نزدیکی رودخانه کارون در منطقه شوشتر - گتوند با رطوبت طبیعی تهیه و آزمایش انجام شد که ۱۰ نمونه آن از دقت بیشتری برخوردار بوده است بطوریکه آزمایش برش براساس استاندارد و از نمونه دست نخورده انجام گرفت. و نتایج آن به قرار زیر می باشد

ردیف نمونه	عمق متر	φ Degree	C Mpa
1	9	29	0.24
2	9.65	30.3	0.28
3	44.6	20.81	0.19
4	142	27.7	0.22
5	35.3	24.8	0.13
6	38.5	24.8	0.17
7	94.8	30.5	0.15
8	62.30	25.8	0.04
9	128.5	28	0.22
10	154.8	27.2	0.03

**جدول ۱:** پارامترهای برشی مادستون خش لغزه ای با رطوبت طبیعی  $4\% < w < 7\%$  در گمانه های گوناگون (کمیته فنی طرح گتوند - اسفند ۷۸<sup>(۷)</sup>)

تمام نمونه هایی که سطح برش خورده و خش لغزگی بر روی آنها مشاهده شده است. بلافاصله بعد از نمونه گیری به آزمایشگاه انتقال داده شد و آزمایش لازم انجام گرفته است.  
با توجه به مقادیر فوق بر روی خش لغزه ها، مقادیر پارامترهای برشی Mudstone نیز در توده سنگ ضعیف و در حالت سنگ سالم در سازند آغاچاری مورد مقایسه قرار می گیرد.

۱- مقادیر متوسط پارامترهای برشی Mudstone در حالت خش لغزه ای

$$\varphi=26.9\text{degree} \quad C=0.16\text{Mpa}$$

۲- مقادیر پارامترهای مقاومت برشی بر روی بلوک هایی از نوع مادستون های برش خورده sheard Mudstone که

مورد آزمایش برش مستقیم برجا قرار گرفته عبارت است از (خاک و سنگ - خرداد ۷۹)<sup>(۴)</sup>

Block	C Mpa	$\varphi$ Degree
A	0.807	13.7
B	0.272	26.3
C	0.171	21.9
D	0.333	30

**جدول ۲- نتایج آزمایش برش مستقیم برجا بر روی بلوک های Mudstone**

$$\varphi=22.0\text{ degree} \quad C=0.325\text{ Mpa}$$

که بطور متوسط برابر است با:

۳- نتایج آزمایشات بر روی Mudstone سالم در سازند آغاچاری به قرار زیر است (لامایر - مشانیر - سال ۱۹۹۲)<sup>(۹)</sup>

$$\varphi=26\text{ degree} \quad C=0.33\text{Mpa}$$

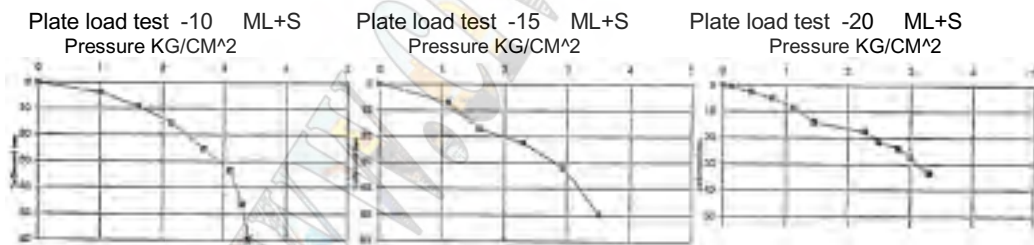
۴- آزمایش های تحقیقاتی بر روی نمونه ای از لایه زمین که از جنس لای رس دار توأم با کمی ماسه بادی که دارای

مشخصات تراکمی نسبی مادستون نیز بود در استان فارس در اطراف شیراز در عمق ۴ متری، بارگذاری صفحه ای افقی با صفحات

استاندارد انجام شده است (خسروی سال ۱۹۹۸)<sup>(۸)</sup> بعد از محاسبات لازم، منحنی و نتایج آن برحسب پارامترهای مقاومت برشی به قرار زیر است.

$$\varphi=29\text{ degree}$$

متغیر، کمتر از ۰/۱ مگا پاسکال C=



سازند آغاچاری با تناوبی از ساختار لایه هایی از Mudstone Sandstone, Siltyclaystone در نقاط جنوبی کشور وجود

دارد از جمله در مسیر شهرهای آب بید - گنوند - شوشر - باریک آباد - مسجد سلیمان - ورزرد و در کنار رودخانه های کارون و

آب شور بر روی لایه Mudstone بخصوص در محل سدهای گنوند علیا و گذارلندر خش لغزه هایی مشاهده شده است این لغزش

های میان لایه ای در استان کرمان در مسیر بردسیر - سیرجان بخصوص در محل سد سیرجان نیز در استان کرمان مشاهده گردیده

است (شرکت تارا... - خرداد ۷۷)<sup>(۷)</sup> با توجه به این موارد در صورت انتخاب محل احداث سد بر روی این گونه لایه ها باید به

موارد زیر توجه نمود

۵- **انتخاب گزینه سد:** اساسی ترین مواردی که در جایگاه محل یک سد و نوع آن در نظر گرفته می شود عبارت است از:

۱- مقایسه اقتصادی طرح و اجرا و بهره برداری آن

۲- اطمینان از ایمنی پروژه و درصد ریسک پائین از پایداری و آب بندی پروژه در مقایسه با دیگر گزینه ها. شکی نیست که

طراحی های انجام شده ممکن است اقتصادی باشد ولی از لحاظ عدم اطمینان کامل از آب بندی و پایداری پی بدلیل مسئله دار بودن

سازند زمین، طراحان را مواجه با قبول ریسک بالا بکنند. ضمن آنکه یادآور می شویم که انتخاب نوع سد چندان بستگی مستقیم به ابعاد سد ندارد بدین منظور توجه به انواع سدها بر اساس تغییرات B/H (طول تاج به ارتفاع سد) در جدول زیر داده می شود (خسروی - ارشادمش - اردیبهشت ۷۹<sup>(۳)</sup>).

نوع سد	نام سد	طول تاج B (متر)	ارتفاع H (متر)	B/H	نوع سد	نام سد	طول تاج B (متر)	ارتفاع H (متر)	B/H
بتونی قوسی	دز	۲۱۳	۲۰۳	۱،۰۵	ریزه ای سنگ	مارون	۲۵۰	۱۶۵	۱،۵۱
	جیرفت	۲۵۰	۱۳۴	۱،۸۶		مسجد سلیمان	۴۸۰	۱۰۴	۲،۹۳
	کارون ۱	۳۸۰	۲۰۰	۱،۹۰		گاومیشان	۶۳۰	۱۳۶	۴،۶۳
	ساوه	۲۶۵	۱۲۸	۲،۰۷		بیشین	۴۰۰	۶۳	۶،۳۵
	کرج	۳۸۰	۱۸۰	۲،۱۷	بارون	۲۱۰	۸۰	۲،۶۲	
	تجن	۳۵۰	۱۳۲	۲،۶۵	۱۵خرداد	۳۲۰	۹۲	۳،۴۸	
	زاینده رود	۴۵۰	۱۰۰	۴،۵	لار	۱۱۷۰	۱۰۵	۱۱،۱۴	
بتونی پایه دار	منجیل	۴۲۵	۱۰۶	۴،۰۰	ریزه ای خاک	درودزن	۷۰۰	۶۰	۱۱،۶۶
	لتیان	۴۵۰	۱۰۷	۴،۲۰		علویان	۹۳۵	۸۲	۱۱،۶۹
	میناب	۴۵۰	۶۰	۷،۵۰		مهاباد	۷۰۰	۴۷	۱۴،۸۹
						ارس	۹۴۵	۴۲	۲۲،۵۰
						کرخه	۳۲۰۰	۱۲۷	۲۳،۶۲

### جدول ۳: مشخصات ابعاد تعدادی از سدهای ایران

در این حالت موضوع چگونگی انتخاب گزینه برتر سد با توضیحات فوق و براساس محل هایی که بستر پی سد دارای خش لغزه است مازاد بر توجه به اصول معمول به موارد زیر نیز باید دقت کافی مبذول داشت.

- انتخاب محل مناسب قابل توجه
- انتخاب مقادیر پارامترهای مقاومت برشی واقعی و انجام آنالیز به صورت سه بعدی و استفاده از مقاومت های لایه های دیگر پی در آنالیز
- دوری از مناطقی که خش لغزگی آن تا سطح ادامه نیافته و منحنی گوه گسیختگی را تا سطح زمین هدایت نکرده باشد.
- انتخاب سدهای خاکی و افزایش شیب شیروانی (در بالا دست و پائین دست) سد و احتمالاً استفاده از بلانکت رسی در بالادست و هسته بتنی در زیر هسته سد.
- استفاده از نوع سدهایی که با پنجه باز طراحی می شود و بعنوان قسمتی از پی در محاسبات بکار گیری می شود
- ایجاد دیوار آب بند در عمق پی در محل های پنجه، پاشنه و آکس سد و استفاده از بتنی، مناسب با مدول الاستیسیته زمین. و در صورت امکان پر نمودن محل میان لایه های ضعیف با بتن به روشی مناسب.



۷- برداشت لایه های روئی تا سطحی که از نظر اقتصادی و اجرایی امکان داشته و مقاومت مناسبی از زمین را می دهد و پرهیز از بارگذاری در نقاط بحرانی و افزایش بار ثقلی در نقاط مناسب (پنجه و پاشنه سد)

۸- استفاده از گالری های دسترسی زهکشی در زیر هسته و بدنه سد و جناحین سد. از آنجایی که گالری ها در زیر بدنه سد به منظور ۱- قرائت ابزار دقیق و کنترل رفتار نگاری پی و بدنه سد ۲- زهکش و کنترل uplift و کاهش فشار آب منفذی ۳- دسترسی به قسمت مرکزی و پی سد ۴- امکان تزریق در پی و قسمتهایی از بدنه سد احداث می شود. به منظور کنترل و احتمالاً تزریق های موضعی، مقطع این گالری ها را از شکل نعل اسبی طراحی و اجرا می شود (ابعاد آن حدوداً ۲ متر عرض و ۲/۵ متر ارتفاع است).

۶- **موقعیت محل سد:** در مناطقی که دارای خش لغزه هستند با توجه به تحقیقات و تجارب حاصل از تعدادی از سدهای در دست اقدام و یا سدهای اجرا شده، لازم است موارد زیر مورد توجه قرار گیرد:

۱- پی نسبت به پی های خش لغزه دیگر گزینه ها از وضعیت بهتری از لحاظ مقاومتی و آب بندی برخوردار باشد

۲- در صورتی، در بستر پی های خش لغزه ای احداث سد قابل توجه است که نوع مصالح موجود در منطقه سد خاکی و یا سنگ ریزه ای را دیکته کند

۳- نیروهای زلزله قابل اندازه گیری بوده و در منطقه چندان فعال نباشد

در این صورت اصول حاکم بر انتخاب گزینه محل سد در مناطق خش لغزه ای در موارد زیر خلاصه می گردد:

۱- عدم امکان وجود گزینه ای بهتر از لحاظ پایداری و کنترل نشست و آب بندی

۲- عدم فشارهای نامتقارن و زیاد بر روی لایه های ضعیف

۳- عدم وجود انفجارات مکرر در کنار پی که باعث فعال شدن خش لغزه ها می شود

۴- امکان آب بند نمودن منطقه از طریقی غیر از روش تزریق. (زیرا تزریق در سازندهای آغاچاری که دارای درز و لنز و خش لغزگی در لایه های مادستون است بسیار پیچیده می باشد)

۵- امکان اجرای گالری های زهکش در منطقه

۶- عدم فعالیت گسل و زلزله خیزی در منطقه

۷- حتی الامکان عدم دست خوردگی در منطقه

و در رابطه با کنترل و پیش گیری های لازم در جهت دوری کردن از حوادث، استفاده از ابزار دقیق جهت رفتار نگاری پی و جناحین و کنترل و هدایت سیستم شبکه نقشه برداری و زلزله نگاری و در عین حال مشاهدات دائم از منطقه و گزارش روزانه ضروری است.

### نتیجه گیری:

خش لغزگی ممکن است بین لایه های خرد شده و لایه هایی که مقاومت برشی خود را از دست می دهند و یا در اثر لغزش در میان لایه ها و یا بین دو لایه ضعیف و قوی از یک نوع مصالح بوجود آید و در این صورت انتخاب گزینه محل سدهای خاکی بر روی سازندهایی که دارای خش لغزگی هستند باید توجه خاص به طراحی و اجرا و پایداری و آب بندی بستر پی سد نمود و با توجه به پتانسیل جداشدگی لایه های خش لغزه ای در حین بارگذاری باید از عوامل تحریک کننده بخصوص ارتعاشات (انفجارات پیاپی) و فشارهای بیش از حد (مانند فشار تزریق و بار سازه و فشار منفذی) بر روی اینگونه پی ها جلوگیری بعمل آید. و به پارامترهای مقاومت برشی صحیح آنها با اعمال ضریب اطمینان توجه نمود

### قدردانی:

در پایان از زحمات آقای حمید رضا حیدری در پژوهشکده فنی مهندسی که در تنظیم و تحریر این مقاله همکاری بسیاری نمودند قدردانی بعمل می آید.

### مراجع و مآخذ:

- ۱- حسن مدنی - ۱۳۶۶ - زمین شناسی ساختمان و تکنیک - جهاد دانشگاهی صفحه ۳۴۹ تا ۳۵۳
- ۲- رضا غفارزاده - بهمن ۱۳۷۷ - "ارزیابی برنامه ابزار بندی و تحلیل پایداری مغارهای سد مسجد سلیمان" پایان نامه کارشناسی ارشد گروه معدن - دانشکده مهندسی - دانشگاه تهران
- ۳- فریدون خسروی - ارشاد منش - اردیبهشت ۱۳۷۹ "مهندسی تجهیز کارگاه بدنه سدهای خاکی و سنگریزه ای" - پایان نامه کارشناسی ارشد - گروه عمران - دانشکده و پژوهشکده فنی مهندسی دانشگاه امام حسین (ع)
- ۴- شرکت خاک و سنگ - خرداد ۱۳۷۹ "گزارش فنی نتایج آزمایشات برجا در پروژه گنوند علیا"
- ۵- شرکت خدمات مهندسی برق مشانیر - دی ۱۳۷۸ - "مطالعات و بررسی های پی و پارامترهای ژئوتکنیک" - مطالعات توجیهی صفحه ۵۴
- ۶- شرکت نارارا... قرارگاه سازندگی - خرداد ۱۳۷۷ - "گزارش فنی از عملکرد و وضعیت زمین شناسی و تزریق سد سیرجان".
- ۷- کمیته فنی طرح گنوند - اسفند ۱۳۷۸ - "وضعیت پیشرفت طرح سد و نیروگاه گنوند" گزارش دوم - شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران - صفحه ۲۴

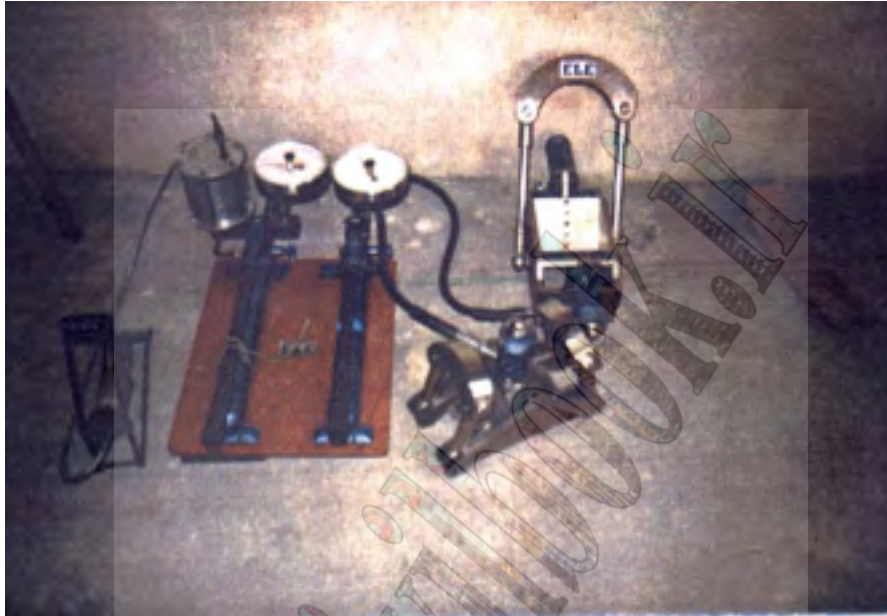
8 - F.Khosravi - A.GHAHRAMANI: (sept 1998) "Determination of granular Soil parameters by Plate Load Test and Coefficient of Bearing Capacity" Civil Engineering - SHIRAZ university. pp. 135, 136.

9 - Moshanir - Lahmayer: (1992). "Godar - e. Landar. Engineering Report". Vol. 1 - portrs - pp. 247



گسترش داده شده توسط سیویل بوک

نمونه ای دیگر از لوگ گمانه حفاری شده در محل سد در درون رودخانه که نمونه های Slicken side آنها در آزمایشگاه مورد آزمایش برش قرار گرفت.





## بررسی اندرکنش استاتیکی سد، پی و دیوار آبنند بتن پلاستیک در پی‌های ناهمگن سدهای خاکی

رضا شهبازیان اهری<sup>۱</sup>

علی اصغر میرقاسمی<sup>۲</sup>

مهدی پاکزاد<sup>۳</sup>

### چکیده:

برای طرح مناسب مصالح دیوار آبنند بتن پلاستیک در پی‌های ناهمگن بصورت لایه لایه جهت پاسخگویی به مطالبات مورد نظر از مصالح دیوار آبنند، نیاز به بررسی (پارامتریک) اندرکنش دیوار و پی مجاور آن برای تعیین اهمیت هر کدام از پارامترهای مرتبط با مساله داشته تا وضعیت تنشها و کرنشهای بوجود آمده در مصالح دیوار آبنند را تا حدودی روشن سازد. در این میان مدل سازی عددی و انجام تحلیلهای عددی اندرکنش بین دیوار، پی و سد در برآورد عملکرد دیوار بسیار مفید خواهد بود. در این مقاله با انجام تحلیلهای پارامتریک با استفاده از نرم افزار CA2 بر روی مدل سد کرخه که دارای دیوار آبنند بتن پلاستیک در پی ناهمگن (لایه لایه) می باشد، عوامل مختلفی همچون مدول الاستیک و مقاومت مصالح بتن پلاستیک، خصوصیات سطح اتصال دیوار و پی و خصوصیات پی و هسته رسی سد و همینطور چگونگی اتصال دیوار به هسته سد و تاثیرات آن بر روی تنشها و کرنشهای دیوار آبنند مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته و اهمیت هر کدام از موارد فوق در چگونگی عملکرد دیوار مشخص شده و مقایسه آن با مقادیر بحرانی انجام گرفته است.

### کلمات کلیدی:

دیوار آبنند، بتن پلاستیک، اندرکنش استاتیکی، سد کرخه، مدل سازی و تحلیل عددی، نرم افزار CA2

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد عمران، خاک و پی - مهندسین مشاور فراز آب - تبریز

<sup>۲</sup> عضو هیئت علمی دانشکده فنی دانشگاه تهران

<sup>۳</sup> کارشناس ارشد مهندسین مشاور مهتاب قدس - تهران



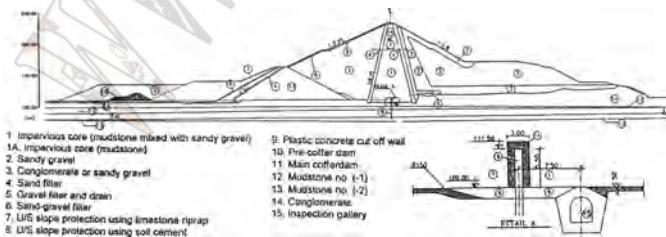
## مقدمه

استفاده از دیوارهای آبنند بتن پلاستیکی برای آبنندی پی سدها زمانی مورد توجه قرار می‌گیرد که گرادیان هیدرولیکی و ارتفاع سد زیاد بوده و به مصالحی با مقاومت کافی در برابر فرسایش و دوام کافی نیازمندیم. همچنین از چنین دیوارهایی انتظار می‌رود که قابلیت تغییر شکل پذیری بالایی داشته باشند تا کرنشهای تحمیلی از طرف پی به این دیوارها تحت بارگذاریهای سد و شرایط مختلف هیدرولیکی را بدون وقوع ترک تحمل کنند. استفاده از مصالح بتن پلاستیک که از مصالح آب، سنگدانه، سیمان و بنتونیت تشکیل یافته است، در مواردی برای آبنندی پی مطرح می‌گردد که احداث دیوار برای آبنندی پی سد در مقایسه با روشهای دیگر اصلاح آبگذری پی ترجیح داده شود.

یکی از مسائل مهم در طرح مخلوطهای بتن پلاستیک برای استفاده در دیوارهای آبنندی که در زیر سدها و بخصوص سدهای با ارتفاع قابل توجه وجود دارد، این است که مصالحی بوجود آورده شود که علاوه بر مقاومت کافی در برابر فرسایشهای هیدرولیکی تحت گرایانهای بسیار بالا و دوام و پایایی کافی در طول عمر بهره برداری سد، قابلیت هماهنگی از نظر تغییر شکل با محیط پی مجاور را نیز داشته باشد، به اینصورت که کرنشهایی که در پی سد تحت بارگذاری مربوط به ساخت سد، آبگیری و دوران بهره‌برداری به وجود خواهند آمد، تا حدود زیادی به دیوار آبنند اجرا شده در داخل پی نیز اعمال شده و در صورتیکه مصالح دیوار نتواند کرنشهای مذکور را تحمل نماید، وقوع ترک در دیوار و از دست دادن آبنندی آن محتمل خواهد بود. از طرفی مصالح بتن پلاستیک مثل بسیاری دیگر از مصالح خاکی و سنگی با بالا رفتن مقاومت آن، حالت تردشدگی پیدا خواهد کرد و کرنش حالت گسیختگی آن پائین خواهد آمد. بدین ترتیب در طرح چنین دیوارهایی ایجاد تعادل بین مقاومت و شکل پذیری مسألت اصلی می‌باشد. کمیته بین‌المللی سدهای بزرگ (ICOLD) پیشنهاد کرده است که در پی‌های همگن و پی‌هایی که با افزایش عمق، مدول الاستیک آنها تغییر قابل توجهی ندارد، مدول بتن پلاستیک دیوار آبنند را حدود ۴ الی ۵ برابر مدول الاستیک خاک یا سنگ پی مجاور باید در نظر گرفت. (ICOLD, bulletin No.51, 1985)

## طرح مساله

در شرایطی که پی ناهمگن باشد بدیهی است که معیار فوق‌الذکر ICOLD برای تعیین مدول مناسب برای بتن پلاستیک دیوار آبنند، نمی‌تواند درست باشد و در این شرایط مدل نمودن عددی دیوار آبنند به همراه پی و سد در برآورد و تدقیق طرح مناسب برای مصالح دیوار آبنند بسیار مفید می‌باشد.



شکل (۱) - مقطع عرضی سد کرخه.

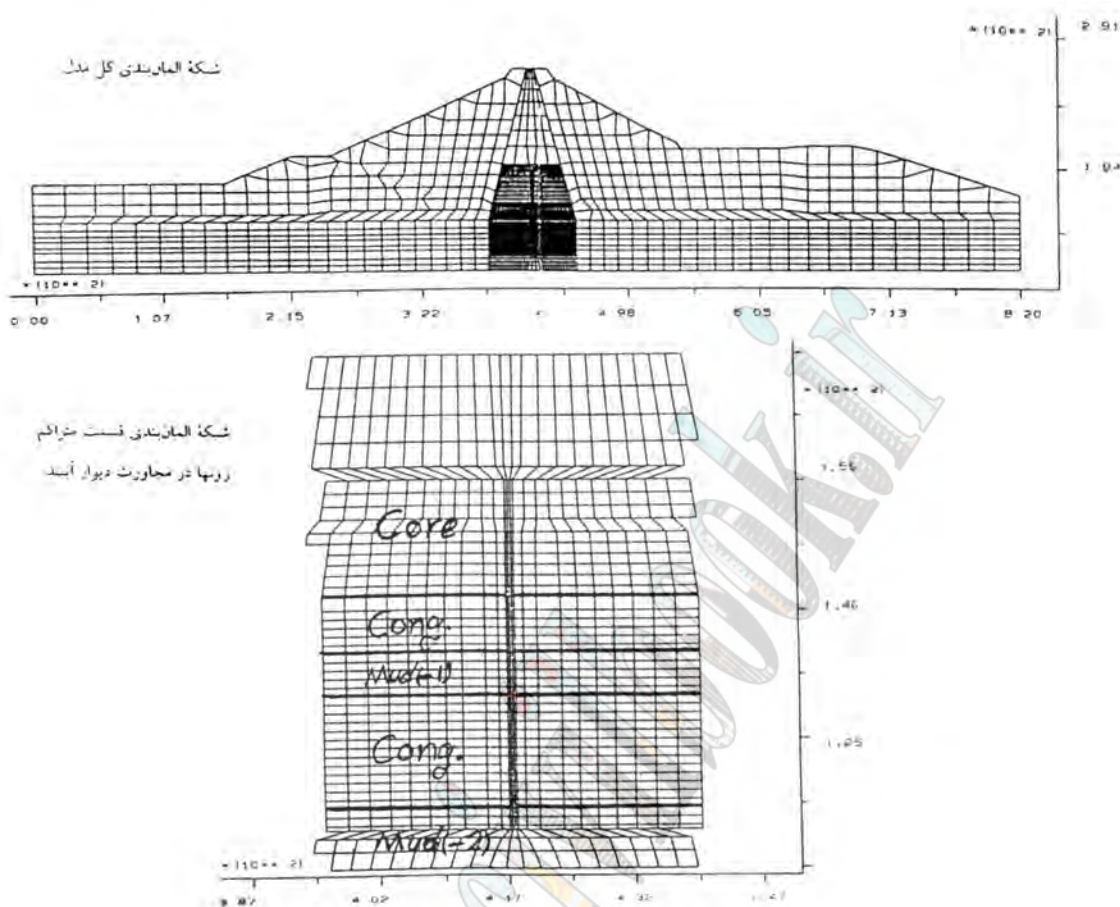
سد کرخه با ارتفاعی حدود ۱۲۷ متر از جنس خاکی با هسته رسی قائم و با سیستم آبنندی پی از نوع دیوار آبنند بتن پلاستیک با حداکثر عمق ۸۰ متر و متوسط عمق حدود ۴۰ متر می‌باشد. پی این سد عظیم از لایه‌های افقی متناوبی از کنگلومرا و گل‌سنگ تشکیل یافته است. در شکل (۱) مقطع عرضی این سد به همراه پی و دیوار آبنند ملاحظه می‌کنید. لایه‌های کنگلومرای دارای

نفوذپذیری زیاد و از لحاظ مکانیکی مقاومت و مدول نسبتاً زیادی در مقایسه با لایه‌های گل‌سنگی می‌باشند. با توجه به شرایط فوق الذکر، دیوار آبنند سد کرخه در داخل پی ناهمگن لایه لایه با خصوصیات شکل‌پذیری متفاوت قرار گرفته است. مدل نمودن این سد به همراه پی و دیوار آبنند آن علاوه بر پیش‌بینی تقریبی رفتار دیوار آبنند مخصوص این سد، امکان بررسی پارامتریک مساله برای تعیین پارامترهای مهم دخیل در اندرکنش دیوار و پی و تاثیر کیفی هر کدام از پارامترهای مذکور را فراهم می‌آورد. در جدول (۱) پارامترهای متوسط بدست آمده از آزمایشهای آزمایشگاهی و اندازه‌گیریهای حین اجرا برای هر کدام از مصالح موجود در سد کرخه و پی و دیوار آبنند آن ارائه شده است. در طرح مصالح بتن پلاستیک دیوار آبنند سد کرخه، مقاومت فشاری تک محوری و مدول الاستیک مصالح بطور متوسط ۴۰ و ۴۰۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و بر اساس تامین معیار ICOLD با در نظر گرفتن پی کنگلومرای بوده است. با فرض زاویه اصطکاک داخلی ۲۵ درجه برای مصالح مذکور مقدار ضریب چسبندگی این مصالح بدست آمده است. کرنش گسیختگی این مصالح در حالت تک محوری بین ۰.۳۵ تا ۰.۷ درصد می‌باشد. لایه‌های گل‌سنگی در محل پی سد به ترتیب عمق شماره‌گذاری شده‌اند که بدلیل مجاورت دو لایه گل‌سنگ (۱-) و (۲-) با دیوار آبنند در مقطع بحرانی مورد تحلیل، تنها به ارائه پارامترهای این دو لایه پرداخته شده است.

با استفاده از نرم افزار CA2 که بر پایش روش تفاضلات محدود صریح می‌باشد، سد کرخه به همراه دیوار آبنند و پی آن با خصوصیات رفتاری الاستوپلاستیک با معیار موهر-کولمب، در مقطع کیلومتراژ ۱+۲۰۰ سد که در آن ارتفاع سد ۱۲۶.۵ متر می‌باشد، مدل گردید. در این مقطع از سد، ارتفاع دیوار آبنند حدود ۳۷ متر و ضخامت دیوار ۱ متر بوده و دیوار از انتهای بالا به طرف عمق پی با عبور از ۷.۵ متر ضخامت هسته رسی، به ترتیب وارد ۶.۵ متر کنگلومرا، ۵ متر گل‌سنگ (۱-)، ۱۳ متر کنگلومرا و ۲.۵ متر گل‌سنگ (۲-) شده و نهایتاً در داخل لایه گل‌سنگ (۲-) دیوار خاتمه پیدا می‌کند. شبکه المان بندی سد، پی و دیوار آبنند را در شکل (۲) ملاحظه می‌کنید.

dilation	c (kN / m <sup>2</sup> )	$\varphi^\circ$	poisson	E (kN / m <sup>2</sup> ) ( $\times 10^4$ )	
2	50	12	0.4	2.5	پایان ساختمان و اولین آبیگری
2	20	22	0.3	1.5	تراوش پایدار (دوران بهره‌برداری)
10	0	38~40	0.25	9	مصالح پوسته
10	1300	25	0.25	400	بتن پلاستیک
12	85	39.4	0.23	80	کنگلومرای بالای لایه گل‌سنگ (۱-)
5	70	22	0.30	12	لایه گل‌سنگ (۱-)
12	85	39.4	0.23	100	کنگلومرای زیر لایه گل‌سنگ (۱-)
5	70	22	0.30	12	لایه گل‌سنگ (۲-)
12	85	39.4	0.23	100	کنگلومرای زیر لایه گل‌سنگ (۲-)

جدول (۱) - پارامترها و مشخصات مصالح موجود در سد، پی و دیوار آبنند سد کرخه.



شکل (۲) - شبکه المان بندی مدل سد کرخه.

لازم به ذکر است که به دلیل پیش بینی وقوع تنشهای برشی قابل ملاحظه در سطح مشترک دیوار و پی در اعمال بار سد و همچنین مشاهده عملی گل حفاری متراکم شده (مربوط به مراحل ساخت دیوار) باقیمانده در سطح مشترک دیوار و پی و در نتیجه وجود ضعف قابل توجه در این سطح مشترک (از لحاظ مقاومت برشی)، بین المانهای مربوط به دیوارآببند و پی وهسته (مجاور دیوارآببند) از المانهای درزه (Interface Elements) با مدل رفتاری صلب- پلاستیک با معیار موهر- کولمب استفاده شده است که مشخصات مقاومتی آنها تنها بر مبنای شواهد و ارزیابی مهندسی مصالح پرکننده این سطوح تعیین و در تحلیل بکار برده شده‌اند. مشخصات مقاومتی سطوح مذکور در جدول (۲) ملاحظه می گردد.

$c (kN / cm^2)$	$\phi^\circ$		موقعیت المان درزه
50	12	پایان ساختمان و اولین آگیری	سطح مشترک پوسته
20	22	تراوش پایدار (دوران بهره‌برداری)	و هسته
20	10	مجاور گل‌سنگ و هسته	سطح مشترک دیوار
40	20	مجاور کنگلومرا	و پی

جدول (۲) - مشخصات مقاومتی سطوح تماس دیوار با پی مجاور.

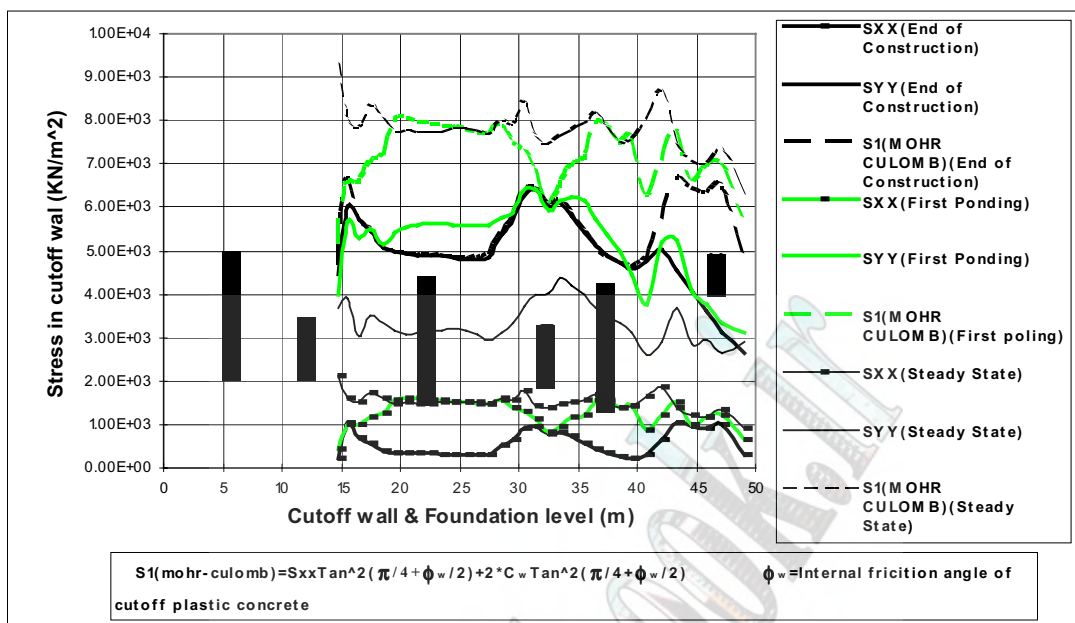
## روند انجام تحلیلهای

تحلیلهای انجام شده کلاً در قالب دو قسمت تحلیلهای پایه و تحلیلهای پارامتریک انجام گرفته است. تحلیلهای پایه در سه حالت پایان ساخت، اولین آبیگری و دوران بهره‌برداری سد و با استفاده از پارامترهای ارائه شده در جدول (۱) و (۲) انجام گرفت. تحلیلهای پارامتریک نیز برای بررسی اثر تغییر بعضی از پارامترهای مهم در نتایج انجام گرفته است. در حالت کلی روند تحلیل به اینصورت بود که ابتدا یک تحلیل اولیه پی بدون وجود دیوار آبنند و قسمتهایی از بدنه سد که بعد از اجرای دیوار آبنند اجرا شده اند، انجام گرفته، سپس تمام تغییر مکانها صفر شده، مشخصات مصالح دیوار آبنند به المانهای مربوطه اعمال شده و سپس بصورت لایه لایه (در چهار لایه) بدنه سد با ظاهر کردن المانهای مربوط به آن لایه، تحلیل برای رسیدن به تعادل انجام گرفت و در نهایت نتایج بدست آمده پس از آخرین لایه بارگذاری بعنوان نتایج تحلیل پایان ساخت، مورد نظر قرار گرفته است. تحلیلهای دوران آبیگری اولیه و بهره‌برداری با اعمال فشارهای حفره‌ای مربوطه به مدل اعمال شده است. لازم به ذکر است که مشخصات مصالح پی گلسنگی بر خلاف مصالح هسته، در تمام طول حالات بهره‌برداری سد ثابت نگه داشته شده‌اند که البته دلیل این مساله وجود پیش‌تحکیمی بالای این مصالح (حدود ۸ الی ۱۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع) نسبت به بارهای اعمالی از طرف سد با در نظر گرفتن پدیده قوسی شدن در زیر هسته سد می‌باشد. علاوه بر آن دوران ساخت سد به اندازه کافی برای زهکشی شدن لایه گلسنگی طولانی بود، چرا که لایه گلسنگی دارای ضخامت کمی بوده و از دو طرف (بالا و پائین) از طریق لایه‌های کنگلومرای مجاور زهکشی می‌شود. تحلیلهای پارامتریک انجام شده با ثابت نگه داشتن همه پارامترهای مربوط به مدل پایه پایان ساخت و با تغییر دادن پارامتر خاصی انجام گرفته است.

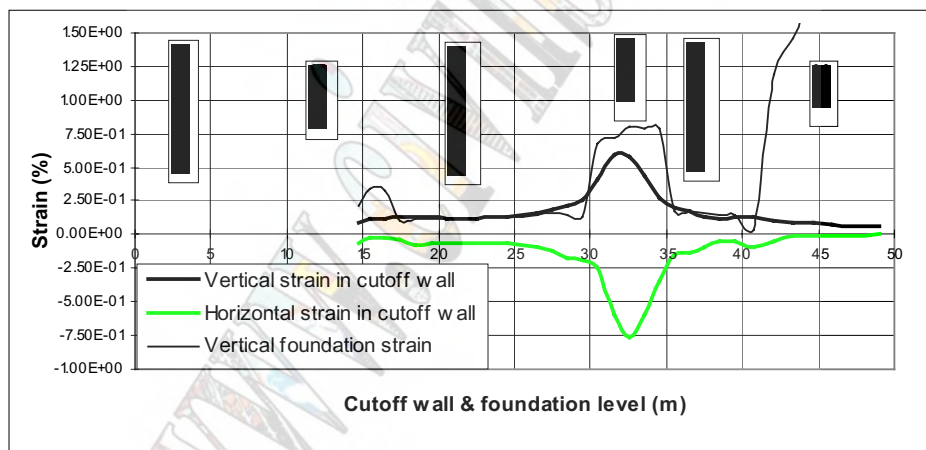
## نتایج تحلیلهای

### نتایج تحلیلهای پایه

مقادیر تنش بوجود آمده در دیوار آبنند طی تحلیلهای پایان ساخت، آبیگری اولیه و دوران بهره‌برداری در شکل (۳) ارائه شده است. مقادیر کرنش دیوار آبنند در هر سه تحلیل مذکور تقریباً یکسان بوده، لیکن حالت پایان ساختمان از لحاظ مقادیر کرنش دیوار آبنند بحرانی‌ترین حالت را بدست داده است. در شکل (۴) مقادیر کرنش دیوار آبنند و پی مجاور ملاحظه می‌شود. همانطور که در شکل (۴) ملاحظه می‌شود، در داخل لایه گلسنگ (۱-) که دیوار آبنند از آن عبور کرده است، مقدار کرنش دیوار به تبعیت نسبی از کرنش پی مجاور پرداخته است. لیکن امکان لغزش دیوار در داخل پی بخصوص در نواحی از دیوار که در مرز بین گلسنگ (۱-) و کنگلومرا قرار گرفته است، باعث تعدیل کرنش دیوار در داخل لایه گلسنگی شده است. مقدار ماکزیمم کرنش قائم در دیوار ۰٫۶ درصد می‌باشد. با توجه به اینکه با افزایش فشار جانبی، کرنش گسیختگی مصالح بتن پلاستیک افزایش زیادی می‌یابد (ICOLD, bulletin No.51, 1985 & XANTHAKOS et al, 1994)، در نتیجه مقدار فوق‌الذکر در مقایسه با کرنش گسیختگی مصالح دیوار آبنند سد کرخه در حالت تک محوری که معادل ۰٫۳۵ تا ۰٫۷ درصد می‌باشد از ضریب اطمینان خوبی در حالت استاتیکی برخوردار است. علاوه بر آن بدلیل نفوذپذیری پائین لایه گلسنگی، در صورت وقوع ترک در دیوار داخل این لایه که دیوار بیشترین کرنش را در آنجا دارد، بنظر می‌رسد مشکلی از نظر آبنندی بوجود نخواهد آمد. وجود تفاوت بسیار زیاد بین کرنش دیوار آبنند در داخل هسته رسی با مقادیر کرنش هسته رسی مجاور نشانگر لغزش شدید دیوار به داخل هسته و وقوع پدیده فورفتگی دیوار در هسته (Nailing) می‌گردد. از نتایج جالب بدست آمده در این تحلیل‌ها وقوع کرنشهای پلاستیک تقریباً در تمامی ترازهای دیوار می‌باشد. البته وقوع کرنش پلاستیک در دیوارهای از جنس بتن پلاستیک اغلب اجازه داده میشود. (XANTHAKOS et al, 1994)



شکل (۳) - مقادیر تنش در دیوار آبنند در ترازهای مختلف تحت شرایط تحلیل پایان ساخت، آنگیری اولیه و دوران بهره‌برداری.



شکل (۴) - مقادیر کرنش در دیوار آبنند و پی مجاور آن در ترازهای مختلف.

### نتایج تحلیلهای پارامتریک

تحلیلهای پارامتریک انجام شده بر روی مدل در ۵ دسته انجام گرفته است:

#### الف - بررسی وضعیت دیوار در داخل پی همگن

با در نظر گرفتن پی در دو حالت پی همگن با مشخصات لایه گلسنگی و پی همگن با مشخصات لایه کنگلومرانی ملاحظه گردید که در دو حالت دیوار تقریباً در تمامی ترازها به حالت پلاستیک رسیده است. مقادیر کرنش ماکزیمم دیوار در داخل پی همگن گلسنگی نسبت به حالت لایه لایه افزایش یافته است که نشان‌دهنده وابستگی کرنش ماکزیمم ایجاد شده در دیوار به ضخامت لایه انعطاف‌پذیر می‌باشد. با توجه به اینکه مصالح بتن پلاستیک دارای مدولی حدود ۴ الی ۵ برابر مدول مصالح کنگلومرانی (برمبنای توصیف ICOLD) می‌باشد، باز هم وقوع کرنشهای پلاستیک در تمام ترازهای دیوار در تحلیل پی همگن کنگلومرانی ملاحظه



می‌گردد.

### ب- بررسی تاثیر پارامترهای لایه گلسنگ بر روی کرنشهای دیوار

نتایج این تحلیلهای نشان داد که کرنشهای ماکزیمم دیوار در محل لایه گلسنگ (۱-) به شدت وابسته به مقادیر مدول الاستیک و ضریب پواسون این لایه بوده و با آن رابطه عکس دارد. در شرایطی که مدول الاستیک لایه گلسنگ مقادیر ۵۰۰ و ۱۷۰۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع را گرفته‌اند، مقادیر کرنش قائم ماکزیمم دیوار برترتیب به مقادیر ۱،۳ و ۰،۴۵ درصد رسیده است.

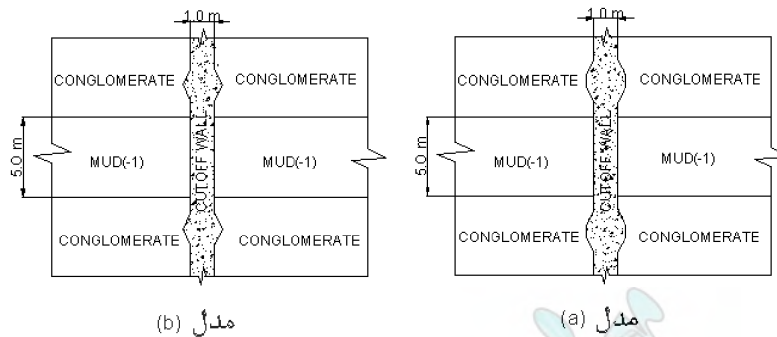
### پ- تاثیر پارامترهای مقاومتی و تغییرشکلی سطوح تماس دیوار آییند با محیط مجاور

به دلیل وقوع لغزش در محل تماس دیوار و پی و تاثیر زیاد آن در توزیع کرنش در دیوار آییند، تحلیلهای پارامتریک بر روی مقاومت لغزشی این سطوح تماس انجام گرفت. بخصوص آنکه چگونگی این سطوح و مقادیر مقاومت آنها به مقدار زیادی وابسته به نحوه اجرا و جنس مصالح و مکانیزم لغزش می‌باشد. از جمله مسائلی که در مورد چگونگی سطح تماس دیوار و پی وجود دارد، آنست که در پی‌های کنگلومرانی با بافت درشت‌دانه، حین حفاری ریزشهایی از دیواره نیز مشاهده می‌شود که بعداً توسط مصالح بتن پلاستیک پر می‌گردند و در نتیجه سطح تماس دیوار با پی مجاور در محل پی کنگلومرانی علاوه بر دنداندار بودن مربوط به خود سنگدانه‌ها، بصورت یک خط مستقیم ممکن است نباشد. این وضعیت در دو مدل مطابق با شکل (۵) در تحلیل پارامتریک سطوح تماس دیوار با پی لحاظ شده‌اند. علاوه بر این دو مدل، مقادیر پارامترهای مقاومتی در قسمتهای مختلف دیوار نیز تغییر داده شده‌اند که نهایتاً معلوم شده است که اثر وجود حالت‌های اعمالی در مدل (a) و مدل (b) بیشترین تاثیر را از این جهت داشته است. همچنین در این تحلیلهای ملاحظه گردید که مقادیر کرنش ماکزیمم دیوار در داخل لایه گلسنگ عمدتاً در وسط لایه مذکور به مقادیر پارامترهای اعمالی در این دسته تحلیلهای حساسیت نشان می‌دهد و در مرزهای این لایه با کنگلومرا چندان تغییری را در مقادیر کرنش دیوار ملاحظه نمی‌کنیم. در بدترین شرایط محتمل از لحاظ این تحلیل پارامتریک، مقدار کرنش قائم ماکزیمم دیوار در مرکز لایه گلسنگ (۱-) به مقدار ۰،۸ درصد می‌رسد. تحلیلهای پارامتریک انجام یافته در

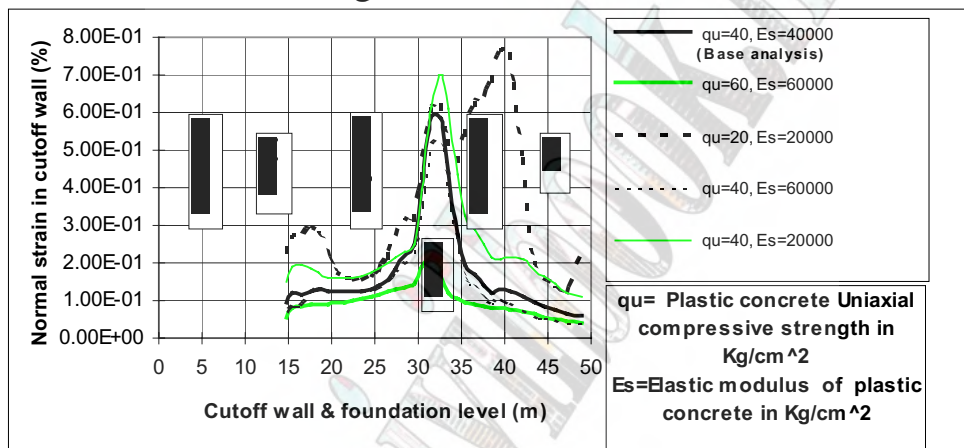
مورد خصوصیات تغییرشکل پذیری این سطوح نشان‌دهنده عدم حساسیت نتایج تحلیلهای به این پارامتر برای مقادیر منطقی قابل تصور برای آن می‌باشد.

### ت- تاثیر مشخصات مصالح بتن پلاستیک دیوار آییند

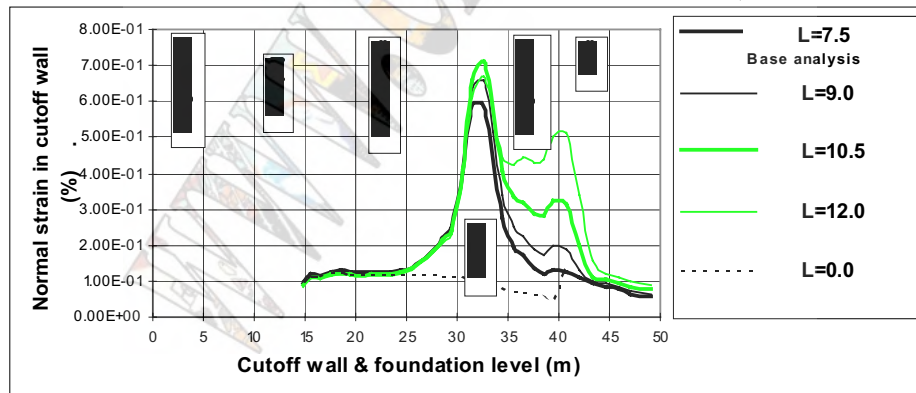
با تغییر مقاومت و مدول مصالح بتن پلاستیک، مقادیر کرنش دیوار آییند بدست آورده شده و نتایج در شکل (۶) ملاحظه می‌گردد. همانطور که دیده می‌شود، با افزایش مقاومت تک‌محوری مصالح بتن پلاستیک و افزایش متناسب مدول الاستیک آن، مقادیر کرنش در دیوار آییند به شدت کاهش می‌یابد و با کاهش آن مقادیر کرنش افزایش یافته و حتی نحوه توزیع کرنش نیز متفاوت می‌شود، بگونه‌ای که مقدار ماکزیمم کرنش در این حالت در داخل لایه گلسنگ (۱-) نبوده بلکه در محل سطح تماس هسته و پی وقوع می‌پیوندد که بنظر می‌رسد بدلیل پایین بودن ضریب پواسون کنگلومرا و توانائی کمتر انتقال تنشها در داخل دیوار آییند به انتهای فوقانی دیوار (بخاطر پایین بودن مقاومت مصالح دیوار) و در نتیجه کاهش پدیده Nailing، می‌باشد. در هر صورت ملاحظه می‌گردد که مقاومت و مدول پایین‌تر، وضعیت نامناسبی را در کرنشهای دیوار بوجود خواهد آورد. البته این نکته را نیز نباید از یاد برد که بتن پلاستیک با مقاومت پایین‌تر شکل‌پذیری نسبتاً بیشتری را بدست می‌دهد. نکته دیگری که از این نمودارها بدست می‌آید آنست که مدول بتن پلاستیک تاثیر چندان روی کرنشهای بوجود آمده در آن ندارد بلکه عمدتاً مقاومت آنست که تاثیر عمده را در کاهش کرنش دیوار دارا می‌باشد.



شکل (۵) - مدل (a) و (b) در تحلیل پارامتریک مشخصات سطوح مشترک دیوار و محیط مجاور.



شکل (۶) - مقادیر کرنش قائم دیوار آییند در ترازهای مختلف با مقاومت و مدول الاستیک متفاوت برای مصالح بتن پلاستیک.



شکل (۷) - تاثیر طول امتداد یافته دیوار (L) در هسته رسی روی مقادیر کرنش قائم دیوار آییند در ترازهای مختلف.

### ث- تاثیر طول امتداد یافته دیوار در هسته و ضریب پواسون هسته رسی سد

نتایج تحلیلهای پارامتریک انجام یافته بر روی طول امتداد یافته دیوار در هسته رسی نشان داد که با افزایش طول امتداد یافته دیوار در هسته رسی، کرنشهای بیشتری بردیوار داخل پی (به خصوص در پی مجاور هسته رسی) تحمیل خواهد شد. این مساله به دلیل افزایش اختلاف نشست مصالح هسته در دیوار می باشد که همیشه قسمتی از آن از طریق Nailing و قسمتی دیگر از طریق کرنش خود دیوار صورت می گیرد. وقتی طول امتداد یافته دیوار در هسته به صفر کاهش داده می شود، در اینصورت کرنش دیوار در داخل پی از طریق Nailing دیوار در هسته رسی به شدت کاهش می یابد. نتیجه این تحلیل پارامتریک را در شکل (۷) ملاحظه می کنید.

افزایش ضریب پواسون هسته رسی نیز طی یکسری تحلیل انجام یافته، مقادیر کرنش در داخل دیوار را افزایش داد که بدلیل مقاومت بیشتر مصالح هسته در برابر Nailing دیوار در هسته می باشد.

### نتیجه گیری

- ۱- دیوار آبنند در داخل پی ناهمگن تا حدودی از کرنشهای پی پیروی می کند.
- ۲- وقوع پدیده لغزش در سطح تماس دیوار و محیط مجاور به مقدار زیادی کرنشهای دیوار را بخصوص در نواحی از دیوار که در قسمتهای غیر مرکزی لایه انعطاف پذیر (گلسنگ) قرار دارند، کاهش می دهد.
- ۳- دیوار آبنند بتن پلاستیک سد کرخه در شرایط پی همگن کنگولومرانی یا حالت ناهمگن موجود، در تمامی ترازها به مرحله پلاستیک رسیده و کرنشهای پلاستیک در آنها رخ می دهد.
- ۴- مدول الاستیک مصالح بتن پلاستیک تاثیر چندانی روی کرنشهای واقع شده در آن ندارد ولی مقاومت بالای آن مصالح به شدت مقادیر کرنش دیوار را تحت تاثیر قرار داده و کاهش می دهد و بالعکس.
- ۵- پدیده فرورفتن انتهای فوقانی دیوار در هسته رسی (Nailing) مقادیر کرنش دیوار در داخل پی را بشدت تحت تاثیر قرار می دهد. با افزایش طول امتداد یافته دیوار در داخل هسته رسی، مقادیر کرنش دیوار به شدت افزایش می یابد و بالعکس.
- ۶- بعنوان یک نتیجه گیری عملی از بند ۵، در طرح دیوارهای آبنند دارای شرایطی مانند سد کرخه که بالا رفتن کرنش دیوار از کرنش گسیختگی نیازمند بررسی می باشد، بهتر است حداکثر طول امتداد یافته دیوار کاهش داده شده و بجای آن از تکنیکهای دیگری برای افزایش طول مسیر تراوش استفاده گردد.
- ۷- انجام آزمایشهای مقاومت سه محوری برای تعیین کرنش گسیختگی مصالح بتن پلاستیک در شرایط مختلف زهکشی و تحت فشارهای جانبی برای بررسی عملکرد دیوار آبنند بتن پلاستیک در داخل پی ناهمگن و حتی پی های همگن الزامی است.

### تقدیر و تشکر

از شرکت مهندسین مشاور مهتاب قدس بخاطر مساعدتهای زیاد در جمع آوری اطلاعات سد کرخه سپاسگزاریم.

### مراجع

- Davidson, R.R., Bentler, D.J., Berger, D.J., and Ridlen, P.W. "Numerical Modeling of Earth Structures: Some Things to Consider", Transportation Research Record 1526.
- شهبازیان اهری، رضا "اندرکنش استاتیکی دیوار آبنند بتن پلاستیک با پی ناهمگن لایه لایه سدها"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران (۱۳۷۸).
- فخیمی، احمدعلی، ثوری و راهنمای نرم افزار CA2 در تحلیل محیطهای پیوسته، گونه ۲، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریث شماره ۲۶۲ (۱۳۷۷).
- Filling Materials for Watertight Cut off Walls, Bulletin No. 51, ICOLD (1985).
- Xanthakos., P.P., Abramson, L.W., and Bruce, D.A., Ground Control and Improvemnet, Wiley International.
- مجموعت گزارشات فاز ۱، ۲ و ۳ سد کرخه، مهندسین مشاور مهتاب قدس.
- Millet, R.A., and Perez, J.Y "USA Practice Slurry Wall Specifications 10 years Later", Slurry Walls: Design, Construction, and Quality Control, Paul D.P., Davidson, R.R., and Cavalli, N.J., editors.

## روشها و نتایج اندازه گیری مدول یانگ بتن پلاستیک دیوار آب بند سد کرخه

فرامرز اسلامیان

### چکیده :

تغییر شکل پذیری یکی از خواص مهم بتن پلاستیک دیوار آبنند است که تحت عوامل زیر ایجاد میگردد:

- تغییر شکل ناشی از نشست پی که تحت اثر وزن سد ایجاد میگردد.

- تغییر شکل افقی و قائم بدلیل اثرات ناشی از اولین آبگیری

برای اینکه دیوار آب بند توانایی تحمل و جذب تغییر شکل بدون ترک خوردگی و باز شدن درزه های بین پانل و خلاصه هر عاملی که آبنندی بتن را کاهش می دهد را داشته باشد ، مصالحی مورد نیاز است که بدون ایجاد شکست از تغییر شکل تحمیل شده به خاک پیروی نماید .

به این منظور مصالحی که دارای مدول یانگ چهار تا پنج برابر بزرگتر از خاک میباشد در مناطقی که خاک همگن است و تغییرات مدول یانگ در لایه های مختلف ناچیز میباشد مناسب اینکار خواهد بود (Bulletin Icold51) برای مشخص کردن رفتار این نوع مصالح روشهای متعددی در آزمایشگاه وجود دارد که نتایج بررسی بر روی چند روش در این تحقیق آورده شده است .

### کلمات اصلی

دیوار آبنند-مدول یانگ- بتن پلاستیک- تنش- کرنش- تک محوری

**مقدمه :**

برای معرفی رفتار مصالح از لحاظ عکس العمل تغییر شکلی آنها در مقابل بارهای وارده، از پارامتری به نام مدول یانگ بصورت عام و مدول الاستیسیته بصورت خاص استفاده می شود که در آغاز سعی شده که علت استفاده از مدول یانگ بجای مدول الاستیسیته توضیح داده شود و در ادامه مفهوم و روشهای محاسبه آن و همچنین دستگاههایی که برای اندازه گیری آن کاربرد دارند توضیح داده شود.

روش ASTM 469، یکی از روشهای اندازه گیری مدول الاستیسیته بتن است که برای بررسی کارایی آن برای بتن پلاستیک؛ آزمایشاتی با این روش در مراکز مختلف انجام و نتایج آن مورد نقد قرار گرفته و عدم کارایی آن برای بتن پلاستیک نشان داده شده است. در ادامه آزمایش تک محوری که کرنش کنترلی (ASTMD2166) می باشد توضیح داده شده و رفتار نمونه ها تحت سرعت های مختلف بارگذاری و همچنین بارگذاری و باربرداریهای متوالی نیز مورد بررسی و نتایج آنها آورده شده و در خاتمه این روش؛ بعنوان روش مناسب معرفی گردیده است.

**تعریف مدول یانگ و روشهای محاسبه آن**

به جهت آنکه اصولاً تغییر شکل خاک به دلیل حرکت نسبی ذرات آن است و در میزان مختلف تنش، رفتار خاک در برابر نیروی وارده متفاوت است، مدول الاستیسیته یک معنای مناسب و مقدار ثابت در خاک ندارد و ترجیح دارد که از لفظ مدول تنش - تغییر شکل (Stress - Strain modulus) و یا ضریب تغییر شکل استفاده گردد.

این ضریب رابطه بین تنشها و تغییر شکلهای منتجه را توصیف می کند. برای محاسبه مدول تنش - کرنش در منحنیهای غیر خطی، دو روش عمومی وجود دارد.

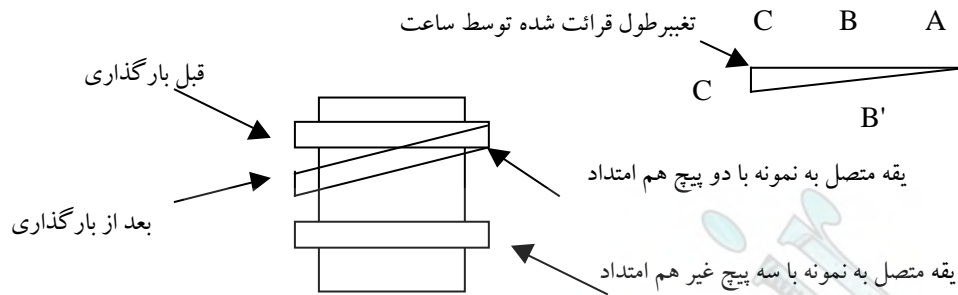
الف - مدول تانژانتی که بر اساس شیب مماس در هر نقطه بر منحنی است که معمولاً به مماس بخش اول منحنی، مدول تانژانتی اولیه گفته می شود.

ب - مدول سکانتی که بر اساس شیب خط بین دو نقطه است که معمولاً دو نقطه در محدوده تنش سرویس قرار دارند

**دستگاه مورد استفاده در روش ASTM C469**

این دستگاه دارای دو یقه (Yoke) با فاصله ۱۵۰ میلیمتر می باشد که نمونه در داخل آنها جا میگیرد. یقه پایینی بوسیله سه پیچ غیر هم امتداد که دارای زاویه ۱۲۰ درجه نسبت به یکدیگر می باشند و یقه بالایی بوسیله دو پیچ هم امتداد بر روی نمونه بسته می شوند. این دو یقه بوسیله یک میله فاصله انداز (Pivot rod) که به یقه پایین بصورت گیر دار و به یقه بالایی بصورت مفصلی متصل است به هم مرتبط می باشند و موجب نگهداری یقه ها از یک طرف در یک فاصله معین از یکدیگر می شوند. یک ساعت اندازه گیری تغییر مکان در روبروی این میله فاصله انداز به یقه بالایی وصل است که وظیفه آن اندازه گیری مقدار تغییر مکان دو یقه نسبت به یکدیگر می باشد و دقت آن 0.002 mm است. با توجه به اینکه یقه بالا حول دو پیچ اتصالی به نمونه قابلیت چرخش دارد، بنابراین در هنگام بارگذاری اگر فاصله ساعت و میله فاصله انداز از صفحه قائم عبوری از نقاط تماس تکیه گاهی دو پیچ یقه بالا که هم امتداد هستند، برابر باشند، تغییر طول نمونه در محدوده دو یقه، برابر با نصف تغییر طولی که توسط ساعت قرائت می شود میباشد که در شکل زیر توضیح داده شده است.





AB = فاصله میله فاصله انداز از صفحه قائم عبوری از نقاط تماس تکیه گاهی

BC = فاصله صفحه قائم عبوری از نقاط تماس تکیه گاهی تا ساعت اندازه گیری تغییر مکان

$$AB/AC = BB'/CC' \rightarrow 1/2 = BB'/CC' \rightarrow BB' = 1/2CC'$$

سیستم توضیح داده شده فوق، روش دو پیچه در گزارش نام گذاری شده است. در این روش بعد از آنکه نمونه داخل یقه قرار گرفت و برای رفع اثرات خزش، چندین بار بارگذاری و باربردی انجام شد، بارگذاری اصلی آغاز گردیده و در حین افزایش میزان بار، بار اعمالی و کرنش طولی در دو حالت زیر قرائت میگردد:

الف - موقع کرنش به مقدار ۵۰ میلیونیم برسد (E1 = ۰/۰۰۰۰۵۰)

ب- موقعی که بار به ۴۰ درصد بار نهایی برسد (E2)

یاد آور میگردد که تنش از نسبت بار نهایی به سطح مقطع و کرنش از نسبت مقدار تغییر شکل بر طول مؤثر آزمایش بدست می آید.

$$E = S2 - S1 \quad \text{رابطه شماره (۱)}$$

$$E2 - 0/00005$$

E = مدول الاستیسیته

S2 = تنش متناظر با ۴۰ درصد بار نهایی

S1 = " " " " کرنش طولی E1 معادل ۰/۰۰۰۰۵

E2 = کرنش متناظر با تنش S2

برای بررسی صحت روش و نتایج بدست آمده از آزمایش تعیین مدول، دستگاه شرح داده شده در فوق بصورت زیر تغییر

یافت. ابتدا یقه بالای دستگاه از دو پیچ به سه پیچ غیر هم امتداد تبدیل شد و میله فاصله انداز از ۲

حالت مفصلی بصورت آزاد در آمد و بنابراین تغییر مکان طول مؤثر نمونه در هنگام بارگذاری، برابر با همان مقدار نشان داده شده توسط ساعت اندازه گیری تغییر مکان گردید که این روش در گزارش حاضر، روش سه پیچه نامیده می شود و آزمایشاتی بر اساس آن صورت گرفت و نتایج بدست آمده با نتایج دو پیچه مقایسه گردیده است.

### دستگاههای کرنش کنترلی

دستگاه سه محوری و تک محوری از جمله دستگاه های کرنش کنترلی خاک می باشد که توضیح در خصوص این دستگاهها در اغلب کتب مکانیک خاک آورده شده است. برای بدست آوردن مدول یانگ، منحنی تنش و کرنش بدست آمده از روی نتایج حاصله رسم شده و با توجه به این نکته که منحنی رفتاری بتن پلاستیک دیوار آب بند سد کرخه دارای یک بخش خطی کاملاً مشخص است، یک خط به آن بخش از منحنی برازش داده شده و شیب آن بعنوان مقدار ضریب تغییر شکل یا مدول یانگ در نظر گرفته می شود.

### مطالعه موردی بر روی بتن پلاستیک دیوار آب بند سد کرخه

دیوار آب بند سد کرخه بطول ۲۹۴۰ متر و سطح حفاری شده ۱۵۵۰۰۰ متر مربع و حجم بتن ریزی ۱۴۴۰۰۰ متر مکعب یکی از بخشهای زمان بر و هزینه بر این طرح است که اجرای آن برای آب بندی پی ضروری می باشد و در طراحی آن سعی گردیده که بتن پلاستیک جایگزین مصالح حفاری شده، رفتاری تا حد امکان نزدیک به رفتار پی داشته و از ضریب نفوذ پذیری پایینی برخوردار باشد تا وظیفه اصلی خود در خصوص کاهش تراوش آب از پی را بخوبی انجام دهد و در این شبیه سازی، مسئله مدول یانگ آن از جایگاه ویژه ای برخوردار است که سعی شده طرح مخلوط آن به نحوی انتخاب شود که مدول آن مشابه با مدول کنگلومرای پی سد کرخه باشد<sup>۱</sup> و برای کنترل این مهم نیاز بود که به نحوی مدول یانگ اندازه گیری گردد. در ابتدای طرح برای اندازه گیری مدول بتن پلاستیک، روشهایی از جمله روش ASTM C469 و روش تعیین مدول استاتیکی از روی مدول دینامیکی پیشنهاد شد که بدلیل سهولت انجام روش اول در کارگاه، سعی گردید که با این روش اقدام به اندازه گیری مدول گردد و همانطور که در ادامه توضیح داده شده، نتایج آزمایشات با این روش در مراکز مختلف بیانگر عدم کارایی روش ASTM C469 برای این نوع بتن می باشد.

### آزمایشات و نتایج ASTM C469 و دلایل عدم کارایی آن

الف) با توجه به این مطلب که رفتار بتن پلاستیک از بتن معمولی متمایز است (نمودار تنش - کرنش بدست آمده از روش ASTM D2166 موید این نکته است) تعریف گفته شده برای مدول الاستیسته در روش ASMC469 را نمی توان برای بتن پلاستیک بکار برد چون روش C469 بر پایه این حقیقت است که رفتار بتن معمولی تا ۴۰٪ مقاومت نهایی الاستیک خطی می باشد و بر پایه این رفتار مدول الاستیسته بتن تعریف شده است در حالیکه در بتن پلاستیک نه تنها این رفتار خطی نمی باشد (نمودار ۱) بلکه الاستیک نیز نمی باشد، پس تعریف مدول الاستیسته بتن پلاستیک با بتن معمولی یکسان نیست و در ثانی سرعت بارگذاری بقدری زیاد است که عملاً اپراتور قادر به خواندن مقادیر کرنش و تنش و تشکیل منحنی تنش - کرنش نخواهد شد. اگر بر پایه روش C469-87 a نیز عمل گردد واز روی جدول آورده شده در استاندارد، براساس وزن مخصوص بتن، مقدار کرنش مربوط به ۴۰٪ بارنهایی، مقدار کرنش  $\epsilon = 0.000525$  بدست میآید که این نقطه در قسمت ابتدایی نمودار قرار خواهد گرفت که شیب منحنی تنش کرنش در این نقطه؛ نشانگر رفتار واقعی بتن پلاستیک نمی باشد.

<sup>۱</sup> توضیح Icold آنست که مصالح جایگزین در پی باید رفتار تغییر شکل آنها بسیار شبیه به خاک اطراف باشد و در مواردی که خاک هموزن است و یا وقتی که تغییرات مدول یانگ در عمق اندک باشد، موادی با مدول ۴ تا ۵ برابر بزرگتر از خاک اطراف مناسب است که در مشخصات فنی دیوار آب بند، مدول بتن پلاستیک بین 20000 kg/cm<sup>2</sup> تا 50000 kg/cm<sup>2</sup> در نظر گرفته شده است.

<sup>۲</sup> مدول الاستیسته، کنگلومرای بستر در حد 5000 kg/cm<sup>2</sup> ~ 23000 می باشد.

سرعت بالای بارگذاری (1.25 mm/min) باعث بوجود آمدن فشار آب حفره ای در نمونه میگردد که این خود سبب افزایش مقاومت فشاری نمونه میگردد و همچنین سرعت بالای بارگذاری مانع از گسترش ترکهای میکروسکوپی (Micro Crack) در نمونه بتن پلاستیک می شود و در نتیجه مقاومت بالاتری حاصل میگردد .

بدلیل کم بودن مقاومت فشاری بتن پلاستیک (کمتر از  $40 \text{ kg/cm}^2$ ) این بتن دارای مقاومت لهیدگی کمی می باشد و در نتیجه پیچهای یقه دستگاه اندازه گیری نمی توانند بخوبی در نمونه محکم گردند و با توجه به دقت بالای اندازه گیری تغییر مکان (0.002 mm) در اثر کوچکترین تغییر مکان در محل پیچها خطای بزرگی در اندازه گیری رخ می دهد، لذا چون در حین بارگذاری امکان لغزش یقه بر روی نمونه وجود دارد و امکان اندازه گیری صحیح تغییر شکل فراهم نیست و پراکندگی نتایج نیز می تواند ناشی از این عامل باشد و بنابراین باید به دنبال روشی بود که بصورت مستقل و بدون اتصال مکانیکی ابزار اندازه گیری تغییر شکل به خودنمونه، امکان اندازه گیری تغییر شکل فراهم باشد .

برای بررسی بیشتر، نمونه های استوانه ای به ارتفاع و قطر اسمی به ترتیب  $30 \times 15$  سانتیمتر جهت انجام آزمایش تعیین مدول بروش ASTM C469 به دانشگاه صنعتی امیر کبیر و آزمایشگاه مرکزی وزارت راه در تهران ارسال گردید که مشخصات نمونه ها در جدول ۱ پیوست آمده است و همانطور که در نمودار ۲ و ۳ ملاحظه می نمایم برای نمونه های دارای یک طرح بتن مشابه، نتایج اخذ شده از دانشگاه صنعتی امیر کبیر نمونه های (B3, B2, B1) و نمونه های (A1, A2) پراکندگی شدید داشته و هیچگونه هم خوانی با یکدیگر نداشته است. نتایج اخذ شده از آزمایشگاه مرکزی وزارت راه تا حدودی با یکدیگر مشابهت دارند {نمونه های (B6, B2, B4)} ولی برای دو نوع طرح با مقاومت مشخصه و طرح بتن مختلف (طرح R.T.4, B140MB) که نتایج آن در نمودار ۴ رسم شده است منحنی تنش - کرنش تغییر چندانی نداشته است که این نیز نشانگر یک خطای همیشگی در آزمایش می باشد {نمونه های (A6, A4, B6, B6, B4)}

ب) در یک مقدار نیرو، اگر بتن از نظر رفتاری در بخش خطی منحنی تنش - کرنش باشد و بشرط آنکه نمونه کاملاً در مرکز یقه قرار گیرد، قرائت گنج تغییر شکل در حالت ۲ پنج، دو برابر قرائت ساعت تغییر شکل در حالت ۳ پیچه است. برای بررسی این موضوع آزمایشاتی بر روی نمونه های مشابه بتن معمولی، با روش ۲ پیچ انجام شد که مؤید این مطلب است و همانطور که ملاحظه می نمائید منحنی تنش و کرنش دو روش برای هر سری یکسان میباشد (نمودار

۵) همین آزمایشات بر روی بتن پلاستیک انجام شد و مشاهده گردید که نه تنها در یک میزان نیرو، دو برابر شدن قرائت ساعت تغییر شکل در حالت ۲ پیچه نسبت به ۳ پیچه همانند نتایج فوق اتفاق نمی افتد بلکه بعضی اوقات مساوی و یا نصف میگردد که بنظر میرسد بدلیل نرم بودن بتن پلاستیک، چرخشی که از یقه انتظار می رود رخ نداده و بنابراین برای این نوع بتن، روش دو پیچه به هیچ عنوان روش مناسبی نبوده و آزمایشاتی که منحنی های آن رسم گردیده اند بیانگر این مطلب می باشند و همچنین برای کنترل بیشتر و برای اینکه تمامی شرایط آزمایش یکسان باشد آزمایشاتی بر روی یک نمونه با روش ۲ پیچه و ۳ پیچه در چند سیکل انجام شد و مجدداً نتایج فوق حاصل گردید. (نمودار ۶)

### روش اندازه گیری با دستگاههای کرنش کنترلی (دستگاه سه محوری یانک محوری)

با توجه به اینکه در این روش، وسیله اندازه گیری بصورت مستقیم به نمونه متصل نمی گردد و در خارج از آن عمل اندازه گیری تغییر شکل صوت می گیرد و این تغییر شکل مربوط به تغییر ارتفاع کل نمونه می باشد برای کاربرد این روش نیاز بود که به نمونه های استوانه ای به قطر ۱۵ سانتیمتر و با مقاومت  $40 \text{ kg/cm}^2$  حدود هفت تن ( $40 \times 176 \text{ cm}^2 = 7000 \text{ kg}$ ) نیرو وارد شود که دستگاه های تک محوری و سه محوری خاک توانایی اعمال این نیروی زیاد را نداشته و بنابراین تصمیم گرفته شد که از نمونه های استوانه ای به قطر ۱۰ و ارتفاع ۲۰ سانتیمتر برای این منظور استفاده تا نیروی وارد به دستگاه ها از نصف مقدار فوق کمتر گردد. برای انجام این آزمایشات ابتدا به استاندارد های آزمایش تک محوری و سه محوری مراجعه گردید و برای شروع، دستورالعمل های آنها بکار گرفته شد .

در استاندارد آزمایش سه محوری (ASTM D2850) آمده است که سرعت تقریبی دستگاه سه محوری برای مصالح ترد که در محدوده ۳ تا ۶ درصد کرنش به تنش ماگزیمم (deviator Stress) می رسند برابر با 0.3%/min و برای مصالح پلاستیک که تنش ماگزیمم آنها در محدوده های خیلی بالاتر کرنش اتفاق می افتد سرعت ۱%/min و یا بالاتر تنظیم شود و در استاندارد تک محوری ASTM D2166 آمده که برای مواد نرمتر و پلاستیک تر، سرعت بیشتر و برای مواد تردتر، سرعت کمتر باشد. در اندازه گیریهایی که با سرعتهای مختلف انجام شده ملاحظه گردید که تنش حداکثر در کرنش 0.3-0.5% برای بتن پلاستیک سد کرخه اتفاق می افتد یعنی حدود ۱/۱۰ کرنشی که ما برای خاکهای ترد داریم و بنابراین در تقسیم بندی خاک ها از لحاظ کرنش رخ داده در تنش ماگزیمم در گروه خاک خیلی ترد قرار میگیرد و به همین علت قرارداد آن در دسته خاکهای سیمانته شده منطقی بنظر میرسد و این پسوند پلاستیک بودن در مقایسه با بتن معمولی معنا دارد و در مقایسه با خاکهای سیمانته، خیلی ترد می باشد. و لذا با توجه به توضیحات فوق، سعی گردید که سرعت بارگذاری بر روی نمونه به مقدار ۱/۶ توصیه شده در آئین نامه یعنی 0.05%/min که مقدار 0.1mm/min برای نمونه بارتنفاع بیست سانتیمتری میباشد،}}  

$$0.1 \text{ mm/min} = 200 * (0.05/100) \text{ تنظیم گردد.}$$

### تاثیر سرعت بر نتایج تعیین مدول یانگ و مقاومت فشاری

همانطور که ملاحظه میگردد برای نمونه های کاملاً مشابه ۴، متوسط مقاومت فشاری در سن ۲۸ روزه با سرعت اسمی 1.5mm/min برای سه نمونه مقدار 33.1kg/cm<sup>2</sup> بوه و برای سرعت اسمی 0.1mm/min متوسط 29.5kg/cm<sup>2</sup> است که مقدار درصد اختلاف برابر ۱۲ درصد می باشد

$$12\% = 100 * (33.1 - 29.5) = \text{درصد اختلاف}$$

29.5

ضمناً در سرعت زیاد، معمولاً در ابتدای کار بدون افزایش قابل ملاحظه ای تنش، کرنشهای زیادی رخ داده و تنش ماگزیمم در کرنش بزرگتر اتفاق می افتد (نمودار ۷).

همانطور که در منحنی های تنش - کرنش مشهود است بعد از مقداری بارگذاری و سپس باربرداری مقداری کرنش پس ماند در نمونه باقی می ماند و در بارگذاری مجدد مقدار شیب منحنی تنش - کرنش نسبت به دفعه قبل متفاوت و بیشتر بوده ولی اگر باربرداری و بارگذاری مجدداً در همان محدوده تکرار گردد شیب در بخش بارگذاری مجدد ثابت خواهد بود (نمودار ۸).

### قدردانی

در خاتمه لازم می دانم از شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران بدلیل حمایت از تحقیقات و از کارمندان آزمایشگاه فنی و مکانیک خاک وزارت اه و ترابری مستقر در سد کرخه بدلیل انجام آزمایشات و همچنین از آقای مهندس اسپندار بدلیل بازخوانی مقاله تشکر و قدردانی بعمل آورم.

### مراجع :

Annual Bnok of ASTM Standands  
 I Cold 1985 . Filling Material for Watertight Cut Off Walls , Bullein 51



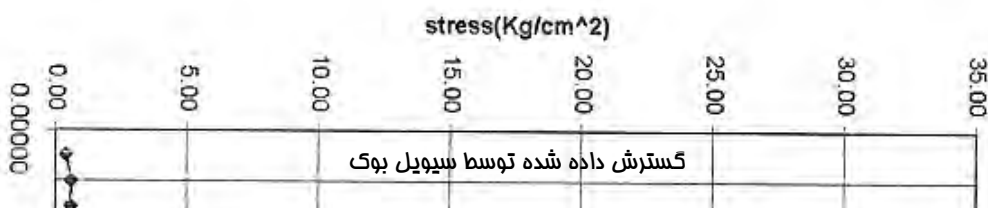
POLYTEC			ROAD MINISTRY			SITE LAB SAME AS ROAD POLY	
SAMP NUM.	STRENGTH	MODULUS	SAMP NUM.	STRENGTH	MODULUS	STRENGTH	
34 DAYS			41 DAYS			28 DAYS	
A1	25	2.20E+04	A4	31.7	7.80E+04	31	
A2	27	2.20E+04	A5	32.8	9.20E+04	30	
A3	26		A6	34.5	7.90E+04	32	
34 DAYS			31 DAYS			28 DAYS	
B1	29	4.20E+04	B4	27.2	9.30E+04	34	30
B2	27	6.60E+04	B5	23.8	9.10E+04	34	30
B3	28	4.60E+04	B6	28.3	9.00E+04	34	30
34 DAYS			42 DAYS			28 DAYS	
C1	270	2.60E+05	C4	398	4.40E+05	358	331
C2	347	2.20E+05	C5	393	4.40E+05	352	350
C3	288	2.90E+05	C6	387	4.50E+05		

جدول ۱

جدول طرح های بتن پلاستیک اجرا شده

ردیف	نام طرح	نوع استفاده	سپان	ضخامت			تیرکوب	آب	املاص
				۵-۱۰	۱۰-۱۵	۱۵-۲۰			
1	4Z	CUTOFF	220	705	300	495	40	400	22
2	R19	#	230	700	300	495	30	330	18
3	R139	#	220	705	300	495	25	340	18
4	R140	#	220	700	300	495	35	350	18
5	R140MA	#	220	705	300	495	37.5	335	18
6	R140MA	#	220	700	300	495	37	335	18
7	R140MB	#	220	705	300	495	37.5	340	18.5
8	R140MD	#	200	705	300	495	39	330	18
9	R140ME	#	195	705	300	495	39	330	18
10	R140MD1	#	205	705	300	495	39	330	18
11	R140MD2	#	210	705	300	495	39	330	18
12	R140MD3	#	215	705	300	495	39	330	18
13	R140MD4	#	210	705	300	495	40	330	18
14	R140MD0	#	205	705	300	495	39	330	18
15	QC-5	#	205	720	310	495	37	325	18
16	QC-5-1	#	200	720	310	495	37	325	18
17	R125	تولایر سفت	120	700	800		40	320	20
18	RA-2	#	120	700	800		39	330	20
19	RA-8	#	110	700	800		39	330	20
20	RA-10	#	120	700	800		39	330	20
21	RA-8-2	#	100	700	800		39	330	20
22	KB	#	180	590	340	620	21.5	230	12
23	RT4	#	125	590	340	620	27	230	5
24	RT4B	#	105	590	340	620	25	210	5
25	RM-1	#	220	590	340	620	25	276	13

جدول ۲





www.civilbook.ir

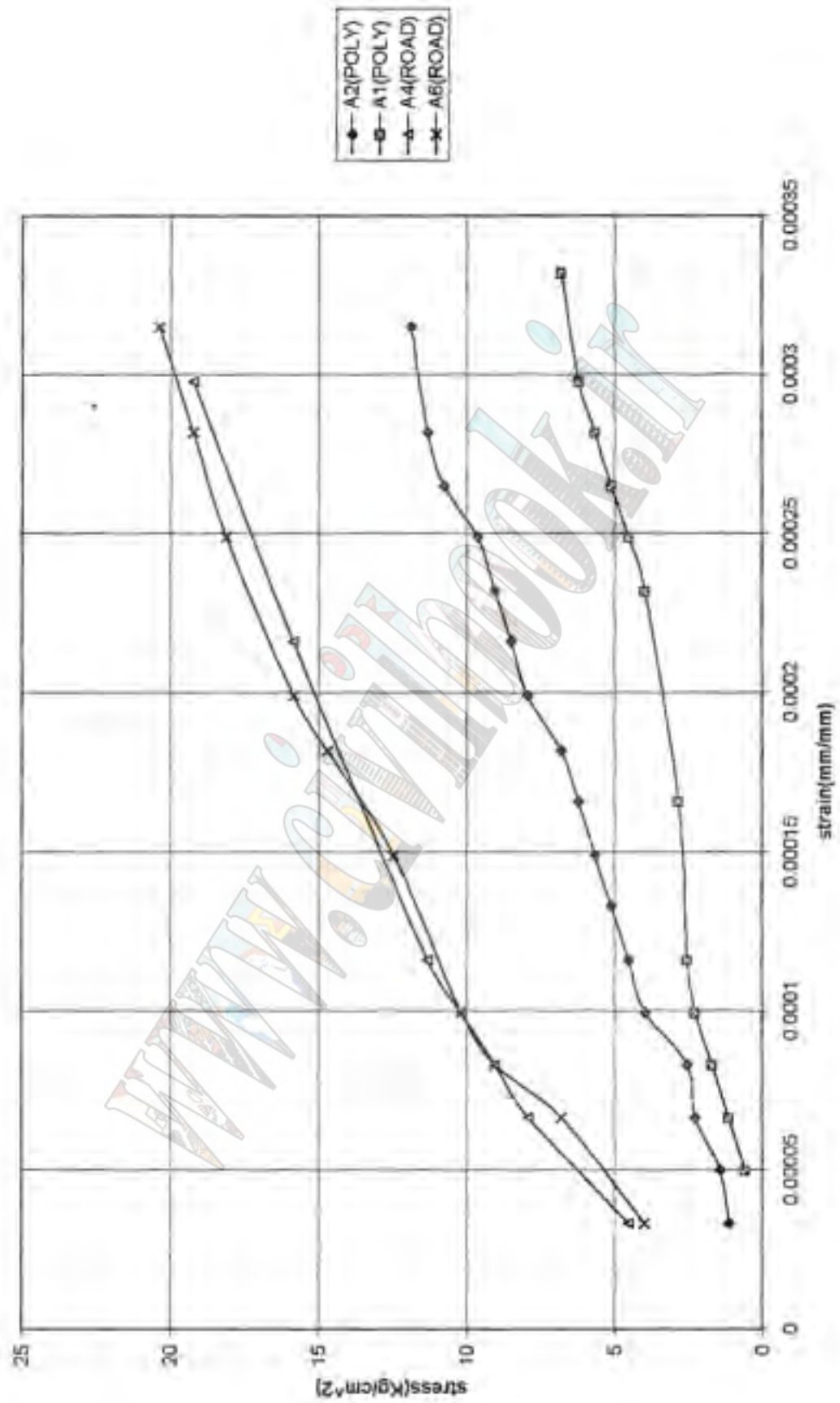
نمودار ۱  
B1 B2 B3 B4 B5  
● ○ △ × ■ ◆

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

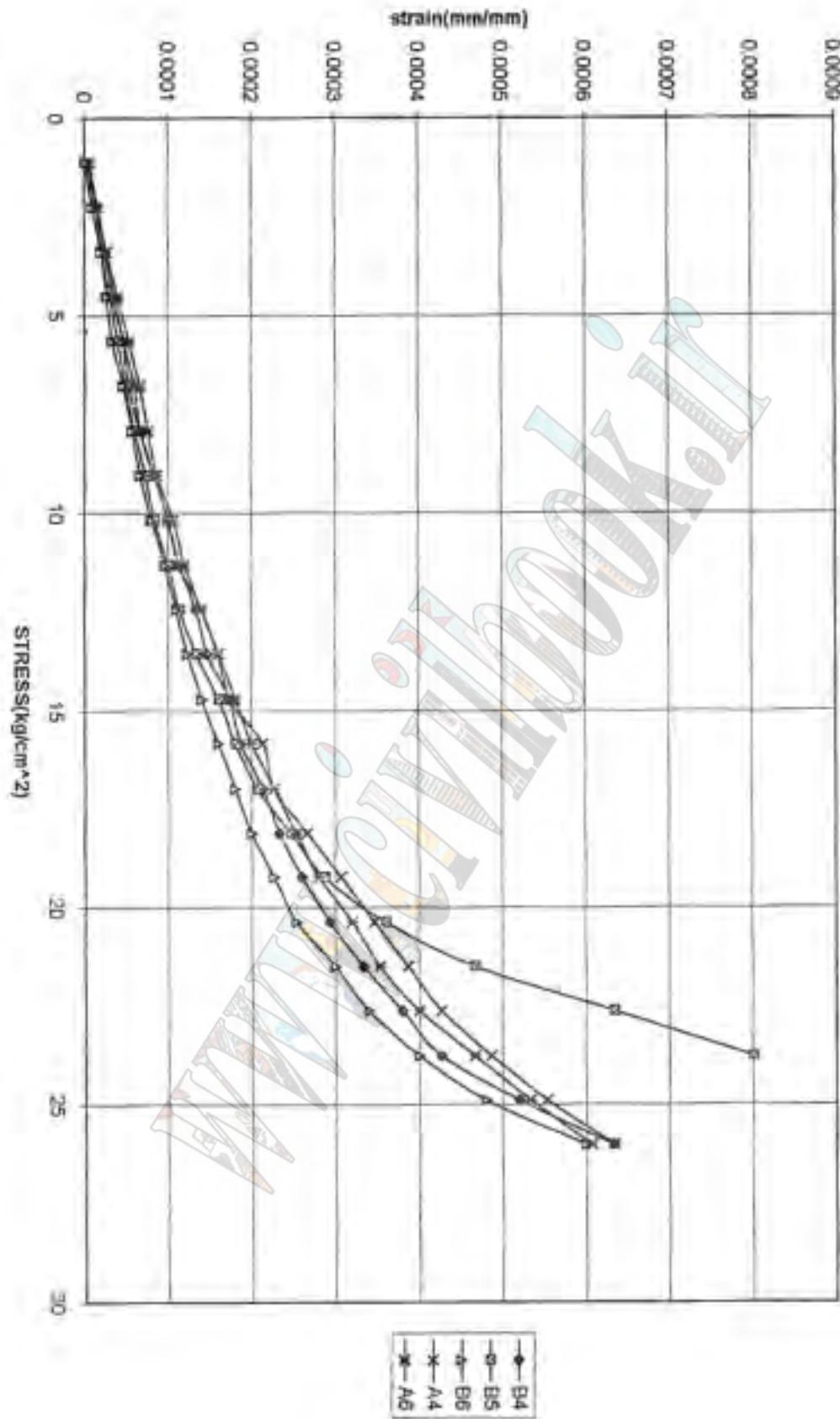
گسترش داده شده توسط سیویل بوک

www.civilbook.ir

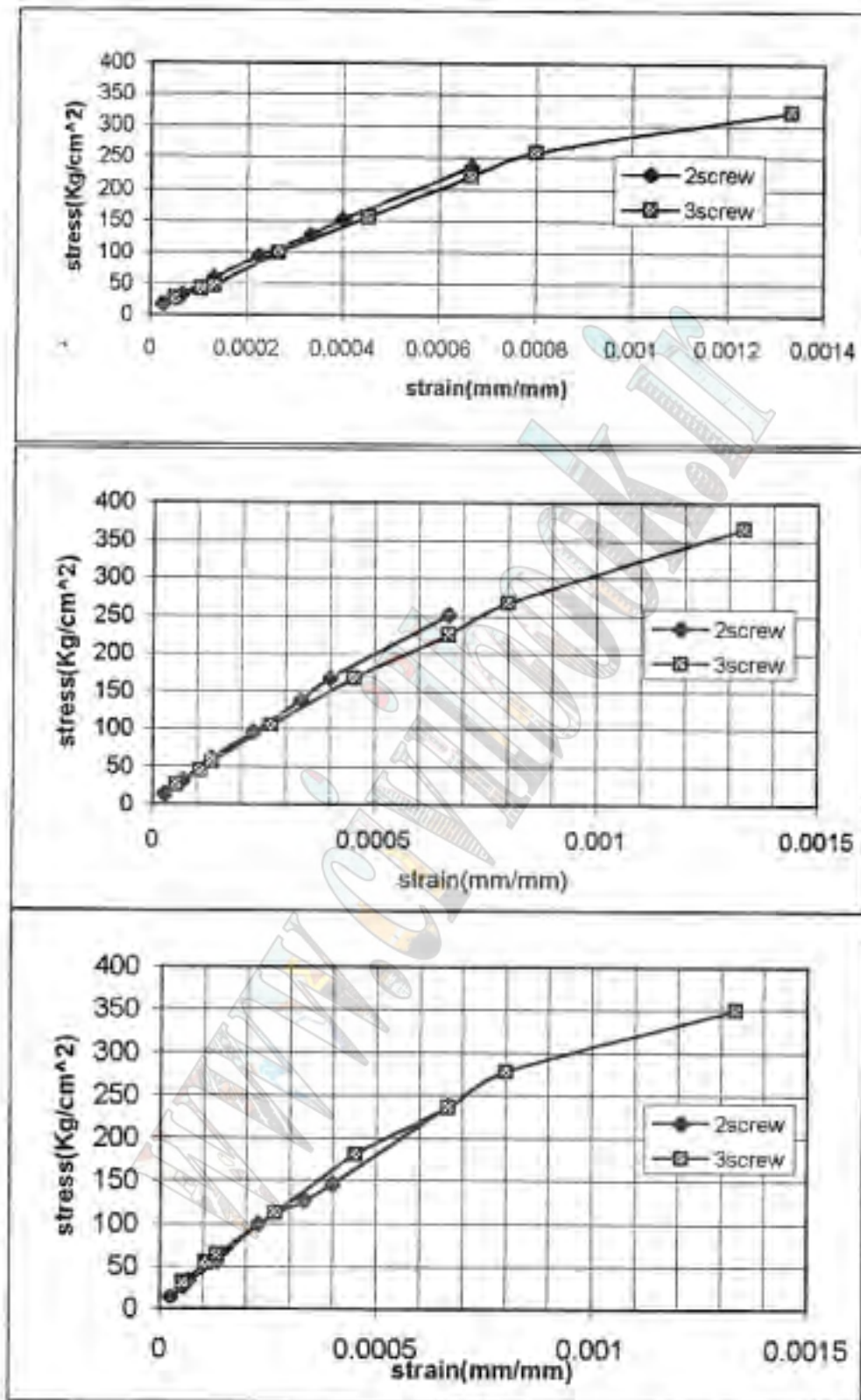
نمودار ۲



نمودار ۳

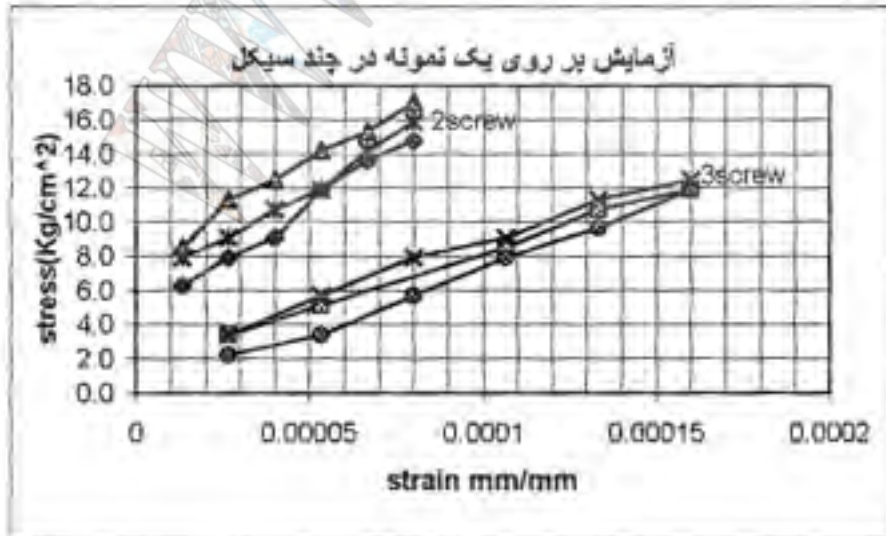
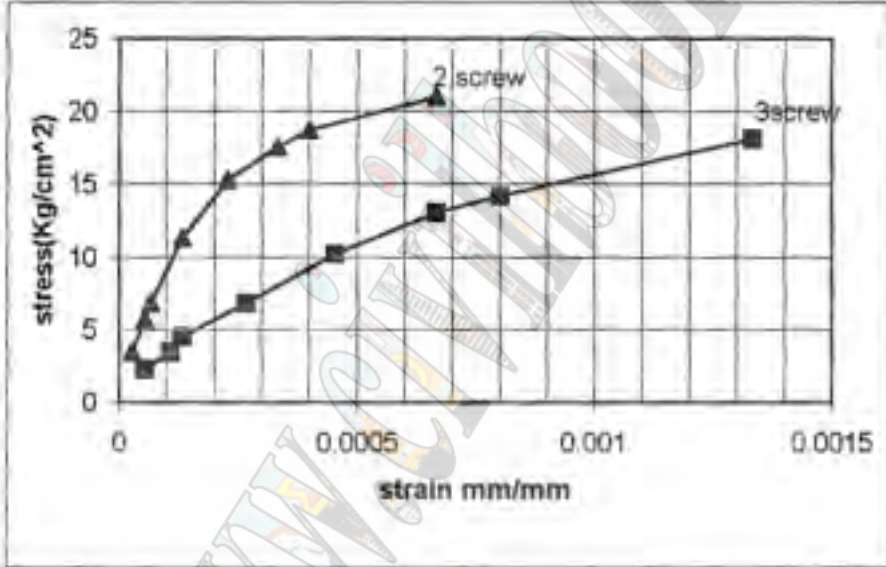
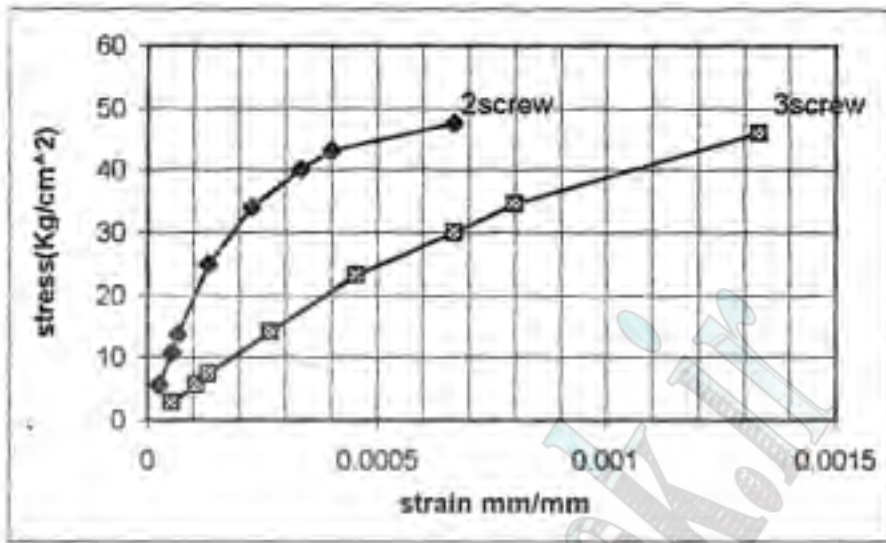


نمودار ۴

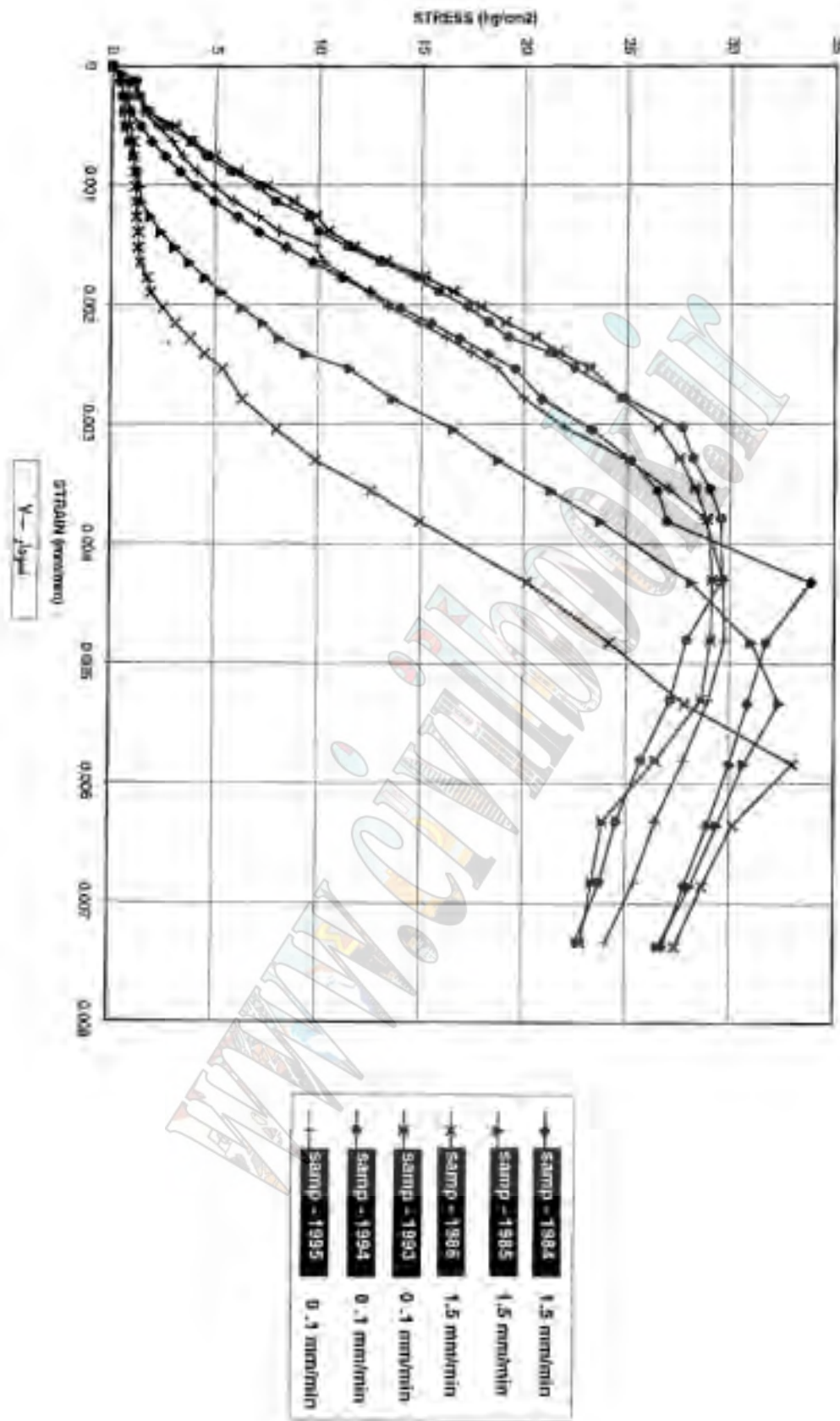


نمودار ۵



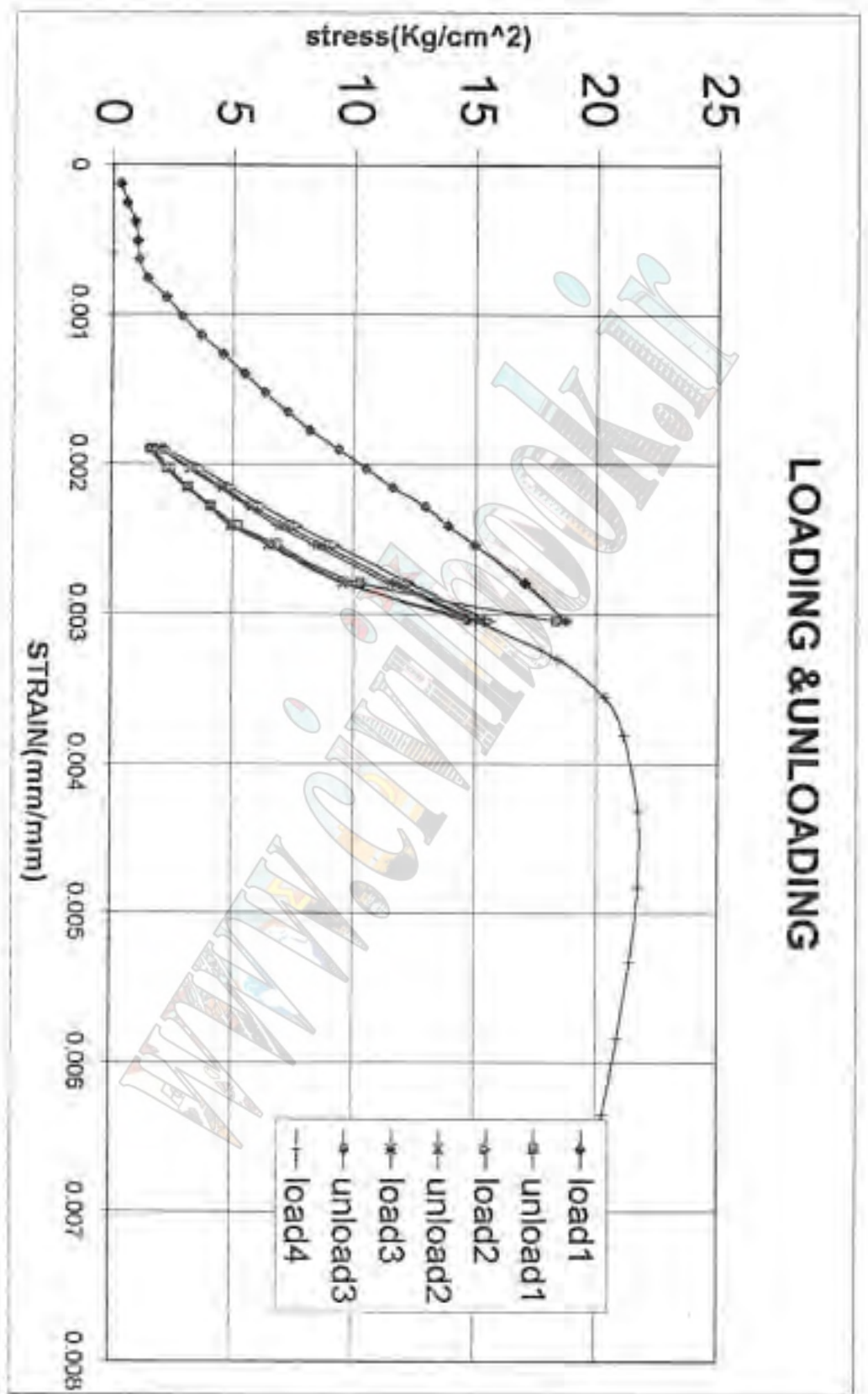


نمودار ۶

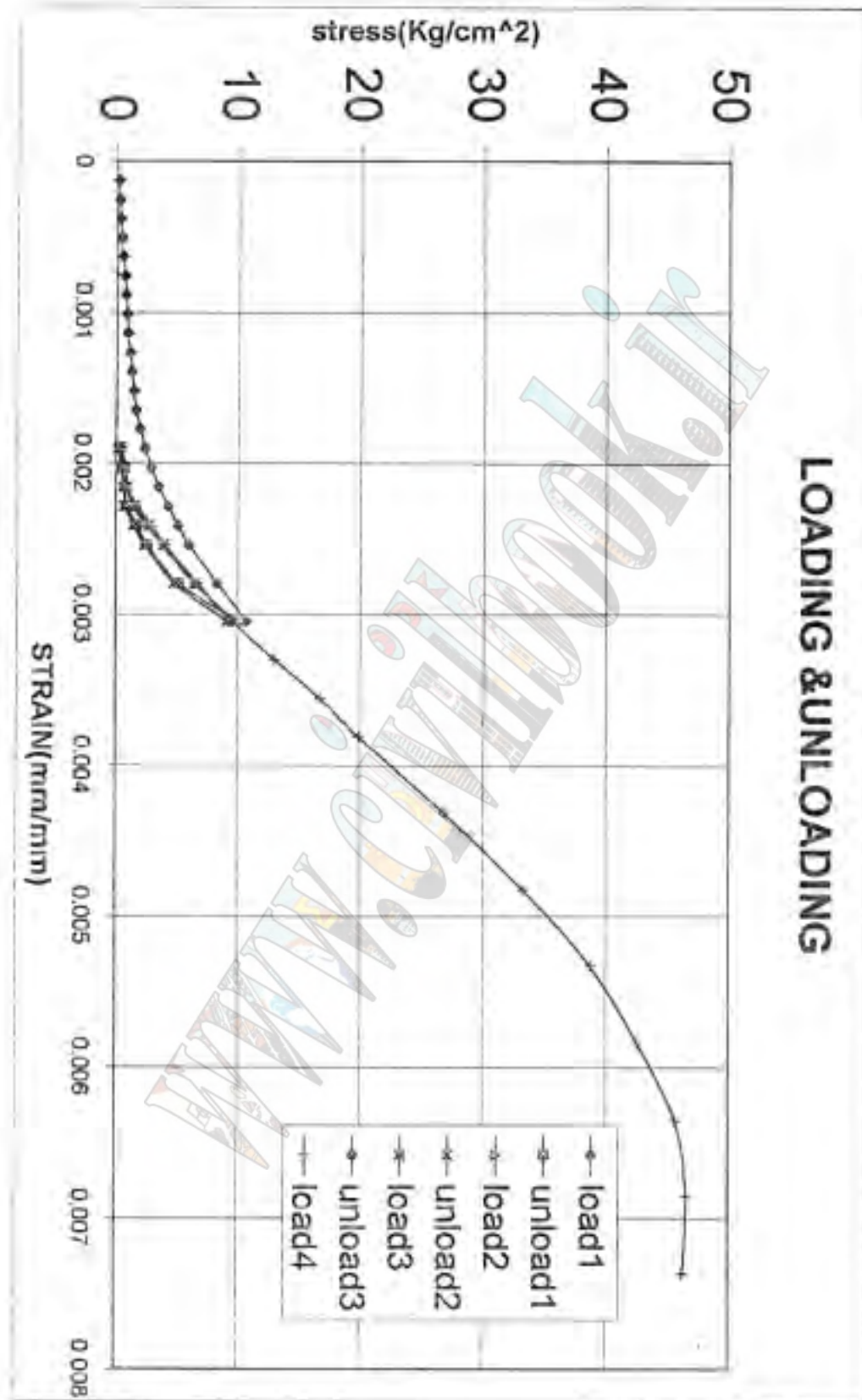


نمودار ۷

گسترش داده شده توسط سیویل بوک



نمودار ۸



نمودار ۹



## مطالعه علل و پارامترهای موثر بر تشکیل درزه های بنتونیتی در دیوارهای آب بند بتن پلاستیک

عباس سروش<sup>۱</sup>

محمد سروش<sup>۲</sup>

### چکیده:

برای اجرای دیوارهای آب بند با مصالح بتن پلاستیک یا بتن سازه ای از روش پانلی استفاده می شود. در این روش حفاری و بتن ریزی پانلها بطور متناوب و یک در میان انجام می شود. یعنی پس از ساخت پانلهای اولیه، پانلهای ثانویه در بین پانلهای اولیه اجرا می شود. در این روش درزه های حاوی مواد بنتونیتی اجتناب ناپذیر بین پانلهای اولیه و ثانویه ایجاد می شود. از تبعاتی که این درزه ها ممکن است داشته باشد، اینست که بر اثر فرسایش مصالح داخل آنها، عملکرد قابل قبول دیواره، به عنوان کنترل کننده تراوش مورد سؤال و تردید قرار گیرد. بدین علت کاهش ضخامت این درزه ها تا حد امکان اهمیت خاصی پیدا می کند. در ادبیات فنی اجرای دیوارهای آب بند تنها در موارد اندکی به بررسی درزه های بنتونیتی بین پانلهای دیوار آب بند پرداخته شده است. در مواردی از اجرای دیوار آب بند که تاحدودی به مسئله درزه های بنتونیتی بین پانلهای اولیه و ثانویه پرداخته شده، عنوان شده است که درزه های بنتونیتی تأثیر منفی قابل ملاحظه ای بر عملکرد دیوار ندارد. با این حال بر روی درزه هایی که بحرانی تشخیص داده شده، اقدامات اصلاحی انجام شده است. در پژوهشی که انجام شد تأثیرات تعدادی پارامتر طراحی و اجرا- بدست آمده از ادبیات موضوع- روی ضخامت درزه مورد ارزیابی قرار گرفت، و بدین منظور یک مدل فیزیکی آزمایشگاهی طرح و ساخته شد و آزمایشات متعددی بر روی آن صورت گرفت. نتایج آزمایشات نشان داد، پارامترهایی چون زمان باقیماندن گل روان در ترانشه حفاری، آلودگی گل به سیمان، سیرکوله کردن گل در مدت حفاری، گل کار کرده در مقابل گل تازه، و اضافه کردن افزودنی ها بر اندازه ضخامت کیک بنتونیت مؤثرند. نتایج آزمایشات ذکر شده بصورت خلاصه در این مقاله ارائه شده است.

### کلمات کلیدی:

دیوار آب بند بتن پلاستیک- گل روان - کیک بنتونیت- درز- مدل آزمایشگاهی

<sup>۱</sup> دکترای ژئوتکنیک، دانشکده عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر

<sup>۲</sup> کارشناس ارشد سازه های هیدرولیکی، شرکت آب و نیرو- طرح کرخه



## ۱- مقدمه

گل روان بتونیت که از حل بتونیت در آب بدست می آید، از سالها قبل در گستره زیادی از عملیات کاربردی مهندسی ژئوتکنیک بکار می رفته است. وظایف اولیه گل روان بتونیت در امر حفاری عبارتند از: ۱- ایجاد فشار هیدرواستاتیک برای مقابله با حرکت و ریزش دیوارهای ترانشه حفاری شده، ۲- ایجاد ضخامت کیک محکم روی دیوارهای ترانشه برای جلوگیری از ورود آب زیر زمینی به منطقه حفاری و ۳- آسان نمودن استخراج مصالح حفاری شده (Xanthakos 1975).

در اکثر پروژه های مهندسی، هیچ حد بالایی برای ضخامت کیک جهت تأمین وظیفه دوم از وظایف بالا نمی توان تصور شد بطوریکه هر چه ضخامت کیک بیشتر باشد کارائی آن بیشتر خواهد بود. با این وجود در بعضی پروژه های مهندسی ژئوتکنیک، ضخامت زیاد و طبیعت سخت و چسبنده کیک تأثیر معکوس روی عملکرد پروژه می تواند داشته باشد. در اینگونه پروژه ها بهتر است ضخامت کیک به حداقل ممکن رسانده شود. در این مقاله، پارامترهای مؤثر بر ضخامت کیک بتونیت بررسی می شود. ابزار مطالعه یک مدل فیزیکی است که تا حد امکان شرایط اجرایی دیوار آب بند را شبیه سازی می کند. ابتدا، خلاصه ای از پیش زمینه پژوهش ارائه می شود. سپس پارامترهای مؤثر بر ضخامت درزه معرفی می شود و در نهایت، مدل آزمایشگاهی و نتایج آزمایشات انجام شده بر روی مدل شرح داده می شود این نتایج تأثیر هر یک از پارامترها را روی ضخامت کیک نشان می دهند.

## ۲- پیش زمینه تحقیق

### ۲-۱- کلیات

دیوار آبنسد یکی از کنترل کننده های تراوش در پی یک سد خاکی است. دیوارهای آبنسد از مواد مختلف و با تکنیک های متفاوت ساخته می شوند. از جمله این دیوارها، دیوار های متشکل از مخلوط گل روان و مصالح حفاری شده در محل و نیز دیوارهای با مصالح بتن پلاستیک یا بتنی است.

بتن پلاستیک، بتن مخصوص با تغییر شکل پذیری بالاتر و مقاومت پائینتر از بتن معمولی است. در حالیکه دیوار های مخلوط گل روان و مصالح محلی با استفاده از یک روش پیوسته و بدون درزه های اجرایی در طول دیوار اجرا می شوند. دیوار های آب بند بتنی و بتن پلاستیک معمولاً با استفاده از تکنیک پانلی اجرا می شوند (Soroush.A 1999 ; ICOLD 1975). پدید آمدن درزه های اجرایی بین هر دو پانل مجاور از ویژگیهای ذاتی این تکنیک است.

بر طبق این روش، ابتدا تعدادی پانل اولیه بطول چند متر با فاصله کافی بین آنها اجرا می شود. سپس بعد از چند روز، پانلهای ثانویه بین پانلهای اولیه اجرا می شوند. از آنجائیکه دیوار های آب بند در عمل باید در مقابل تراوش بیش از حد آب مقاومت کنند، درزه های اجرایی مناسبی بین پانلهای اولیه و ثانویه بایستی فراهم شود. تعدادی روش برای شکل دادن به این درزه ها وجود دارد که یکی از این ها، روش همپوشانی است. بر طبق این روش در مدت حفاری هر پانل ثانویه، در سطح تماس قسمتی از دو پانل اولیه مجاور نیز حفاری می شود تا انحرافی که ممکن در اعماق بیشتر و در جهت محور سد بین پانلهای اولیه و ثانویه ایجاد شود جبران گردد.

### ۲-۲- مطالعه موردی

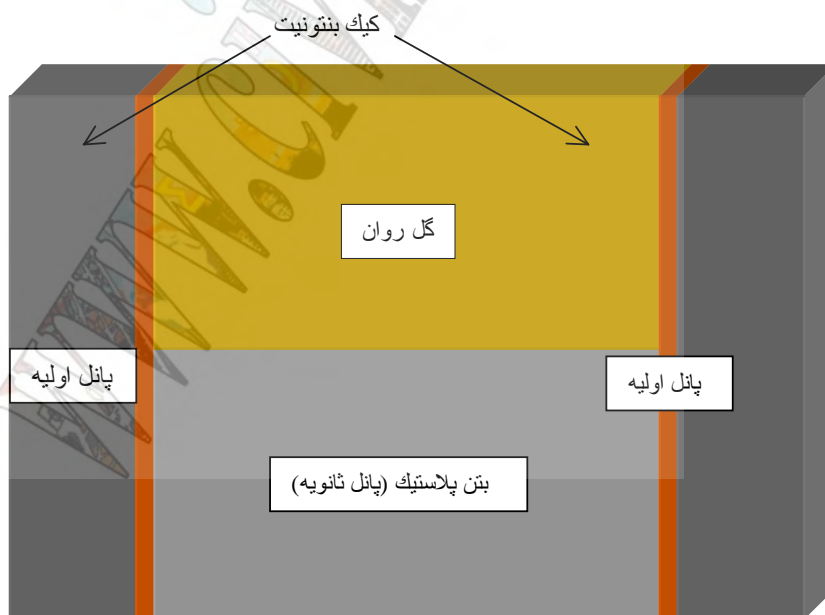
در پروژه سد کرخه، از دیوار آبنسد بتن پلاستیک برای کنترل تراوش پی سد استفاده شده است. روش اجرای پانلی با همپوشانی پانلهای برای اجرای این دیوار آبنسد بکار رفته است. بعد از اجرای تعدادی از پانلهای دیوار، کیک بتونیت باقیمانده بین تعداد قابل ملاحظه ای از پانلهای اولیه و ثانویه دیده شد. این درزه های پر شده با بتونیت، هم در مقطعی از سطح وهم در عمق دیوار مشاهده شدند. درزه های

سطحی با ماکزیمم ضخامتی حدود 5cm ضخیمتر از درزه های عمقی با ماکزیمم ضخامت حدود 1.5cm بودند. کیک بنتونیت به خوبی به دیوارهای کناری پانلهای اولیه چسبیده بود، بطوریکه حتی با (۱) شستشوی ترانشه ثانویه با گل تازه قبل از بتن ریزی، (۲) استفاده از برس روی دیوارهای کناری پانلهای اولیه مجاور، و (۳) حرکت بسمت بالای بتن پلاستیک تازه در مدت بتن ریزی زودده نشده بودند.

اهمیت کنترل تراوش در پی سد کرخه و تأثیر آن بر تمام پروژه، باعث شد که یک جمع تخصصی بین المللی برای بررسی درزه های پر شده از بنتونیت و تأثیر آن بر روی تراوش در پی سد ترتیب داده شود. خلاصه ای از نظرات این جمع و جزئیات این مطالعه موردی بوسیله سروش، ع (۱۹۹۹) ارائه شده است.

### ۳- مدل فیزیکی آزمایشگاهی

با پیش زمینه مورد اشاره در بالا، برای ارزیابی پارامترهای مؤثر بر ضخامت کیکهای بنتونیت باقیمانده در درزه ها، مطالعات بیشتری انجام شد. بر اساس این مطالعات، یک مدل فیزیکی ساده، برای شبیه سازی اجرای یک پانل ثانویه بین دو پانل اولیه مجاور ساخته شد. شکل هندسی مدل، بصورت مخزن مکعب مستطیل به ابعاد ۱۳۰×۱۰۰×۳۰ cm (عرض×ارتفاع×طول) است. در یکی از وجوه بزرگ آن، برای مشاهده داخل مخزن و نتایج آزمایشات، پنجره شیشه ای تعبیه شده بود. از دو دریچه کشویی در دو وجه کناری برای تخلیه مخزن در موقع لزوم استفاده شده بود. شکل (۱) تصویر شماتیک سه بعدی این مدل آزمایشگاهی را نشان می دهد.



شکل ۱- تصویر شماتیک سه بعدی مدل آزمایشگاهی

### ۴- پارامترهای مؤثر بر ضخامت درزه

پارامترهای احتمالی مؤثر بر ضخامت کیک بنتونیت- با استفاده از ادبیات فنی درزه ها و همچنین داده ها و اطلاعات مربوط به اجرای دیوار آبنده سد کرخه و نظرات متخصصان بین المللی- تعیین شد. این پارامترها عبارتند از:

- (۱) عمر بتن پلاستیک پانل های اولیه
- (۲) آلودگی گل روان به سیمان
- (۳) اضافه کردن بیکربنات سدیم به گل روان، بعنوان یک ماده افزودنی
- (۴) غلظت بنتونیت گل روان
- (۵) سیرکوله کردن در مقابل سکون گل روان
- (۶) گل روان کارکرده در مقابل گل روان تازه
- (۷) خاک غیر اشباع بالادست وپائین دست پانل
- (۸) کارائی بتن پلاستیک پانل ثانویه

برای تشخیص تأثیرات هر یک از پارامترهای بالا یک برنامه آزمایشگاهی طرح شد. در این آزمایشات که بر روی مخزن مدل انجام شد (شکل ۱)، سعی شد مرحله‌ای که در عمل در اجرای دیوار آییند بکار می رود (شرح داده شده در بخش ۱-۲) دنبال شود. هر چند که تأثیر ارتفاع گل روان بر ضخامت کیک روی دیوارهای کناری ترانشه بعلت محدودیت مدل شبیه سازی نشد. خلاصه ای از نتایج آزمایشات در زیر می آید. اطلاعات جزئی تر درباره این نتایج بوسیله سروش، م (۱۳۷۸) ارائه شده است.

## ۵- آنالیز و بررسی نتایج آزمایشات

(۱) تأثیر عمر بتن پلاستیک پانل اولیه

این اثر با انجام آزمایشات با استفاده از بتن پلاستیک با عمر های ۱۶، ۲۴، ۴۲ ساعته و ۴ روزه بررسی و نتایج آن در شکل (۲) نشان داده شده است. این شکل تغییرات ضخامت کیک بنتونیت چسبیده شده به دیوارهای کناری پانلهای اولیه را در مقابل زمان نشان می دهد. همانطور که از نمودار مشخص است بر خلاف فرضیات اولیه، با افزایش عمر بتن پلاستیک پانل اولیه در دامنه ای که آزمایش شد (تا عمر ۴ روزه)، ضخامت لخته تشکیل شده در زمانهای مساوی بر روی بتن پلاستیک کاهش می باید. این می تواند به دلیل نیاز به آب بیشتر برای عمل هیدراسیون سیمان در زمانهایی که بتن تازه تر (جوانتر) است، باشد. بدین صورت که بتن پلاستیک، آب گل روان بنتونیت را بیشتر جذب می کند و در نتیجه این جذب بیشتر، لخته بنتونیت بیشتری بر روی سطح بتن پلاستیک تشکیل می شود. نتیجه دیگر این آزمایشات و همه آزمایشات دیگر، چنانچه انتظار میرفت، افزایش ضخامت کیک با افزایش زمان ماندن گل روان در ترانشه است.

(۲) تأثیر آلودگی گل روان به سیمان

در حفاری پانلهای ثانویه در عمل، برای ایجاد همپوشانی بین پانلهای اولیه و ثانویه، قسمتی از بتن پلاستیک پانلهای اولیه طرفین پانل ثانویه بوسیله چرخنده های دستگاه حفاری بریده و چرخ شده وارد گل می شود. بدین ترتیب گل، آلوده به سیمان بتن می گردد. برای بررسی تأثیر این آلودگی روی ضخامت کیک بنتونیت، یکسری آزمایش انجام شد. در شکل (۳) منحنی های ضخامت لخته - زمان برای گل تازه و گل های با آلودگی سیمان به میزان ۴/۷، ۳/۱ و ۵/۱ کیلوگرم بر متر مکعب نشان داده شده و تأثیر میزان آلودگی به سیمان در ضخامت لخته با یکدیگر مقایسه شده است. از نمودار دیده می شود که با افزایش آلودگی به سیمان، میزان ضخامت لخته تشکیل شده بر روی بتن پلاستیک افزایش می یابد. با افزایش آلودگی به سیمان، شیب منحنی های ضخامت لخته - زمان افزایش می یابد. این به علت اینست که آلودگی به سیمان بر روی مشخصات گل نظیر مارش، آب عبوری، کیک، PH، ژل اولیه و ثانویه تأثیر افزایشی دارد. بنابراین بایستی سعی شود آلودگی به سیمان در گل کاهش یابد.

(۳) اضافه کردن بیکربنات سدیم به گل روان، بعنوان یک ماده افزودنی

در حین اجرای دیوار آب بند، معمولاً افزودنی‌هایی برای از بین بردن اثر آلودگی ناشی از سیمان، به گل روان اضافه می‌شود. این تأثیر با افزودن بی‌کربنات سدیم به گل آلوده به سیمان - شبیه آنچه در دیوار آبنند سد کرخه انجام می‌شود - آزمایش شد. شکل (۴) تغییرات ضخامت کیک با میزان بی‌کربنات سدیم افزوده شده به گل آلوده به سیمان در مقایسه با گل تازه و گل آلوده به سیمان را نشان می‌دهد. چنانچه از نمودار مشخص است، با افزودن بی‌کربنات سدیم ضخامت کیک کاهش می‌یابد. البته افزودن مقدار بهینه بی‌کربنات سدیم به گل آلوده به سیمان در کاهش ضخامت کیک موثر است. از نتایج آزمایشات نسبت بهینه بی‌کربنات سدیم به سیمان ۰/۶ بدست آمد.

(۴) اثر غلظت بنتونیت گل روان

برای بررسی تأثیر غلظت گل بر ضخامت کیک، گل‌های با غلظت‌های ۱۲/۵، ۲۰، ۳۰، ۴۰، ۶۰ و ۷۵ کیلوگرم در ۱ متر مکعب آب تولید شد. اثر افزودن غلظت بر ضخامت کیک تشکیل شده بر بتن پلاستیک در شکل (۵) مشاهده می‌شود. افزایش غلظت گل بر مشخصات گل نظیر مارش، کیک، ژل اولیه و ثانویه اثر افزایشی دارد ولیکن باعث کاهش آب عبوری می‌گردد. همچنین افزایش غلظت گل، باعث افزایش ضخامت کیک تشکیل شده روی بتن پلاستیک پانل اولیه می‌گردد. لذا مناسب است برای کاهش ضخامت کیک، غلظت گل کاهش یابد. از طرفی کاهش غلظت گل مشخصات گل را به نحوی تغییر می‌دهد که بر انجام وظایف گل روان تأثیر منفی می‌گذارد. غلظت ۴۰ تا ۵۰ کیلوگرم بنتونیت در ۱ متر مکعب آب مناسب تشخیص داده شد.

(۵) تأثیر سیر کوله کردن در مقابل سکون گل

گل درون پانل در حال اجرا، مرتباً سیر کوله می‌شود. بدین صورت که گل از بالای پانل وارد و توسط پمپ دکل دستگاه حفار به بیرون رانده می‌شود. لذا بررسی اثر سیر کوله کردن و یا سکون گل برای تعمیم شرایط اجرا به مدل مفید است. در شکل (۶) نشان داده شده که سیر کوله کردن گل نسبت به سکون گل باعث کاهش ضخامت کیک می‌شود. این مطلب در دیوار آب بند سد کرخه نیز مشاهده شده بطوریکه در موردی که خرابی دستگاه حفار باعث سکون گل حفاری و افزایش زمان حفاری شده بود، افزایش ضخامت درزه بنتونیتی را به دنبال داشت.

(۶) اثر گل کار کرده در مقابل گل تازه

در حفاری پانل‌ها همانگونه که قبلاً شرح داده شد، گل حفاری در برگشت از پانل به دستگاه تصفیه گل (Desander) می‌رود و پس از تصفیه به درون پانل باز می‌گردد و مرتباً این روند ادامه دارد. معمولاً در حفاری از این گل که اصطلاحاً به گل کار کرده مشهور است، استفاده می‌شود و تنها در زمان شستشوی پانل، قبل از بتن ریزی از گل تازه استفاده می‌شود. همانطور که از شکل (۷) مشخص است گل کار کرده در مقایسه با گل تازه بر افزایش ضخامت کیک بر روی بتن پلاستیک موثر است. این به علت این است که گل کار کرده نسبت به گل تازه به شدت روی مشخصات گل نظیر گرانی و صافاب اثر افزایشی دارد. لذا مناسب است حدود مشخصات کنترلی گل مخصوصاً در پانلهای ثانویه محدودتر شود.

(۷) اثر خاک غیر اشباع بالا دست و پائین دست

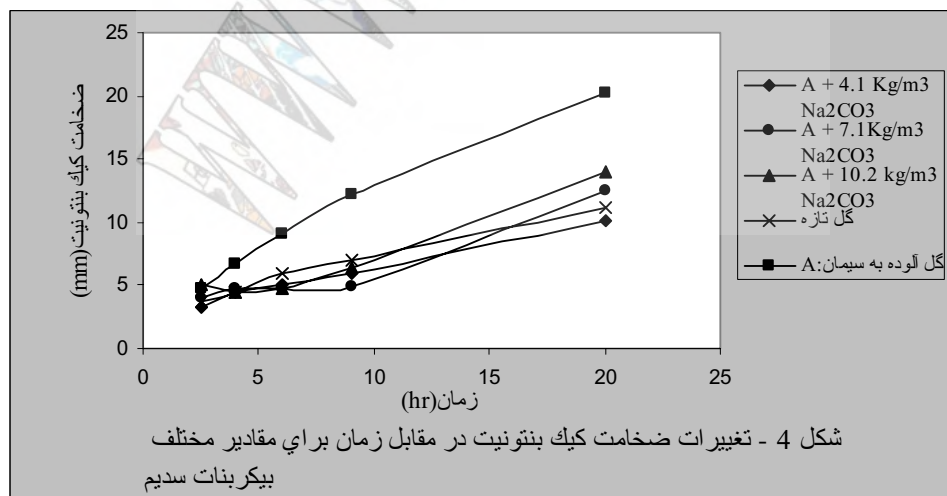
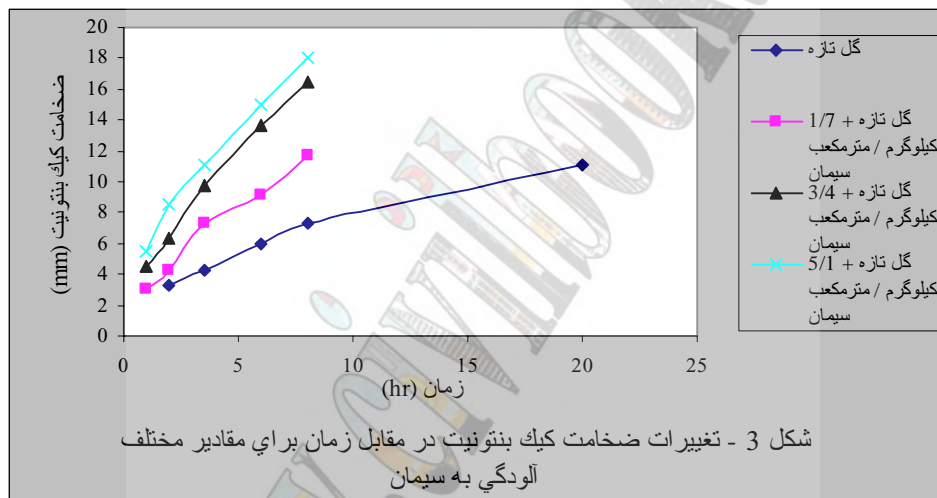
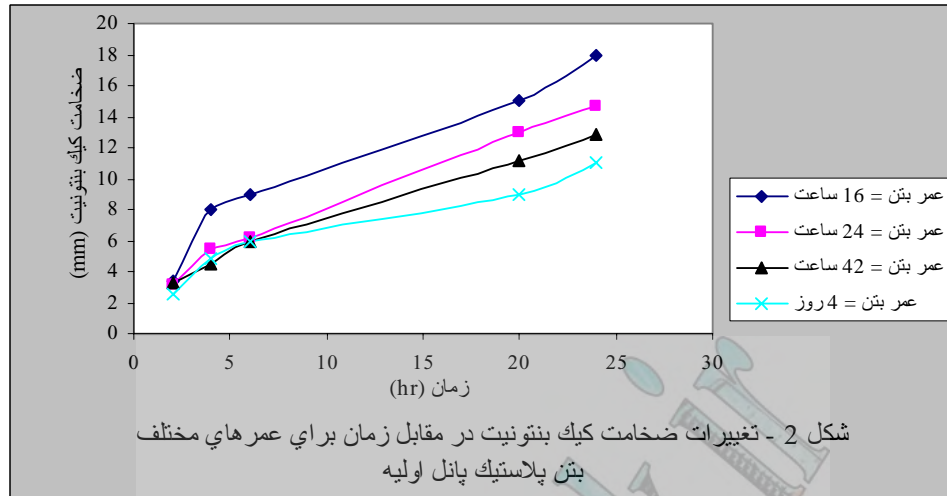
در شرایط اجرا، در دو طرف پانلها، خاک پیرامون دیوار قرار دارد و در برخی از مقاطع سد، خصوصاً در جناحین، سطح آب زیر زمینی پائینتر از سطح پی می‌باشد. بنابراین تا عمق مشخصی، خاک پی غیر اشباع می‌باشد. در مدل

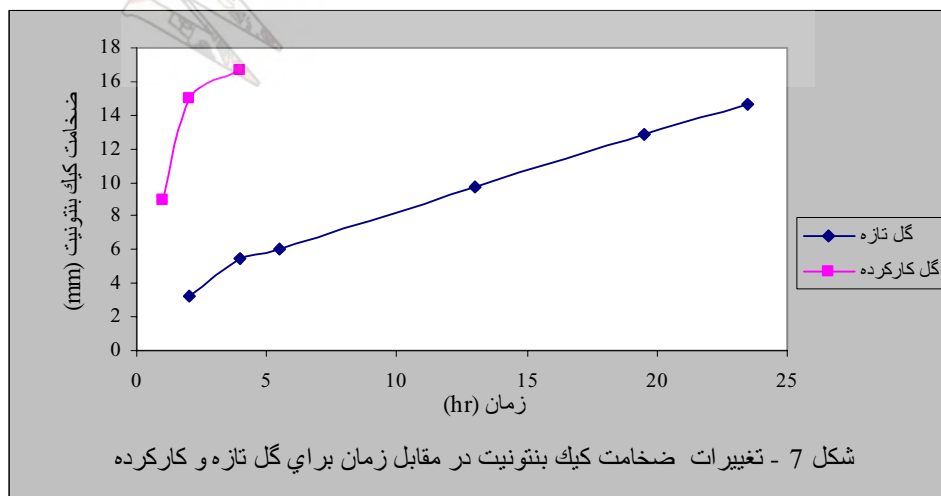
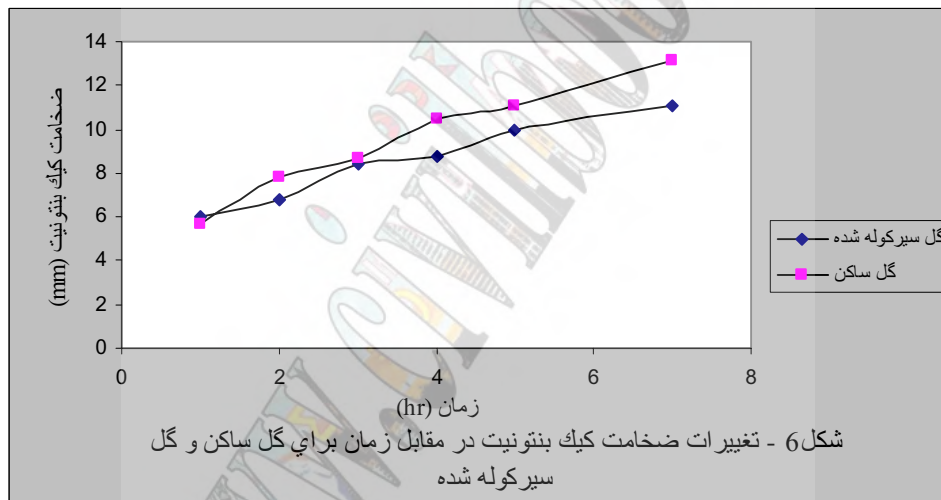
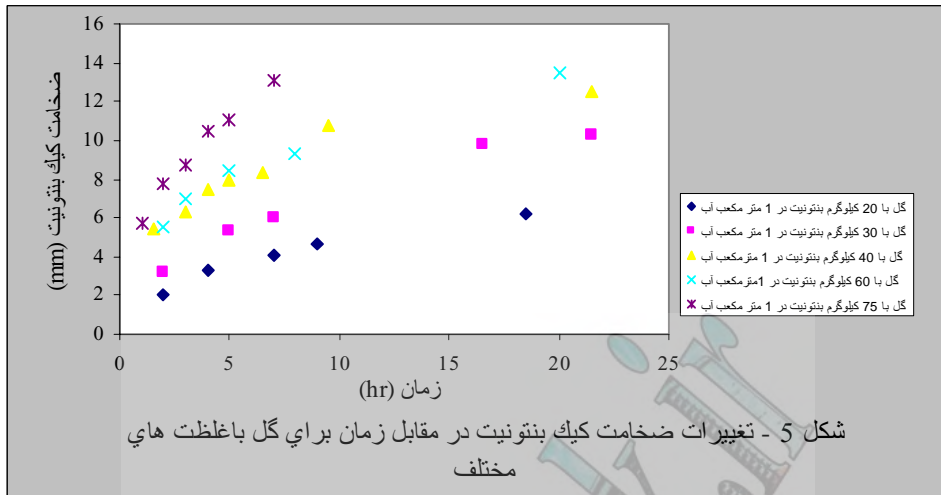
های آزمایشگاهی، دو طرف پانلهای شبیه سازی شده محدود شده بود. بدین علت لازم بود در طی آزمایشاتی خاک اطراف نیز به نحوی مدل گردد تا میزان تأثیر غیر اشباع بودن آن بر ضخامت کیک مشخص شود. در طی آزمایشاتی، در یک طرف مدل آزمایشگاهی بتن ریخته شد و در طرف دیگر از خاک غیر اشباع کنگلومرا به ضخامت ۱۵ سانتیمتر استفاده شد و در وسط، گل درون مدل ریخته شد. بعد از اینکه قالب پشت خاک به آرامی بالا آورده شد مشاهده شد که خاک، بدون ریزش پایدار ماند. جریان گل تا حدود ۲۰ دقیقه بدون خاک برقرار بود. بعد از بستن اندود گل بتونیت بر روی خاک، نفوذ گل بدون خاک قطع شد. از آزمایشات بدست آمد که خاک غیر اشباع اطراف تا زمانیکه اندود بتونیتی بر روی آن تشکیل نشده و هرز روی گل قطع نشده است، بر روی افزایش ضخامت کیک روی بتن پلاستیک پانل اولیه مؤثر است و از آن به بعد تأثیری ندارد.

#### (۸) اثر کارایی بتن پانل ثانویه

بتن پانل ثانویه، در اجرا به روش لوله ترمی ریخته می شود، و در حین بالا آمدن مقداری از لخته های ایجاد شد بر روی بتن پلاستیک پانل اولیه را جدا می کند. برای بررسی این اثر و تأثیر کارایی بتن بر آن، در مدل آزمایشگاهی، پانل ثانویه در حال بتن ریزی شبیه سازی شد و از لوله های ۳، ۴ و ۶ اینچی بعنوان لوله ترمی در مدل استفاده گردید. در مواردی که از لوله ۳ و ۴ اینچی برای بتن ریزی استفاده شد. بعلت کارایی کم و لذا سرعت کم تخلیه، بتن حتی نتوانست بخوبی جانشین گل درون پانل ثانویه شود بطوریکه ضخامت درزه های ایجاد شده حتی بیشتر از ضخامت کیک تشکیل شده روی بتن پلاستیک پانل اولیه بود. ولی در زمانیکه از لوله ۶ اینچی استفاده شد، بتن پانل ثانویه توانست در اکثر قسمتها کیک ایجاد شده روی بتن پلاستیک پانل اولیه را جدا کند. و حتی در قسمتهایی درزه تقریباً بسته شد. همچنین مشخص شد که هرچه فاصله لوله تا دیواره پانل اولیه کمتر باشد در کاهش ضخامت درزه مؤثرتر است. این آزمایش نشان می دهد که کارایی و سرعت تخلیه بتن نقش مهمی در زدودن کیک تشکیل شده روی بتن پانل اولیه دارد.







## ۶- خلاصه و نتیجه گیری

در این مقاله تعدادی از پارامترهای مؤثر بر ضخامت کیک بنتونیت ناشی از گل روان مطالعه گردید. این مطالعه با استفاده از یک مدل آزمایشگاهی که اجرای دیوار آببند را شبیه سازی می کند، صورت گرفت. نتایج آزمایشات نشان داد که پارامترهایی چون زمان باقیماندن گل روان در منطقه حفاری، آلودگی گل به سیمان، سیرکوله کردن گل در مدت حفاری، گل کار کرده در مقابل گل تازه، اضافه کردن افزودنی ها و غیره بر ضخامت کیک بنتونیت مؤثرند.

## ۷- تقدیر و تشکر

نویسندگان از شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران، شرکت مهندسین مشاور مهتاب قدس و شرکت مهندسی سپاسد بخاطر فراهم آوردن امکانات و اطلاعات مورد نیاز این پژوهش تقدیر و تشکر می نمایند.

## لیست مراجع

محمد سروش (۱۳۷۸)، «بررسی مسائل و مشکلات اجرایی دیوار آببند بتن پلاستیک با بر بررسی علل تشکیل درزه های بنتونیتی (مطالعه موردی: سد کرخه)»، پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران، گرایش سازه های هیدرولیکی دانشگاه صنعتی امیر کبیر، تهران.

ICOLD (1975), "Filling Material for Watertight Cut Off Wall", Bulletin 51.  
 Soroush, A. (1999), "Plastic Concrete Cut-Off Wall in the Karkheh Dam: Review of some Construction Aspects, and A Summary of Opinions of Expert Panel", the Proceedings of the 52<sup>nd</sup> Canadian Geotechnical Conference, Regina, pp. 573-583.  
 Xanthakos, P.P. (1975), "Slurry Wall", MC Graw-Hill

## مسائل و مشکلات اجرای سدهای خاکی و سنگریزه ای بر روی پی های آبرفتی در ایران

سیاوش لیتکوهی<sup>۱</sup>

### چکیده:

بررسی متجاوز از ۵۳ پروژه سد خاکی و سنگریزه ای که در مراحل طراحی و ساخت قرار دارند نشان می دهد که نگرش غالب در طراحی ها بر برداشتن آبرفت پی و قراردادن سد بر روی سنگ تاکید دارد. در این مقاله مسائل و مشکلات طرح و اجرای سدها بر روی پی های آبرفتی به اختصار توضیح داده می شود و سپس ابعاد صرفه جویی های مالی و زمانی در صورت تغییر این نگرش ارائه می گردد.

### کلمات کلیدی :

طرح پی آبرفتی - اصلاح آبرفت - اطلاعات پی های آبرفتی ایران - صرفه جویی مالی و زمانی

---

<sup>۱</sup> دکترای ژئوتکنیک - رئیس هیات مدیره مهندسان مشاور خدمات مهندسی مکانیک خاک (SES)

## مقدمه

با گذشت بیش از یک دهه از فعالیت های گسترده سد سازی در ایران و ساخت سدهایی که مسائل فنی آنها ساده تر قابل حل بودند، امروزه این رشته وارد مرحله ای شده است که توجیه پذیری فنی - اقتصادی بسیاری از پروژه ها به راه کارهای اتخاذ شده در چارچوب مهندسی پی بستگی می یابد. هم اکنون تعداد سدهای در دست ساخت حدود ۶۸ و تعداد سدهای در دست مطالعه متجاوز از ۱۶۰ سد است. در پاره ای از موارد بررسی های مالی پروژه ها از غیراقتصادی بودن آنها حکایت دارد و تنها هنگامی ساخت آنها توجیه پذیر می شود که هزینه کمتر و یا زمان اجرا کوتاهتر گردد. تغییر نگرش در شیوه برخورد به مساله پی های آبرفتی شاید به جرأت بزرگترین عرصه انجام این مهم باشد.

## طراحی پی های آبرفتی

در طراحی سدهای خاکی و سنگریزه ای و آبرفت پی باید از نظر آب بندی و پایداری و روانگرایی برای حالت های مختلف بارگذاری ایمن باشد. جدول شماره ۱ مناسب بودن آبرفت طبیعی را برای سدهای خاکی و سنگریزه ای طبقه بندی نموده و تمهیدات لازم را ارائه نماید.

ردیف	جنس آبرفت	نوع سد مناسب	تمهیدات
۱	شن متراکم	خاکی - سنگریزه ای	کنترل نشست آب، بررسی روانگرایی
۲	سیلت و ماسه	خاکی	بررسی نشست، روانگرایی، جلوگیری از فرسایش داخلی، حفاظت پاشنه سد از فرسایش در پایین دست
۳	رس های غیرواگرا	خاکی	مسطح نمودن شیب های بدنه

### جدول شماره ۱ - طبقه بندی آبرفت طبیعی، نوع سد و تمهیدات لازم

اگر پی آبرفتی مناسب نباشد بسته به شرایط لازم خواهد بود:

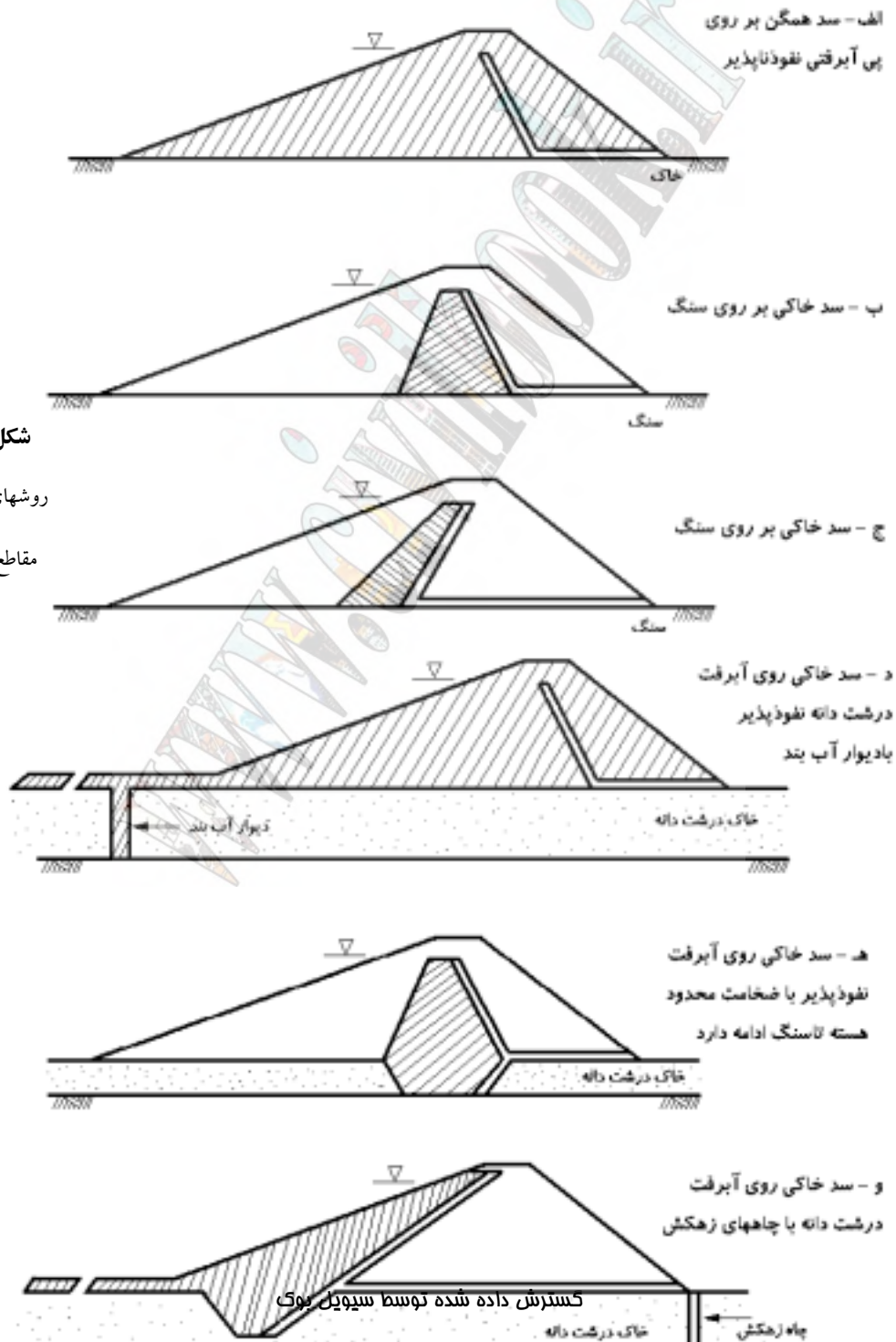
- ۱- محل پروژه تغییر کند.
  - ۲- آبرفت نامناسب با مصالح مناسب جایگزین شود.
  - ۳- طراحی با شرایط نامناسب آبرفت همساز گردد.
  - ۴- خصوصیات مهندسی آبرفت موجود اصلاح شود.
- بنظر می رسد علی القاعده محل های ایده ال برای ساخت سدها تا حدودی قبلا شناسایی شده و در مواردی ساخت آنها خاتمه یافته است. در طرح های نیمه تمام نیز تغییر محل پروژه غیراقتصادی و تقریباً غیرممکن است و فقط بند ۱ می تواند در مورد پروژه هایی که در مراحل اولیه مطالعه هستند کاربرد داشته باشد.
- برداشتن آبرفت و جایگزینی آن با مصالح مناسب هنگامی عملی است که ضخامت آن کم باشد و در مقایسه اقتصادی با سایر گزینه ها در شرایط بهتری قرار گیرد. با افزایش ضخامت آبرفت، برداشت آن رفته رفته در مقیاس با سایر گزینه ها غیراقتصادی می شود.

همانگک کردن طراحی با شرایط ژئوتکنیکی آبرفت و یا اصلاح خصوصیات مهندسی پی آبرفتی تا حد قابل پذیرش رایج ترین شیوه برخورد به پی های ضخیم آبرفتی است. شکل شماره ۱ روش های متداول آب بندی را در مقاطع تیپ سدهای خاکی نشان می دهد (مرجع ۱). فقط در یک مورد که ضخامت آبرفت کم است، هسته رسی تا روی سنگ ادامه داده شده است.



## روش های اصلاح آبرفت

امروزه از روش های متعددی برای اصلاح آبرفت استفاده می شود. کاربرد این روش ها برحسب اندازه دانه های خاک در شکل شماره ۲ ارائه شده است (مرجع ۲). به روش های اصلاح نفوذپذیری آبرفت به تفصیل در نشریه شماره ۵۱ کمیته ملی سدهای بزرگ اشاره شده است (مرجع ۳). جدول شماره ۲ اسامی تعدادی از سدها که خصوصیات مهندسی آبرفت پی آنها از لحاظ پایداری و روانگرایی با استفاده از روشهای اصلاح خاک بهبود یافته است، را ارائه می کند (مرجع ۴).

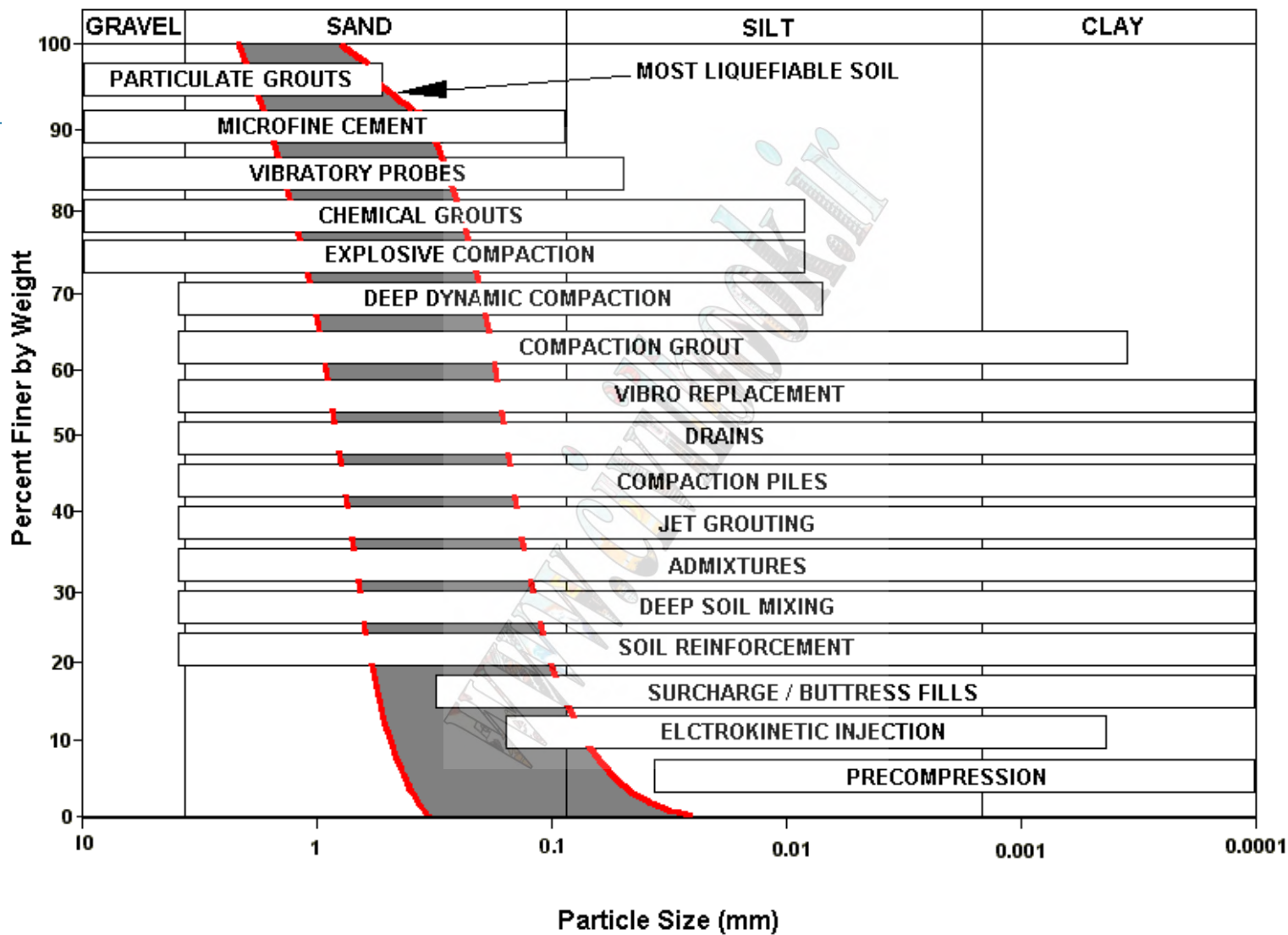


شکل شماره ۱:

روشهای آب بندی در

مقاطع تیپ سدهای

خاکی



شکل شماره ۲- روشهای اصلاح خاک بر حسب اندازه دانه

گسترش داده شده توسط سیویل بوک

ردیف	نام پروژه	عمق آبرفت (متر)	نوع خاک	روش اصلاح	مرجع
۱	Steel Creek Dam S.Car., U.S.A	۱۳	ماسه رسی	تراکم دینامیکی ستون سنگی انفجار	Dobson 1987
۲	Jebba Dam Site Nigeria	۷۰	ماسه	انفجار	Solymar 1984
۳	Pinopolis Charleston S. Car.	در فاصله ۳، ۷ متری به ضخامت ۱،۲-۲،۴	ماسه	تزریق تراکمی	Dobson 1987
۴	James Bay Dam Quebec	۱۵	ماسه و شن	ستون سنگی	Dobson 1987
۵	Dam Embankment Nigeria	۳۰	ماسه	ستون سنگی	Dobson 1987
۶	LG-1 Cofferdam Quebec			تزریق با فشار بالا	Dobson 1987
۷	Ruzina Dam Czechoslovakia	—	رس	پیش بارگذاری	P.Peter 1991
۸	Hydroproject Danube, Romanian	—	ماسه	ستون سنگی	E. Luca 1991
۹	Mostistea Dam Romanina	۲۰	رس سیلتی	پیش بارگذاری با نوارهای زهکشی	E. Luca 1991
۱۰	Jackson Dam U.S.A	۳۰	رس، سیلت، ماسه و شن	تزریق با فشار بالا اختلاط خاک	T.A.Luebke 1991

جدول شماره ۲- کاربرد روش های اصلاح خاک در پی آبرفتی سدها (بغیر از آب بندی)

## پی های آبرفتی در ایران

برای بررسی شرایط ژئوتکنیکی پی آبرفتی سدهای در دست مطالعه و ساخت، پرسش نامه هایی با همکاری مدیریت منابع آب سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور به کلیه سازمان های آب منطقه ای و شرکت آب و نیروی ایران ارسال شد. تعداد ۱۰ سازمان آب منطقه ای و سازمان مدیریت منابع آب وزارت نیرو به این پرسش نامه ها پاسخ دادند. جمعا اطلاعات مربوط به ۵۷ سد جمع آوری گردید.

در این مطالعه سدهای بتنی و سدهای خاکی و سنگریزه ای که ضخامت آبرفت پی آنها کمتر از ۱۰ متر بودند حذف شدند. جدول شماره ۳ مشخصات سدهای با آبرفت بیش از ۱۰ متر را نشان می دهد. اطلاعات این جدول از پرسش نامه های دریافت شده استخراج شده است و بعلت فاصله زمانی یکساله از زمان ارسال احتمال دارد بخشی از آن تغییر کرده باشد. نتیجه گیری در مورد مناسب بودن آبرفت در دو ستون آخر جدول براساس اطلاعات ژئوتکنیکی دریافتی توسط نویسنده مقاله بعمل آمده است و در اغلب موارد مغایر نظر طراحان پروژه است.

طبق نظر طراحان، از تعداد ۲۹ سد فقط در ۴ مورد آبرفت برداشته نمی شود. در ۲ سد سیوند و زابل ضخامت آبرفت بیش از ۱۵۰ متر است و علت برداشتن، ضخامت بیش از حد و غیرقابل تصور بودن برداشت آن بوده است. بدین ترتیب از ۲۹ سد بررسی شده فقط در ۲ سد ساخت بدنه روی پی آبرفتی پذیرفته شده است. این بدان معناست که در برخورد با پی های آبرفتی با ضخامت بیش از ۱۰ متر در ۹۳ درصد از موارد، شیوه و نگرش طراحان مایل به برداشتن بوده است.

اطلاعات اولیه ژئوتکنیکی فقط در ۶ مورد از ۲۹ سد، ضعیف بودن آبرفت را نشان میدهد. در این ۶ مورد نیز شاید بتوان با روش های اصلاح آبرفت و با هزینه ای بمراتب کمتر و زمان کوتاهتر آبرفت را نگه داشت.

اگر اطلاعات جدول شماره ۳ را به ۲۲۸ سد در حال طرح و اجرا تعمیم دهیم و فرض نمائیم که از این تعداد ۱۰ درصد سدها بتنی باشند و ضمنا ۴۵ درصد از سدهای خاکی و سنگریزه ای، آبرفتی کمتر از ۱۰ متر داشته باشند بدین ترتیب تعداد سدهای خاکی و سنگریزه ای که آبرفت آنها، بیش از ۱۰ متر ضخامت داشته و برداشته می شوند برابر ۱۰۳ سد خواهد شد. حجم آبرفت برداشته شده با تعمیم اطلاعات جدول شماره ۳ حدود ۷۰ میلیون متر مکعب قابل تخمین است. اگر هزینه برداشتن آبرفت با کلیه تمهیدات از قبیل اجرای دو دیوار و یا پرده آب بند در بالا دست و پایین دست، آبکشی در دوره اجرا و هزینه جایگزین کردن آبرفت با مصالح مهندسی جمعا از قرار هر متر مکعب ۴۰،۰۰۰ ریال در نظر گرفته شود، هزینه سرجمع چنین نگرشی به ۳۰۰ میلیارد تومان بالغ خواهد شد. زمان اجرای طرح های آب بندی، خاک برداری، ریختن و کوبیدن مصالح در هر پروژه نیز حداقل بطور متوسط ۲ تا ۳ سال زمان پروژه را به تاخیر می اندازد. تأخیر در بهره برداری پروژه ها، اضافه هزینه ای معادل ۱۹ درصد سالیانه (نرخ اوراق مشارکت) به پروژهها تحمیل خواهد نمود. با احتساب این هزینه، برداشتن غیرضروری آبرفت هزینه های نجومی به پروژه های سدسازی تحمیل می نماید.

ردیف	نام سد	نوع	ارتفاع (متر)	ضخامت آبرفت (متر)	حجم آبرفت هزار (متر مکعب)	آیا آبرفت برداشته می شود بلی خیر	آیا آبرفت مناسب است بلی خیر
۱	سراب تاجبار	خاکی	۳۰	۶-۱۲	۲۰	×	×
۲	کردکندی	خاکی	۲۰	۲۰	—	×	×
۳	نیان	خاکی	۲۵	۱۴	۱/۲۲۸	×	×
۴	سیرجان	خاکی	۵۲	۱۸	۵۰۰	×	×
۵	نرماشیر	سنگریزه ای	۱۰۸/۵	۱۲	۴۶۶	×	اطلاعات ندارد
۶	سیوند	خاکی	۵۷	۱۵۰	—	×	×
۷	ایزدخواست	خاکی	۳۷	۳۰	—	قرار بود برداشته شود	اطلاعات ندارد
۸	تنگاب	خاکی	۵۱	۳۴	۲۰	×	اطلاعات ندارد
۹	فیروز آباد	خاکی	۱۵	۱۵۰۰	—	×	×
۱۰	آق چای	خاکی	۱۱۱/۵	۲۵	۲۲۰	×	×
۱۱	شهرچای	سنگریزه ای	۸۴	۳۴	۲۹۰	×	×
۱۲	چپر آباد	خاکی	۴۴/۵	۵۵	۸	بخشی برداشته شود	×
۱۳	درونگر	خاکی	۵۵	۶۹	۱۹۸۲	×	×
۱۴	تبارک آباد	خاکی	۵۰	۲۸	۷۷۹	×	×
۱۵	ارداک	خاکی	۵۲	۲۰	۲۵۴	×	×
۱۶	گیلانغرب	خاکی	۶۰	۲۱/۵	۱۷۱	×	×
۱۷	گاوشان	سنگریزه ای	۱۱۴	۱۴	۱۷۰	×	×
۱۸	کنگیر	خاکی	۲۸	۱۰	۲۰۰	×	×
۱۹	مروک	خاکی	۶۰	۲۰	۸۵	×	×
۲۰	کلان ملایر	خاکی	۵۰	۱۵	۲۰۰	×	×
۲۱	سلیمان شاه	خاکی	۴۳	۱۵	۱۶۰	×	×
۲۲	بانه	خاکی	۲۰	۲۲	—	×	×
۲۳	طالقان	خاکی	۱۰۱	۶۰	۷۱۶۰	×	×
۲۴	ماملو	خاکی	۸۶	۲۳	۳۶۲	×	×
۲۵	گلایر	خاکی	۸۵	۲۶	۷۰۰	×	×
۲۶	فریم صحرا	خاکی	۳۲/۵	۶۰	۱۰۸	بخشی برداشته میشود	×
۲۷	گلورد	سنگریزه ای	۱۰۱	۱۲	۲۴	×	×
۲۸	صوفی شیخ	خاکی	۳۲	>۲۰۰	۱۲۰۰	بخشی برداشته می شود	×
۲۹	پلرود	خاکی	۱۰۳	۱۹	۴۰۰۰	×	×
			جمع کل:		۲۱۰۶۳	۴	۲۳

جدول شماره ۳ - مشخصات سدهای خاکی و سنگریزه ای



### نتیجه گیری

بطور کلی آبرفت های بیش از ۱۰ متر در ۷ درصد از طرح های سد های خاکی و سنگریزه ای باقی مانده است و در ۹۳ درصد دیگر آبرفت برداشته شده است. تجربه رایج جهانی خلاف شیوه برخورد طراحان در ایران است. چرا در ایران طراحان تمایل به برداشتن آبرفت دارند؟ بنظر می رسد بخشی از دلایل بشرح زیر است:

- کمبود اطلاعات ژئوتکنیک و محدود بودن مطالعات ژئوتکنیک انجام گرفته

- غیردقیق بودن نتایج آزمایش های صحرائی و آزمایشگاهی

- عدم وجود تجربه طولانی طراحی سد در ایران توسط طراحان ایرانی

- استنتاج های محافظه کارانه از پارامترهای طراحی

- ناآشنا بودن طراحان با روش های اصلاح خاک

بطور خلاصه مجموعه عوامل فوق را شاید بتوان در جوان بودن صنعت سد سازی و شکل گیری سیمای طرح ها در این دوران جوانی دانست. با تجربیاتی که در چند سال اخیر بدست آمده است ضرورت بازنگری در طراحی پی های آبرفتی از اولویت خاصی برخوردار است.

### پیشنهاد

با توجه به بار مالی زیاد برداشتن آبرفت و کوتاه تر شدن زمان اجرا، بازنگری در طراحی آبرفت های عمیق پی سدهای خاکی و سنگریزه ای ضروری است. مکانیسم اجرایی این بازنگری در چارچوب مهندسی ارزش پیشنهاد می گردد. در مهندسی ارزش ابتدا لازم است مطالعات ژئوتکنیک گذشته به نقد کشیده شود و مقادیر پارامترهای ژئوتکنیکی برای طراحی مجددا ارزیابی شود. در صورت مشاهده تناقض در اطلاعات، انجام مطالعات محدود ژئوتکنیکی در آبرفت توصیه می شود. در صورت نامناسب بودن آبرفت طبیعی، استفاده از روش های اصلاح خاک در طرح پی باید مدنظر قرار گیرد و از لحاظ مالی با گزینه برداشت آبرفت مقایسه شود.

### سپاسگزاری و قدردانی

بدین وسیله از همکاریهای صمیمانه مدیر کل و کارشناسان دفتر مدیریت منابع آب سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور و نیز سازمانهای آب منطقه ای که اطلاعات پی های آبرفتی را در اختیار قرار دادند تشکر میشود.

### مراجع

- 1- US Army Corps of Engineers. Earth & Rock-Fill Dams, EM 1110-2-2300 , 31 July 1994
- 2- US Army Corps of Engineers, Guidelines on Ground Improvement for Structure & Facilities, ETL 1110 -1-185 , 1 Feb. 1999
- 3- ICOLD, Filling Materials for Watertight Cut off Walls, Bulletin 51 , 1985
- ۴- سیاوش لیتکوهی (تیر ماه ۱۳۷۸)، "روشهای اصلاح پی آبرفتی" مجموعه مقالات کارگاه تخصصی "جنبه های طراحی سدهای خاکی و سنگریزه ای بر روی پی های آبرفتی"، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران

## ” بررسی نتایج تزریقات انجام شده در پرده ابیند سد و نیروگاه کارون ۳ ”

غلامعلی کاشکی<sup>۱</sup>

### چکیده:

در این مقاله سعی شده است ابتدا به اهمیت احداث پرده ابیند در سدها و انواع رایج آنها اشاره شود ، سپس به معرفی زمین شناسی ساختگاه پروژه کارون ۳ و پرده های ابیند موجود در این پروژه پرداخته شود و در نهایت نتایج بدست آمده از عملیات حفاری و تزریق اجرا شده ( تا زمان تهیه مقاله) در پرده های ابیند این پروژه به آگاهی رسانده شود لازم به ذکر است که سعی شده است در بخش هایی از پرده ابیند همانند گالری تزریق تراز ۷۹۵ و ۸۵۰ در ساحل چپ که اطلاعات بیشتری از آنها در اختیار بوده است با جزئیات بیشتری مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار بگیرد.

---

<sup>۱</sup>سرپرست کارگاه ژئوتکنیک پروژه کارون ۳ - شرکت سایبر

**مقدمه :**

هدف از ارائه این مقاله تلاش در جهت معرفی پرده های ایند پروژه کارون ۳ و نتایج بدست آمده تا کنون از عملیات انجام شده جهت معرفی به متخصصین امر می باشد و امیدوارم منجر به ارائه راه کارهای مفید و موثر ایشان در زمینه سازی احجام ، روش های اجرایی و طراحی های موجود شود .

**بخش های اصلی مقاله به شرح زیر ارائه می گردند :****۱- اهمیت احداث پرده تزریق ایند در سدها :**

ایجاد پرده تزریق بخش زیادی از ترمیم و بهسازی پی ها را به خود اختصاص میدهد که هدف از اجرای ان ایجاد حائلی با ابگذری کم و قابل کنترل و اقتصادی در مسیر محور سد و تکیه گاههای ان می باشد. بدین ترتیب که بعد از ابگیری مخزن ، پرده تزریق ایجاد شده همانند یک سپر هیدرولیکی با نفوذ پذیری کم ( حداقل) و عموماً با شیب به طرف بالا دست ( سراب) در برابر جریان اب در زیر بدنه ( پی ) و تکیه گاه های سد عمل می کند و با طولانی نمودن مسیر جریان باعث استهلاک انرژی جریان اب و کاهش قابل ملاحظه نشست خواهد شد . که این خود موجب ایمنی و پایداری سد و ذخیره مطلوب اب در مخزن سد و جلوگیری از فرسایش داخلی مصالح تشکیل دهنده پی خواهد شد. البته معمولاً پرده زهکش مناسب در پائین دست پرده تزریق بمنظور جلوگیری از فشار بالا برنده و فرسایش داخلی پی طراحی می شود .

**۲- انواع پرده تزریق ایند در سدها:****پرده های ایند در سدها معمولاً به دو دسته تقسیم می گردند که عبارتند از :**

**۲-۱- پرده های متصل به قشر های ناتراوا و ایند:** این پرده ها بسته به شرایط زمین شناسی ساختگاه ( پی ) - تکیه گاههای سد) ممکن است در پی و تکیه گاهها به لایه های با نفوذ پذیری کم متصل گردند که این بخش ها ممکن است لایه ای با نفوذ پذیری کم مثل لایه های رسی - سنگ های شیلی ویا ماری و یا یک سطح گسل با نفوذ پذیری کم باشد.

**۲-۲- پرده تزریق معلق :** در صورتی که لیتولوژی ساختگاه سد بنحوی باشد که امکان دسترسی به یک قشر نفوذ ناپذیر در عمق قابل دسترس نباشد، طرح پرده ایند بصورت پرده معلق خواهد بود در این حالت پرده ایند در پی و تکیه گاهها به عمق و ترازوی طراحی و محدود می شود که امکان عبور اب از زیر و اطراف پرده ایند محدود باشد. البته اگر انواع پرده ایند بر اساس شکل هندسی طبقه بندی شود، انواع مختلف پرده ایند قابل طبقه بندی خواهد بود.

**۳- زمین شناسی ساختگاه پروژه کارون ۳ :**

ساختگاه پروژه کارون ۳ بر روی طاقدیس کیف ملک واقع شده و توالی چینه شناسی و لیتولوژیکی سازند های محل پروژه از قدیم به جدید به شرح زیر می باشد :

**۳-۱- سازند پابده :** سازند فوق در محل ساختگاه تحت عنوان واحد 3b شناخته میشود و از نظر لیتولوژی شامل تناوبی از سنگ های نازک لایه تا ضخیم لایه اهک ، شیل و مارن می باشد.

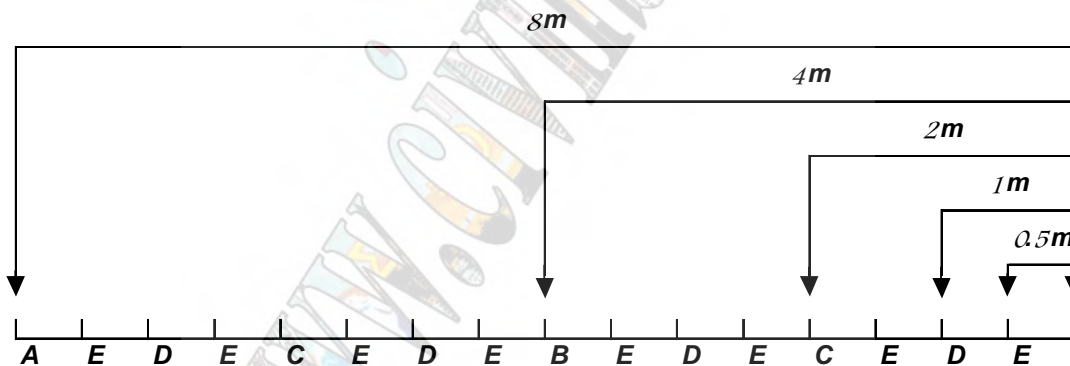
**۳-۲- سازند اسماری :** این سازند عمدتاً شامل لایه های اهکی و اهک های ماری ضخیم تا نازک لایه می باشد و در محل ساختگاه پروژه کارون ۳ تحت عنوان واحد های 4a و 4b شناخته می شوند. ( جدول شماره ۱ )

شرح لیتولوژی	عنوان واحد	تشکیلات زمین شناسی
شرح لیتولوژی		
از لایه های نازک تا ضخیم مارنی همراه با کمی شیل و لایه های آهک مارنی متوسط تا ضخیم لایه و سنگ آهک	b4	آبشاری
از لایه های نازک تا ضخیم مارنی همراه با کمی شیل و لایه های آهک مارنی نازک تا ضخیم لایه و مارن با کمی شیل	4a4	
سنگ آهک ضخیم لایه و سنگ آهک مارنی متوسط لایه تا ضخیم لایه	a3	
سنگ آهک خیلی ضخیم لایه به همراه لایه های مارنی	4a2	
از سنگ آهک ضخیم لایه و سنگ آهک مارنی و مارن متوسط لایه	4a1	
از سنگهای نازک لایه تا ضخیم لایه آهک ، شیل و مارن	3b	پابده

جدول شماره ۱: تشکیلات زمین شناسی ساختمان پروژه سد و نیروگاه کارون ۳

## ۴- معرفی پرده ابیند پروژه کارون ۳:

شکل اجرایی پرده ابیند پروژه کارون ۳ به روش نیمه کردن فاصله بوده بطوریکه ابتدا گمانه های اولیه (سری A) به فاصله ۸ متر از یکدیگر حفاری و تزریق میگردد و سپس بترتیب گمانه های ثانویه (سری B)، ثالثیه (سری C)، رابعیه (سری D) و حتی خامسیه (سری E) اجرا می شوند که در نهایت فاصله نهایی بین گمانه ها به ۵۰ سانتیمتر میرسد (شکل ۱) البته اجرای گمانه های سری D و E بصورت موردی در بخش هایی از پرده ابیند که به معیار کفایت ابیندی یعنی خوردند کمتر از ۵۰ کیلو گرم در متر طول گمانه نرسیده باشد قابل اجرا خواهد بود.



شکل (۱) - آرایش گمانه های سری A و B و C و D و E پرده ابیند پروژه کارون ۳

مهمترین پرده های ابیند طراحی شده در پروژه کارون ۳ به ترتیب اهمیت به شرح زیر می باشد:

- ۱-۴- پرده ابیند سد (پی و تکیه گاه ها): در طراحی این پرده سه پیش فرض زیر به عنوان معیارهای اصلی طراحی پرده ابیند از جمله چگونگی اجرا و تعداد ردیف های پرده فوق منظور شده است.
  - معیار کفایت ابیندی کمتر از ۵۰ کیلوگرم در متر در تزریق پذیری آخرین سری گمانه ها در هر ردیف پرده.
  - ۷۰ متر اول اطراف بدنه سد بصورت سه ردیفه خواهد بود که احتمالاً بدلیل حداکثر فشار هیدرولیکی مخزن در این ناحیه می باشد.
  - بر اساس نظر طراح اگر در بخشی از پرده ردیف اول خوردند برای گمانه های سری A بیشتر از ۶۰۰ کیلوگرم در متر طول گمانه باشد، این بخش از پرده نیز بصورت سه یا چند ردیفه اجرا خواهد شد و اگر خوردند در سری A کمتر از ۶۰۰ کیلوگرم در متر طول گمانه باشد ولی خوردند در گمانه های سری D ردیف اول پرده از ۵۰ کیلوگرم در متر طول گمانه بیشتر باشد ابتدا ردیف دوم و سپس از روی نتایج ردیف دوم، ردیف سوم نیز قابل اجرا خواهد بود.

مجموعه عملیات حفاری پیش بینی شده برای احداث این پرده حدود ۳۵۰۰۰۰ متر حفاری جهت پرده تزریق ایند می باشد. پرده ایند فوق به ترتیب از ترازهای پائین به بالا به شرح زیر قابل اجرا خواهد بود :

- گالری تزریق تراز ۶۲۱ زیر پی سد به میزان ۷۹۰۰۰ متر عملیات حفاری جهت تزریق پرده ایند.
- گالری های تزریق تراز ۶۵۱ پی شامل شاخه راست ، شاخه چپ و پی مرکزی به میزان ۴۸۰۰۰ متر حفاری جهت تزریق پرده ایند.
- گالری های تزریق تراز ۷۱۱ در شاخه های راست و چپ ( تکیه گاهها ) به میزان ۶۲۰۰۰ متر حفاری جهت تزریق پرده ایند .
- گالری های تزریق تراز ۷۹۵ در شاخه های راست و چپ ( تکیه گاهها ) به میزان ۱۱۰۰۰۰ متر حفاری جهت تزریق پرده ایند.
- گالری های تزریق تراز ۸۵۰ در شاخه های راست و چپ ( تکیه گاهها ) به میزان ۵۲۰۰۰ متر حفاری جهت تزریق پرده ایند. مقطع گالری های فوق در نقشه شماره یک آمده است .

**۲-۴- پرده ایند اطراف مجموعه نیروگاه :** مجموع عملیات پیش بینی شده برای احداث این پرده ایند حدود ۱۱۰۰۰۰ متر حفاری جهت تزریق می باشد. این پرده ایند در سه گالری تزریق به شرح زیر اجرا میگردد.

- گالری تزریق تراز ۶۷۱ شرق نیروگاه به میزان ۶۰۰۰۰ متر عملیات حفاری جهت تزریق پرده ایند.
- گالری تزریق تراز ۶۶۰ شمال نیروگاه به میزان ۴۰۰۰۰ متر عملیات حفاری جهت تزریق پرده ایند.
- گالری تزریق تراز ۶۶۰ جنوب نیروگاه به میزان ۱۰۰۰۰ متر عملیات حفاری جهت تزریق پرده ایند.

لازم به ذکر است که این سه گالری تزریق در جهت های شرق ، شمال و جنوب اطراف نیروگاه احداث شده و نیروگاه در جهت غرب به لایه های اهک رس دار ( رس قرمز ) معروف به Red Bed که لایه های کم تراوا هستند محدود می گردد، همچنین گالری های شمال و جنوب نیروگاه از یک طرف به لایه های ماری پایده و از طرف دیگر به لایه های Red Bed محدود میگردد و گالری های شرق نیروگاه در انتها به لایه های ماری پایده و در ابتدای گالری به پرده ایند احداث شده در گالری جنوب نیروگاه متصل میگردد ، بدین ترتیب ایند اطراف مجموعه نیروگاه تکمیل می گردد.

**۳-۴- پرده ایند سد پائین دست :** حجم عملیات حفاری پیش بینی شده برای این پرده ایند حدود ۳۵۰۰ متر حفاری جهت تزریق بوده و پرده فوق به منظور جلوگیری از نشت اب از پائین دست به زیر حوضچه آرامش و جلوگیری از کاهش اثر نیروی بالا برنده ( UP LIFT ) در زیر سازه بتنی حوضچه آرامش می باشد.

## ۵- نتایج تزیقات انجام شده در پرده های ایند پروژه کارون ۳ :

۵-۱ - پرده ایند سد : این عملیات تا کنون ( تا تاریخ تهیه گزارش مهر ماه ۱۳۷۹ ) به شرح زیر انجام پذیرفته است:

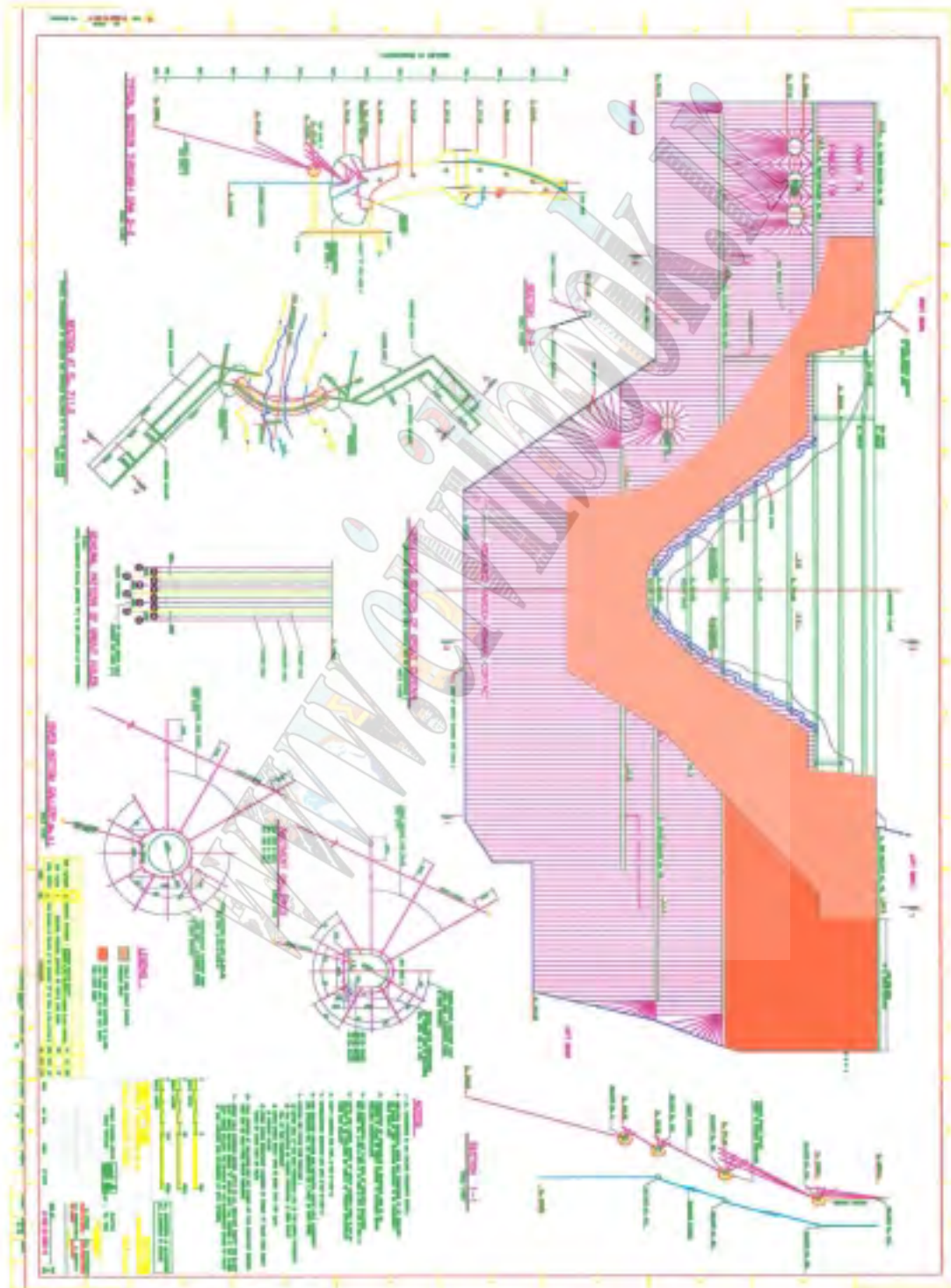
### ۱-۱-۵ - ساحل راست :

**الف - گالری تزریق تراز ۸۵۰ :** کل حفاری انجام شده در ردیف اول پرده ایند ۶۲۸۱ متر و کل سیمان تزریق شده ۱۶۳۰۷۹۰ کیلوگرم می باشد و متوسط جذب دوغاب ( سیمان مصرفی ) در سازنداسماری و پایده این گالری حدود ۲۶۰ کیلوگرم در متر می باشد. لازم به توضیح است که نتایج بدست آمده در مورد خوردن بر اساس سری گمانه ها در نمودارهای شماره ۱،۲،۳ نشان داده شده است نتیجه ای که از مطالعه اطلاعات فوق و زمین شناسی محل اجرا در این بخش از پرده بدست می آید بدین صورت قابل تفسیر می باشد که اولاً" با توجه به کاهش فشار هیدرواستاتیک تراز نرمال مخزن ( پرده در این محل از تراز ۸۵۰ تا تراز ۷۹۰ اجرا می شود و تراز نرمال مخزن ۸۲۴ میباشد ) و ثانیاً" قرار گرفتن سازند ماری-شیلایی پایده از تراز ۸۲۰ در این بخش از پرده و ثالثاً" سیر نزولی خوردن در گمانه های ردیف اول ، امکان کفایت ایند پرده در این بخش با ردیف اول اجرا شده فعلی قابل بررسی بوده و نیاز به ردیف های



بعدی را منتفی می نماید ( لازم به توضیح می باشد مقادیری از سیمان تزریقی از گالری های تراز پائین تر بصورت نشت از دست رفته که در امار مصرفی خورند گمانه ها محاسبه گردیده است )

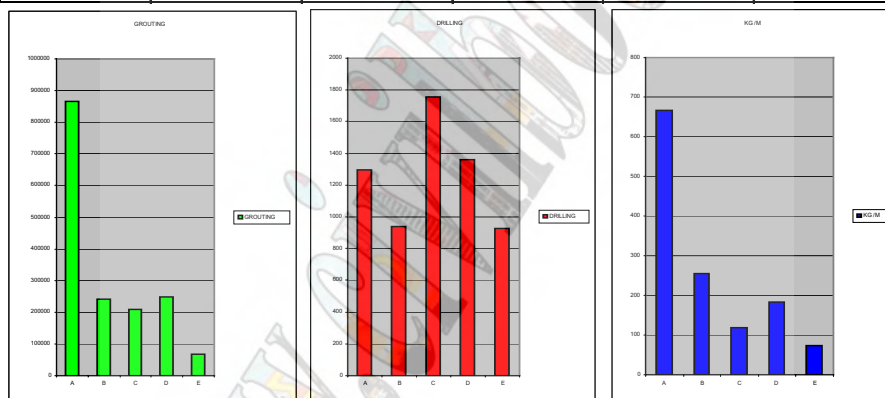
شکل شماره ۱



### مشخصات اجرا در این گالری بشرح زیر بوده است :

- روش تزریق، بصورت متعارف با نصب پکراز پائین به بالا ( بجز در موارد گمشدگی اب در داخل گمانه که تزریق به روش از بالا به پائین انجام شده است ).
- فشار مورد استفاده جهت تزریق در تمامی سری ها و گمانه ها حداکثر ۲۰ بار و بر اساس جدول شماره ۲
- حداکثر عمق گمانه ها ۶۰ متر
- زاویه حفاری گمانه ها ۱۱ درجه از قائم
- ازیموت در بخش ابتدائی گالری N 120 (فاصله نقطه A تا B) و در بخش انتهائی گالری N 135 (فاصله نقطه B تا C)
- مصالح مورد استفاده دوغاب سیمان با اب به نسبت اب : سیمان به ترتیب ۱:۲ ، ۱:۱/۵ ، ۱:۱ ، ۱:۱/۵ و ۲:۱

SERIES	GROUTING	SERIES	DRILLING	SERIES	KG /M
A	864710	A	1296	A	667.214506
B	240840	B	940	B	256.212766
C	208425	C	1755	C	118.760684
D	248705	D	1362	D	182.60279
E	68110	E	928	E	73.3943966



نمودارهای ۱، ۲ و ۳ - نتایج مربوط به تزریقات انجام شده در گالری ۸۵۰ راست

DEPTH	SE . A	SE . B	SE . C&D&E
0-- 5	1.5	1.5	1.5
5-- 10	2.5	3	3.5
10-- 15	4	4.5	5
15-- 20	5	6.5	7
20-- 25	6.5	8	9
25-- 30	8	10	11.5
30-- 35	9	12	14
35-- 40	10.5	14	17
40-- 45	12	16.5	19.5
45-- 50	13	18.5	22.5
> 50	15	20	25

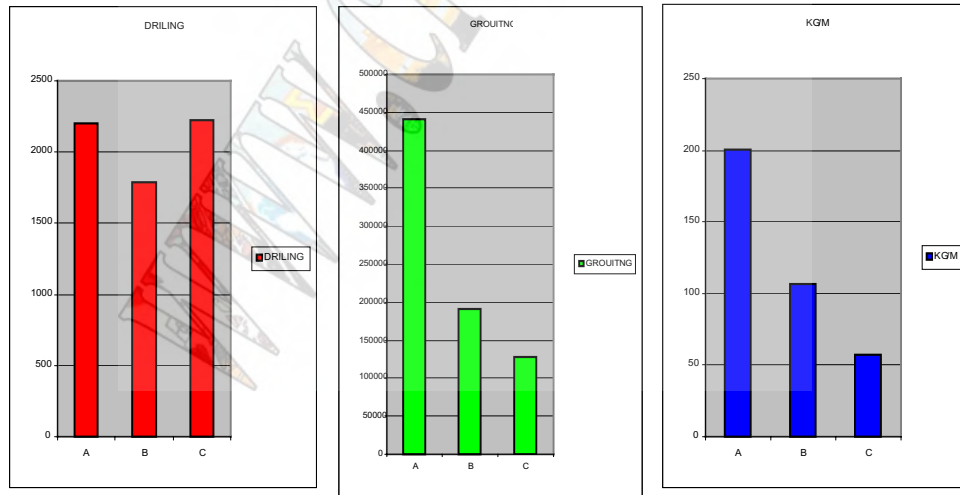
جدول شماره ۲ - فشارهای تزریق مورد استفاده در گالری ۸۵۰ راست

**ب - گالری تزریق تراز ۷۹۵:** کل حفاری انجام شده ۴۸۳۶ متر و سیمان تزریق شده ۵۰۱۸۳۹ کیلوگرم در ردیف اول پرده ایند ایند این گالری می باشد که عملیات فوق در حدود ۹۵٪ مقاطع تزریق شده در سازند مارنی - شیلی پابده اجرا گردیده که دارای متوسط جذب دوغاب ۱۰۴ کیلوگرم در متر طول گمانه می باشد. با توجه به نتایج بدست آمده در نمودارهای شماره ۴، ۵ و ۶ و متوسط جذب دوغاب (سیمان مصرفی بر اساس کیلوگرم در طول متر گمانه) در آخرین سری (سری C) گمانه های اجرا شده، پرده اول در این محل به عدد نزدیک به عدد معیار کفایت ایند می باشد (۵۷ کیلوگرم در متر طول گمانه) بنظر می رسد با اجرای تعدادی گمانه به فواصل حداقل ۶ متر بعنوان پرده دوم از اجرای گمانه های بیشتر در این محل بی نیاز خواهیم بود.

### مشخصات اجرا در این گالری بشرح زیر بوده است:

- روش تزریق، بصورت متعارف با نصب پکراز پائین به بالا (بجز در موارد گمشدگی اب در داخل گمانه که تزریق به روش از بالا به پائین انجام شده است).
- فشار مورد استفاده جهت تزریق در تمامی سری ها و گمانه ها حداکثر ۳۰ بار و بر اساس جدول شماره ۳
- حداکثر عمق گمانه ها ۱۱۵ متر
- زاویه حفاری گمانه ها ۳۰ درجه از قائم
- ازیموت در بخش ابتدائی گالری N 120 (فاصله نقطه A تا B) و در بخش انتهائی گالری N 135 (فاصله نقطه B تا C)
- مصالح مورد استفاده دوغاب سیمان با اب به نسبت اب: سیمان به ترتیب ۲:۱، ۱:۱/۵، ۱:۱، ۱:۱/۵ و ۲:۱

SERIES	DRILING	SERIES	GROUTNG	SERIES	KGM
A	2200	A	441767	A	200803
B	1789	B	191054	B	10679
C	2225	C	127709	C	5739



نمودارهای شماره ۴، ۵ و ۶ - نتایج مربوط به تزریقات انجام شده در گالری ۷۹۵ راست

### ۲-۱-۵- ساحل چپ:

**الف - گالری تزریق تراز ۸۵۰:** مجموع عملیات انجام شده در ردیف اول پرده ایند این گالری ۱۱۵۶۰ متر حفاری و ۵۷۵۰۵۰۰ کیلوگرم سیمان تزریقی در سازند اهک اسماری (4a2-4a3-4a4) که متوسط جذب دوغاب ان ۴۹۸ کیلوگرم در متر

طول گمانه می باشد. در ردیف دوم پرده ایند این گالری ۷۰۸۰ متر حفاری و ۸۶۲۶۹۸ کیلوگرم سیمان تزریق شده است که متوسط جذب دوغاب در این پرده ۱۲۲ کیلوگرم در متر طول گمانه و در ردیف سوم پرده ایند ۴۹۴۲ متر حفاری و ۸۹۰۵۰ کیلوگرم سیمان تزریق شده است که متوسط جذب دوغاب ۱۸ کیلوگرم در متر طول گمانه می باشد.

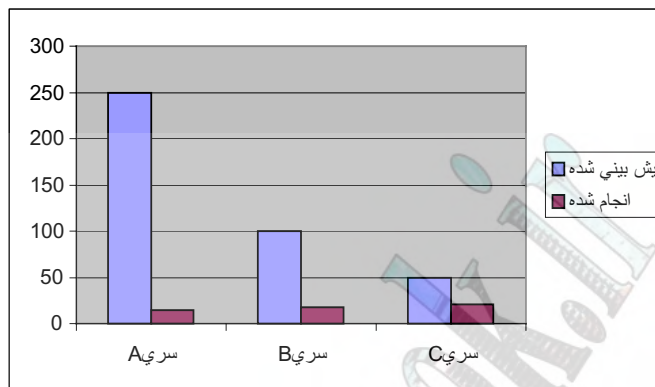
اگر معیار های سه گانه طراحی شده پرده ( اشاره شده در بخش قبل ) را بعنوان معیارهای اصلی سه ردیفه بودن پرده ایند در این بخش از پرده در نظر بگیریم امار و اطلاعات حاصله از تزریق گمانه های ردیف دوم و سوم پرده در گالری ۸۵۰ چپ لزوم تجدید نظر در طراحی سه ردیفه بودن پرده حداقل در این بخش از پرده را بخوبی نشان میدهد.

بر اساس امار و اطلاعات موجود در جداول ۴، ۵، ۶ و نمودارهای ۷ و ۸ متوسط خوردند در گمانه های سری A ردیف دوم پرده در این گالری حدود ۳۲۴ کیلوگرم در متر طول گمانه، گمانه های سری B حدود ۱۳۵ کیلوگرم در متر طول گمانه، گمانه های سری C حدود ۱۰۰ کیلوگرم در متر طول گمانه و گمانه های سری D حدود ۸۵ کیلوگرم در متر طول گمانه بوده است که این میزان خوردند در گمانه های ردیف سوم پرده در سری A حدود ۱۴ کیلوگرم در متر طول گمانه، گمانه های سری B حدود ۱۷ کیلوگرم در متر طول گمانه و سری C حدود ۲۰ کیلوگرم در متر طول گمانه بوده است نتیجه اینکه متوسط خوردند در گمانه های پرده سوم حدود یک سوم معیار پیشنهاد شده برای کفایت ایند ( ۵۰ کیلوگرم در متر طول گمانه ) بوده است و از طرف دیگر خوردند های ارائه شده در گمانه های ردیف سوم پرده عمدتاً غیر واقعی و

0-5	1	2	1	2	0-5	1	2
5-10	3	5	3	6	5-10	3	6
10-15	4	7	4	10	10-15	4	10
15-20	5	8	5	14	15-20	5	14
20-25	6	10	6	16	20-25	6	16
25-30	7	12	8	18	25-30	8	18
30-35	8	13	10	20	30-35	10	20
35-40	9	14	10	22	35-40	10	22
40-45	10	16	10	24	40-45	10	24
45-50	10	18	10	25	45-50	10	25
50-55	10	20	12	30	50-55	12	30
55-60	12	22	12	30	55-60	12	30
60-65	12	24	12	30	60-65	12	30
65-70	12	25	12	30	65-70	12	30
70-75	12	25	12	30	70-75	12	30
75-80	12	25	12	30	75-80	12	30
80-85	15	25	15	30	80-85	15	30
85-90	15	25	15	30	85-90	15	30
90-95	15	25	15	30	90-95	15	30

جدول شماره ۳: فشارهای تست و تزریق گمانه های تزریق آبنده طرح کارون ۳

	پیش بینی شده	انجام شده
سری A	250	14.33
سری B	100	17.1
سری C	50	20.27



#### نمودار شماره ۸ - نفوذ پذیری سیمان در لاین ۳ گالری ۸۵۰ چپ

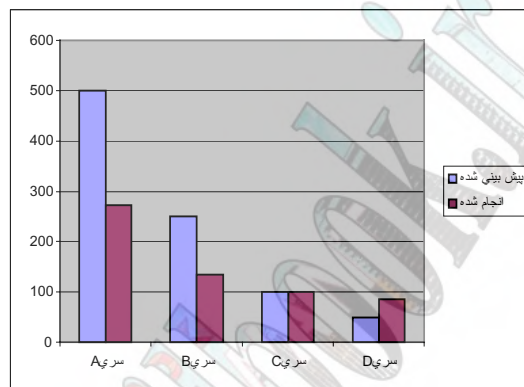
بصورت سیمان هدر رفته در مسیرهای تزریق بوده است. بنابراین با توجه به نتایج و اطلاعات اشاره شده و همچنین تراز اب در این بخش از پرده حداکثر با اجرای تعدادی گمانه اولیه به فواصل حداقل ۱۰ متر در پرده سوم هم ضریب اطمینان ابتدای بالاتر می رفت و هم اینکه بصورت گمانه های کنترل در نظر گرفته شده و لزوم اجرای سایر گمانه های این ردیف از پرده منتفی می شد.

#### مشخصات اجرا در این گالری بشرح زیر بوده است :

- روش تزریق، بصورت متعارف با نصب پکراز پائین به بالا (بجز در موارد گمشدگی اب در داخل گمانه که تزریق به روش از بالا به پائین انجام شده است).
- فشار مورد استفاده جهت تزریق در تمامی سری ها و گمانه های پرده اول و دوم حداکثر ۲۰ بار و در پرده سوم حداکثر ۳۰ بار، بر اساس جدول شماره ۳ می باشد.
- حداکثر عمق گمانه ها ۸۰ متر
- زاویه حفاری گمانه هادر پرده اول ۹ درجه ، در پرده دوم ۴ درجه و در پرده سوم ۶ درجه از قائم
- ازیموت در پرده اول N45، در پرده دوم N180 و در پرده سوم N90
- مصالح مورد استفاده دوغاب سیمان با اب به نسبت اب : سیمان به ترتیب ۱:۲ ، ۱:۱/۵ ، ۱:۱ ، ۱:۱/۵ و ۲:۱



	پیش بینی شده	انجام شده
سری A	500	273.12
سری B	250	135.21
سری C	100	100.4
سری D	50	84.82



نمودار شماره ۲ - نفوذ پذیری سیمان در ردیف دوم گالری ۸۵۰ چپ

$$\text{AVERAGE LINE ONE} = 121.85 \text{ (KG / M)}$$

جدول شماره ۴ - حفاری و تزریق لاین دوم گالری ۸۵۰ چپ

SERIEES	DRILLING	GROUTING	AVERAGE
A	1202	17236 .5	14 .33
B	1265	21637	17 .1
C	2475	50177	20 .27
TOTAL	4942	89050	

$$\text{AVERAGE LINE ONE} = 18.01 \text{ (KG / M)}$$

جدول شماره ۵ - حفاری و تزریق لاین ۳ گالری ۸۵۰ چپ

**ب- گالری تزریق تراز ۷۹۵:** مجموع عملیات انجام شده در ردیف اول پرده ابیند شامل ۲۵۴۴۵ متر حفاری و ۳۵۷۰۰۳ کیلوگرم سیمان تزریق شده می باشد، لایه های موجود در این گالری که عملیات حفاری و تزریق در آنها انجام می شود واحد های 4a2 و 4a3 سازند اسماری می باشند. متوسط جذب دوغاب در این پرده ابیند ۱۴۸ کیلوگرم در متر و ردیف دوم پرده ابیند شامل ۱۴۵۱۵ متر حفاری و ۱۰۳۶۵۷۶ کیلوگرم سیمان مصرفی ( تزریق شده ) بوده که دارای متوسط جذب دوغاب ۷۲ کیلوگرم در متر طول گمانه می باشد.

مطالعه نتایج تزریق در گمانه های ردیف اول پرده در این بخش نشانگر سیر نزولی خوردند از گمانه های سری A (متوسط خوردند ۴۰۴ کیلوگرم در متر طول گمانه)، سری B (متوسط خوردند ۲۷۰ کیلوگرم در متر طول گمانه)، سری C (متوسط خوردند ۱۲۹ کیلوگرم در متر طول گمانه)، سری D (متوسط خوردند ۶۵ کیلوگرم در متر طول گمانه) و سری E (متوسط خوردند ۴۰ کیلوگرم در متر طول گمانه) می باشند. جدول شماره ۷ و نمودار شماره ۹ و همچنین مطالعه نتایج تزریق در ۲۵ گمانه سری A ردیف دوم پرده واقع در این گالری متوسط خوردند ۷۵ کیلوگرم در متر طول گمانه و متوسط خوردند در ۲۳ گمانه اجرا شده سری B حدود ۸۵ کیلوگرم در متر طول گمانه و متوسط خوردند در گمانه های سری C حدود ۷۵ کیلوگرم در متر طول گمانه و گمانه های اجرا شده سری D متوسط خوردند حدود ۶۵ کیلوگرم در متر طول گمانه را نشان می دهد که دلایل عمده این مساله ( نزد یکی میزان خوردند های گمانه های سری A، B، C و D) مربوط به تغییر زاویه و ازیموت گمانه ها و احتمال خروج مسیر حفاری از مسیر پرده ابیند بخصوص در آخرین مقاطع حفاری که طبق گزارشات موجود عمده نفوذ پذیری ها از عمق ۸۰ تا ۱۰۰ متری گمانه ها بوده است. نتایج فوق در جدول شماره ۸ آمده است.

LINE	DRILLING	GROUTING	AVERAGE LINE
2	7080	862698	121.85
3	4942	89050.5	18.01
TOTAL	12022	951748.5	79.16

**جدول شماره ۶ - میانگین خوردند لاین های ۲ و ۳ گالری ۸۵۰ چپ**

بررسی نتایج تزریق در گمانه های اجرا شده در دو ردیف پرده در این بخش نشان می دهد که پرده ابیند در ردیف اول با اجرای گمانه های سری E که از لحاظ امتداد و زاویه حفاری مشابه با سایر سری های گمانه های این ردیف بوده است با خوردند متوسط ۴۰ کیلوگرم در متر طول گمانه از معیار پیشنهادی کفایت ابندی کمتر بوده و بنظر با اصلاح روش های اجرایی از قبیل تجدید نظر در فشارهای تزریق و ارائه امتداد و زاویه مناسب برای حفاری گمانه ها ( با توجه به سیستم ناپیوستگی های اصلی موجود در این بخش از پرده ) میتوانستیم به معیار کفایت ابندی در همان ردیف اول و یا حداکثر با اجرای سری اول و دوم در پرده دوم به ابندی مورد نظر و قابل قبول دست یافت.

مشخصات ناپیوستگی های اصلی و موثر در تزریق پذیری قبل از پوشش بتنی در این گالری انجام گردید که مهمترین خصوصیات این ناپیوستگی ها در جدول شماره ۹ و ۱۰ و شکل شماره ۲ بصورت بلوک دیاگرام و شکل شماره ۳ بصورت نمودار استریوت نشان داده شده است. همچنین تصاویر ۱ تا ۶ موقعیت تعدادی از ناپیوستگی ها و حالت پرشدگی آنها بوسیله دوغاب تزریق از گالری تزریق تراز ۸۵۰ را نشان میدهد.

### مشخصات اجرا در این گالری بشو زبر بوده است :

- روش تزریق، بصورت متعارف با نصب پکراز پائین به بالا ( بجز در موارد گمشدگی اب در داخل گمانه که تزریق به روش از بالا به پائین انجام شده است ).
- فشار مورد استفاده جهت تزریق در تمامی سری ها و گمانه ها حداکثر ۳۰ بار و براساس جدول شماره ۳ می باشد
- حداکثر عمق گمانه ها ۱۱۵ متر
- زاویه حفاری گمانه هادر پرده اول ۲۳ درجه ، در پرده دوم ۲۸ درجه و در پرده سوم ۲۹ درجه از قائم
- ازیموت در پرده اول N45 ، در پرده دوم N135 و در پرده سوم N75
- مصالح مورد استفاده دوغاب سیمان با اب به نسبت اب : سیمان به ترتیب ۱:۲ ، ۱:۱/۵ ، ۱:۱ ، ۱:۱/۵ و ۲:۱

SERIES	DRILLING	GROUTING	AVERAGE
A	33053	1336096	40423
B	3135	649562	2072
C	6270	813990	12982
D	10630	687699	647
E	2115	83656	3955
TOTAL	24453	3571003	

AVERAGE LINE ONE 40285 (KG/M)

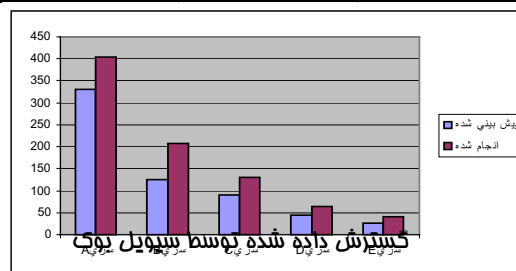
### جدول شماره ۷ - نتایج حفاری و تزریق لاین ۱ گالری ۷۹۵ چپ

SERIES	DRILLING	GROUTING	AVERAGE
A	2107	153075	7265
B	2029	171360	8445
C	4035	305837	7579
D	6344	406304	6404
E	0	0	0
TOTAL	14515	1036576	

AVERAGE LINE ONE 71414 (KG/M)

### جدول شماره ۸ - نتایج حفاری و تزریق لاین ۲ گالری ۷۹۵ چپ

	پیش بینی شده	انجام شده
سری A	330	404.23
سری B	125	207.2
سری C	90	129.82
سری D	45	64.7
سری E	25	39.55



NO	JOINT SYSTEM OTHER PARAMETERS	STRICK	DIP (DEGREE)	DIP DIRECTION	REMARKS
1	BEDDING	N 140E	80	N 230(SW)	NORMALLY BEDDING SURFACE FILLING BY GROUT IS COMPLETE
2	J4A (MAJOR JOINT SET)	N 57E	75	N 327E(NW)	FILLING BY GROUTS NOT COMPLETE
3	J4B (MAJOR JOINT SET)	N 67E	80	N 157E(SE)	FILLING BY GROUTS NOT COMPLETE
4	GROUT CURTAIN AXIS	N 135E	67(65)	N45EIN23E	WITH TWO DRILLING DIRECTION
	ACTUAL DRILLING DIRECTION	N 45E	67(23)	N E	23FROM VERTICAL(INCLINATION)
	MODIFICATION DRILLING DIRECTION	N 23E	65( 65)	N E	INCLINATION25FROM VERTICAL

TABLE 9- GENERAL SPECIFICATION OF JOINTS SET OTHER PARAMETERS AT EL295 LEFT BANK GROUT CURTAIN

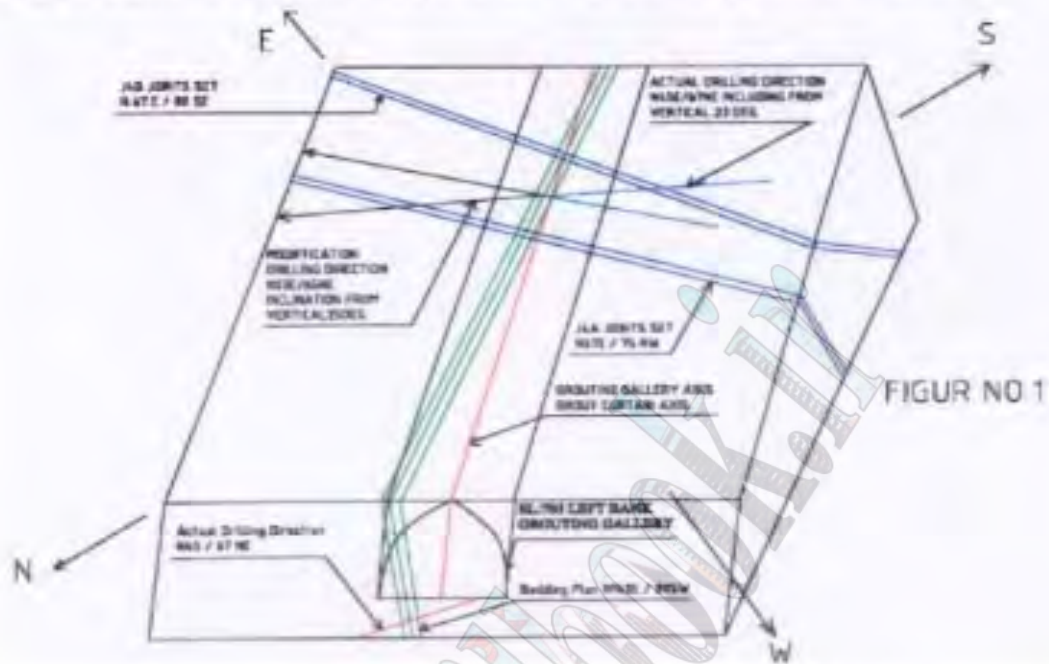
NO	JOINT SYSTEM	STRICK	DIP (DEGREE)	DIP DIRECTION	REMARK (DESCRIPTION)
1	BEEDING	N13E	85	N22E	DOWN STREAM WALKM 0+42
2	BEEDING	N14E	80	N23E	UP STREAM WALKM 0+117 BEEDING SURFACE DRILLING BY GROUT
3	J4A SET	N40E	67	N31E	UP STREAM WALKM 0+65 OPENNING ABOUT 70CM
4	J4A SET	N50E	75	N23E	DOWN STREAM WALKM 0+87 OPENNING ABOUT 7CM
5	J4A SET	N1E	75	N31E	DOWN STREAM WALL OPENNING 20 TO 50 CM... CRASHED ZONE
6	J4A SET	N7E	86	N34E	DOWN STREAM WALKM 0+156 CRASHED ZONE ABOUT TO 5 CM WIDTH
7	J4A SET	N7E	71	N34E	DOWN STREAM WALKM 0+162 OPENNING 2 TO 5 CM
8	J4B SET	N 60E	83	N 150E	UP STREAMDOWN STREAM WALKM 0+126 CRASHED ZONE ABOUT 7M - OPENNING 40 TO 60 CM
9	J4B SET	N 90E	88	N 180E	UP STREAM WALKM 0+137 OPENNING 20 TO 30 CM
10	J4B SET	N 50E	68	N 140E	DOWN STREAM WALKM 0+177 FILLING BY GROUT ABOUT 30 CM - CRASHED ZONE
11	GOUCUR AXIS	N 135E	67(23)	N E	ACTUAL FROUT CURTAIN
12	DRILLING DIRECTION	N 45E	67(23)	N E	INCLINATION 23, FROM VERTICAL

TABLE NO10- SOACIFICATION OF JOINTS SET AT EL295 LEFT BANK GROUTING GALLERY

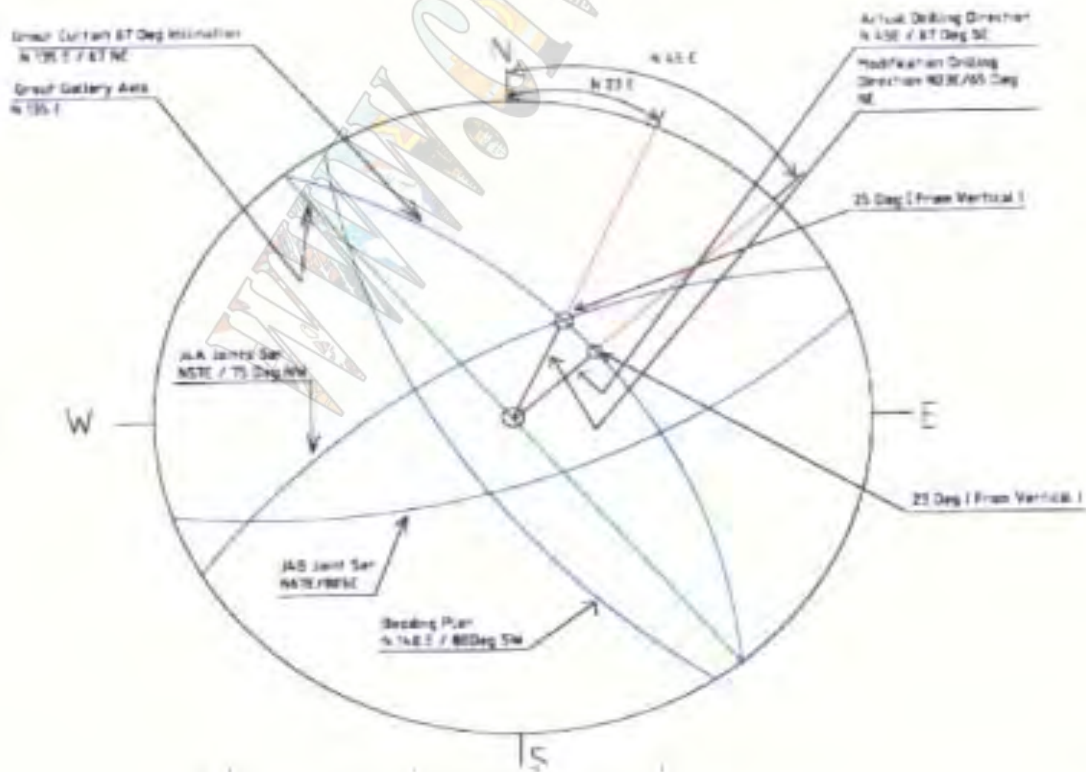
## ۲- ۵ - پرده ابیند اطراف نیروگاه :

**الف - گالری تزریق تراز ۶۶۰ شمال نیروگاه :** مجموع عملیات حفاری انجام شده ۳۷۳۶۹ متر و کل سیمان تزریق شده ۵۹۹۶۸۴ کیلوگرم می باشد، متوسط جذب دوغاب حدود ۱۶۰ کیلوگرم در متر طول گمانه می باشد که بخش عملیات انجام شده در سازند اهک اسماری ( بخش 4a1 و 4a2) که حدود ۸۰ درصد عملیات انجام شده می باشد و حدود ۲۰ درصد باقیمانده عملیات در سازند مارنی - شیلی پابده و اهک رسی ( RED BED ) اسماری انجام شده است.

BLOCK DIAGRAM (3D) FROM BEDDING/JOINTS SET/DIRECTION DRILLING/ GROUT CURTAIN AXIS AT EL. 795 LEFT BANK GROUTING GALLERY



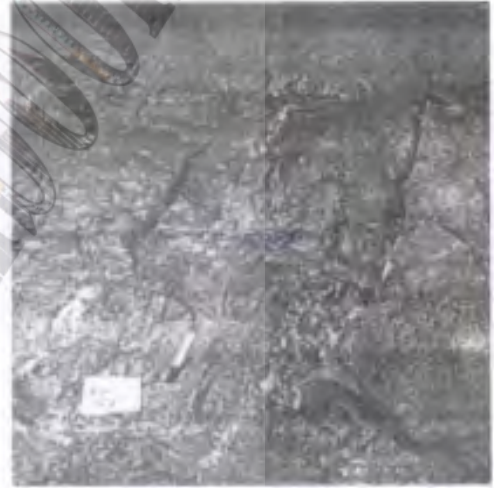
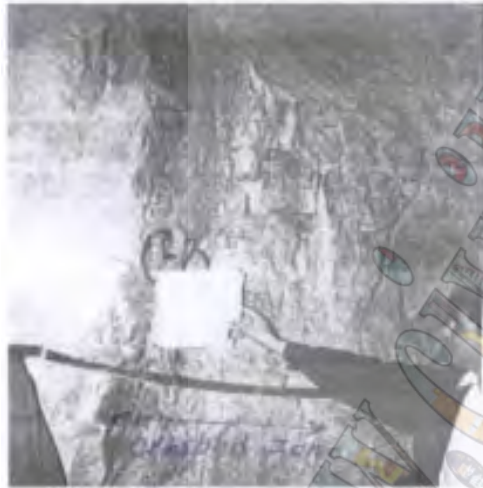
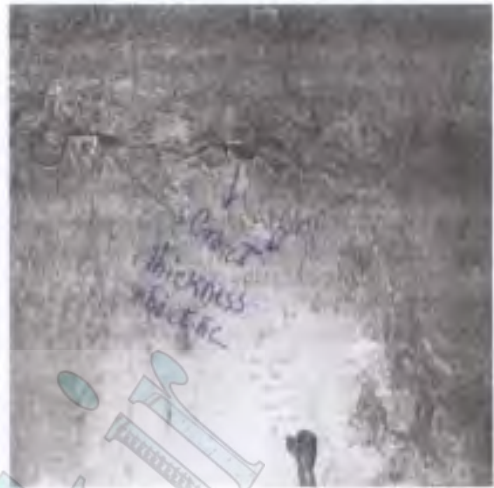
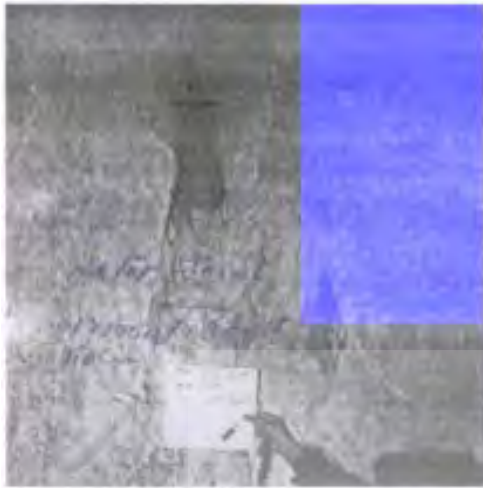
شکل شماره ۲ - بلوک دیاگرام تابیوستگی های گالری ۷۹۵ چپ



گسترش داده شده توسط سیویل بوک

شکل شماره ۳ - نمودار استریونت تابیوستگی های گالری ۷۹۵ چپ





گسترش داده شده توسط سیویل بوک

در بررسی نتایج نمودارهای ۱۰، ۱۱ و ۱۲ نشان می‌دهد که در گمانه های سری D بمعیار مورد نظر رسیده و اجرای گمانه های مازاد ( سری E) منتفی بوده است.

### مشخصات اجرا در این گالری به شرح زیر می باشد:

- استفاده از روش جین (دوغاب تک غلظتی) بر اساس جدول شماره ۱۱
- فشارهای تزریق بر اساس جدول شماره ۱۲
- نسبت دوغاب های تزریقی بر اساس جدول شماره ۱۳
- ارایش چالها با فاصله گذاری بین گمانه ها بر اساس شکل شماره ۴
- زاویه حفاری گمانه ها ۲۰ درجه از قائم

عمق (متر)	مقدار عدد جین (بار در لیتر بر متر)	ماکزیمم خورند (کیلوگرم سیمان در متر)
0 - 5	500	800
5 - 10	1500	1000
> 10	2500	1500

جدول شماره ۱۱ - روش جین (دوغاب تک غلظتی)

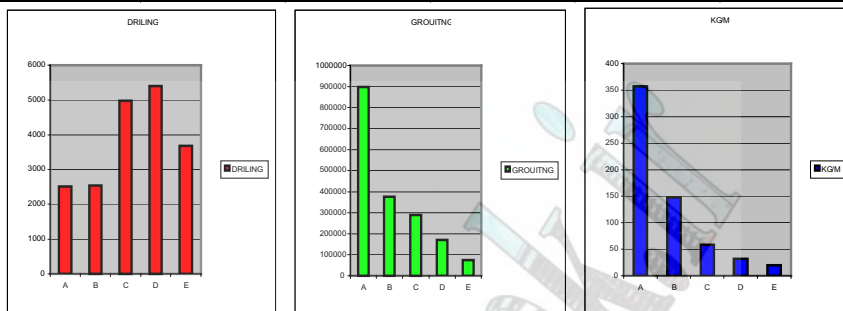
W/C	KG Cement / Lit
0.5	1.22
0.6	1.09
0.65	1.03

جدول شماره ۱۳ - نسبت های تزریقی دوغاب در گالری ۶۶۰ شمال نیروگاه

فشار (بار)	عمق (متر)	فشار (بار)	عمق (متر)
15	25_30	1.5	0_5
18	30_35	3.5	5_10
21	35_40	6	10_15
25	> 40	9	15_20
		12	20_25

جدول شماره ۱۲ - فشارهای تزریق در گالری ۶۶۰ شمال نیروگاه

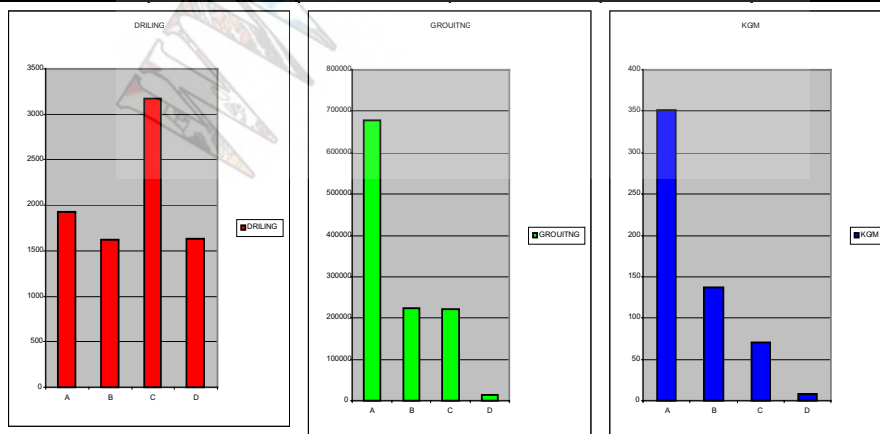
SERIES	DRILING	SERIES	GROUTNG	SERIES	KG/M
A	2517	A	8990724	A	357.2
B	2542	B	3757076	B	147.8
C	4986	C	2886894	C	57.9
D	5405	D	170798	D	31.6
E	3688	E	73760	E	20



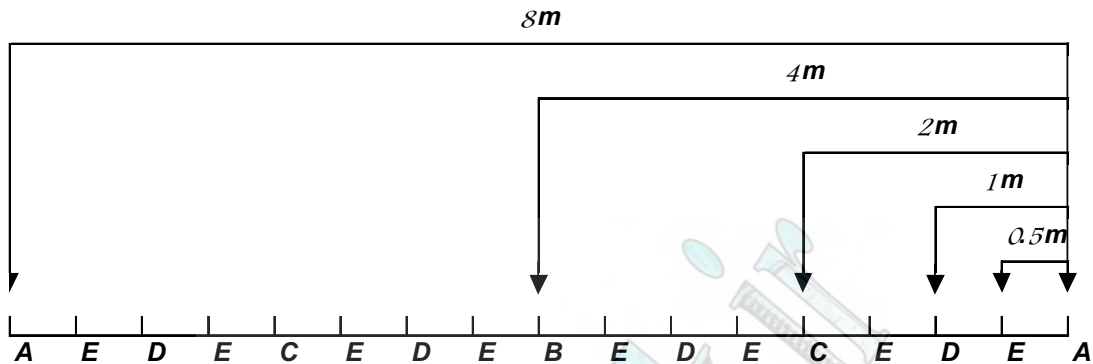
نمودارهای شماره 10، 11 و 12 نتایج مربوط به تزریقات گالری 660 شمال نیروگاه

- آزمایش حفاری گمانه ها تقریباً N50 ( موازی محور گالری )

SERIES	DRILING	SERIES	GROUTNG	SERIES	KG/M
A	1930	A	6777002	A	351.14
B	1625	B	2228525	B	137.14
C	3170	C	221900	C	70
D	1635	D	12753	D	7.8



نمودارهای شماره ۱۳، ۱۴ و ۱۵ - نتایج تزریقات گالری ۶۶۰ جنوب نیروگاه



ب- گالری تزریق ۶۶۰ جنوب نیروگاه: مجموع عملیات حفاری انجام شده ۱۲۳۲۳ متر و کل سیمان تزریق شده ۱۴۴۵۷۱۳ کیلوگرم می باشد، متوسط جذب دوغاب در این گالری ۱۱۷ کیلوگرم در متر طول گمانه است که در سه بخش اهک های اسماری (4a1 و 4a2) که ۷۰ درصد عملیات را شامل می شود و باقیمانده عملیات انجام شده حدود ۳۰ درصد در سازند مارنی - شیلی پابده و اهک های رسی (Red Bed) اسماری انجام شده است. بررسی نتایج نمودار شماره های ۱۳، ۱۴ و ۱۵ که امارها و اطلاعات مربوط به بخش اسماری این گالری را نشان میدهد بیانگر این نکته می باشد که کفایت ابندی در گمانه های سری C حاصل شده و نیازی به اجرای گمانه های سری D با حجم اجرا شده نبوده است.

#### مشخصات اجرا در این گالری بشرح زیر بوده است:

- روش تزریق، بصورت متعارف با نصب پکراز پائین به بالا (بجز در موارد گمشدگی اب در داخل گمانه که تزریق به روش از بالا به پائین انجام شده است).
- فشار مورد استفاده جهت تزریق در تمامی سری ها و گمانه ها حداکثر ۲۵ بار و براساس جدول شماره ۱۳ می باشد.
- حداکثر عمق گمانه ها ۷۵ متر
- زاویه حفاری گمانه هادراین پرده ۲۰ درجه از قائم می باشد
- ازیموت در این پرده N88 (تقریباً موازی با محور گالری).
- مصالح مورد استفاده دوغاب سیمان با اب به نسبت اب: سیمان به ترتیب ۱:۲، ۱:۱/۵، ۱:۱، ۱:۱/۵ و ۲:۱

ج - گالری تزریق تراز ۶۷۱ شرق نیروگاه: جمع کل حفاری انجام شده تا تاریخ تهیه گزارش (مهر ماه ۱۳۷۹) ۱۲۹۵۷ متر و سیمان تزریق شده ۱۸۰۴۶۹۵ کیلوگرم می باشد که حدود ۶۰ درصد عملیات فوق در اهک اسماری و حدود ۴۰ درصد در سازند پابده انجام شده و در مجموع متوسط جذب دوغاب ۱۳۹ کیلوگرم در متر طول گمانه می باشد.

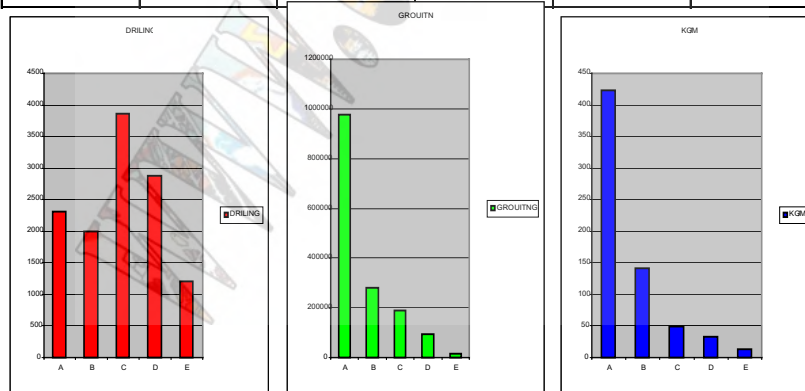
نتایج بدست آمده از تزریق در گمانه های مختلف در این گالری در نمودارهای ۱۶، ۱۷ و ۱۸ نشان داده شده است نتایج فوق حاکی از این است که با اجرای گمانه های سری C در این پرده به معیار کفایت ابندی دست یافته و اجرای گمانه های سری D و E با حجم اجرا شده فعلی مورد نیاز نبوده است.

#### مشخصات اجرا در این گالری بشرح زیر بوده است:

- روش تزریق، بصورت متعارف با نصب پکراز پائین به بالا ( بجز در موارد گمشدگی اب در داخل گمانه که تزریق به روش از بالا به پائین انجام شده است ).
- فشار مورد استفاده جهت تزریق در تمامی سری ها و گمانه ها حداکثر ۳۰ بار و براساس جدول شماره ۳
- حداکثر عمق گمانه ها ۱۰۰ متر
- زاویه حفاری گمانه هادراین پرده ۲۰ درجه از قائم می باشد.
- ازیموت در این پرده N358 ( تقریباً موازی با محور گالری )
- مصالح مورد استفاده دوغاب سیمان با اب به نسبت اب : سیمان به ترتیب ۱:۲ ، ۱:۱/۵ ، ۱:۱ ، ۱:۱/۵ و ۲:۱

۳-۵- پرده اببند سد پائین دست ( T . P . D ) : تا تاریخ تهیه گزارش ( مهر ماه ۱۳۷۹ ) هنوز هیچگونه عملیات حفاری و تزریق در این پرده انجام نشده است .

SERIES	DRILING	SERIES	GROUTNG	SERIES	KGM
A	2312	A	977068	A	4226
B	1995	B	281818	B	14126
C	3861	C	188165	C	4873
D	2870	D	95653	D	3332
E	1206	E	13344	E	1355



نمودارهای شماره ۱۶، ۱۷ و ۱۸ - نتایج تزریقات در گالری ۶۷۱ شرق نیروگاه



نتیجه گیری :

- با توجه به اطلاعات ارائه شده ، اینجانب دو سؤال به شرح زیر مطرح مینمایم :
- ۱- معیار و فاکتورهای موثر در طراحی پرده ابند چندردیفه در سد کارون ۳ چیست ؟
  - ۲- معیار کفایت عمق پرده ابند ( در پی و تکیه گاه ها ) با توجه به سازند ها و شرایط زمین شناسی ساختگاه سد کارون ۳ چیست ؟

زیرا در صورت روشن و شفاف بودن جواب سئوالات فوق بهتر میتوان نسبت به تجزیه و تحلیل اطلاعات و نتایج بدست آمده حین پشیرفت عملیات اجرایی تزریقات پرده ابند پروژه کارون ۳ نتیجه گیری کرد.

# ملاحظات برپرده آب بند سد مسجد سلیمان از طراحی تا اجرا

زهرا شاهرخی<sup>۱</sup>

## چکیده:

انجام عملیات تزریق موفق و آب بند نمودن پی و تکیه گاه ها در طرح های سد سازی از اساسی ترین و پرهزینه ترین بخش های عملیات اجرایی است. برنامه مطالعاتی جهت دریافت شرایط آبگذری، اجرای آزمایش های تزریق آزمایشی، تغییر شکل پذیری، تنش های برجا و آب شکافت (Hydraulic Fracturing) می تواند در دستیابی به معیارهای طراحی مناسب موثر باشد. با توجه به اینکه طراحی و اجرای عملیات تزریق هنوز نمی تواند از یک تئوری عمومی تبعیت نماید بصورت آزمایش آزمون و خطا برای شرایط خاص، طراحی میگردد و هر مطالعه موردی می تواند به قانونمند شدن نهایی و دست یابی به تئوری عمومی کمک نماید. این نوشتار بر آن است که با نگاهی گذرا روند شکل گیری پرده آب بند سد مسجد سلیمان را، از طراحی تا اجرا، مرور و معرفی نماید.

## کلمات کلیدی:

خوردن تزریق، WPT، کنترل کیفیت، روش صعودی، روش نزولی، ارزش لوژن، فشار تزریق، بنتونیت، غلظت، مخلوط تزریق

---

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد زمین شناسی مهندسی - شرکت خدمات مهندسی برق (مشانیر) و عضو کمیته ملی سدهای بزرگ ایران

## مقدمه

سد و نیروگاه مسجد سلیمان، با هدف تامین انرژی برق در حال حاضر در مراحل نهایی عملیات اجرایی قرار دارد. این سد، در استان خوزستان و بر روی رودخانه کارون در ۲۵ کیلومتری پایین دست سد شهید عباسپور و در نزدیکی دهکده گذارلندر ساخته شده است. سد از نوع سنگریزه ای با هسته رسی قائم است. ارتفاع سد ۱۶۴ متر و طول تاج آن ۴۹۰ متر، پهنای تاج ۹-۶ متر و پی آن حداقل ۷۰۰ متر گسترش دارد. این سد در زون ساختمانی زاگرس مرتفع قرار گرفته است. رودخانه در محل محور سد با امتداد تقریبی شرقی - غربی در تراز ۲۲۵-۲۱۸ متر از سطح دریا جریان دارد. نیروگاه وابسته به آن از نوع زیر زمینی با ۵۰ متر ارتفاع، ۳۰ متر عرض و ۱۵۴ متر طول در عمق تقریبی ۳۰۰ متری از سطح زمین قرار دارد و در مرحله توسعه طول مغار آن به ۳۰۰ متر می رسد و ظرفیت تولید سالانه ۲۰۰۰ مگاوات انرژی را در مرحله توسعه خواهد داشت.

پرده آب بند سد مسجد سلیمان در محدوده پی و تکیه گاه ها، بخشی از سطح زمین اجرا شده است و بخش دیگر از داخل گالری های تزریق به سمت پایین به اجرا در آمده است. دو پرده تزریق بادبزی نیز در بخش های انتهایی تکیه گاه ها اجرا شده است. عملیات طراحی و اجرا در سه بخش قابل بررسی است.

الف) طراحی اولیه در مرحله تهیه اسناد مناقصه

ب) تکمیل طراحی، در مرحله طراحی تفصیلی و بهینه نمودن آن

ج) اجرای عملیات تزریق و بهینه نمودن طرح در حین اجرا

## طراحی اولیه

این طراحی در مرحله مطالعات با توجه به شرایط زمین ساختاری و نتایج آزمایش های آنگذری فشار آب (W.P.T)، تنش برجا، دیلاتومتری و آب شکافت تدوین گردید.

### ۱-۱- شرایط زمین ساختاری در محدوده پی و تکیه گاه ها

ساختمان سد در دامنه یال جنوبی یک ساختمان ناودیسی قرار گرفته است. در محدوده پی و تکیه گاه ها سازند بختیاری برونزد دارد. این سازند بطور دگر شیب بر روی سازند آجاجاری قرار گرفته است. سد تنها در دورترین بخش پاشنه بر روی سازند آجاجاری قرار می گیرد.

#### ۱-۱-۱- سازند آجاجاری

تناوبی از رس سنگ، لای سنگ و ماسه سنگ است که در بدنه آنها ژئیس بصورت پراکنده وجود دارد. گاهی لایه های ژئیس به ضخامت تا چند متر در مجموعه قابل پیگیری است. خروجی تونل های انحراف آب، حوضچه آرامش و خروجی و بخشی از تونل های آبر پایین دست در این سازند قرار می گیرند. این سازند از نظر شرایط آنگذری نفوذ ناپذیر است. دو دسته درزه تکنونیکي همراه با سطوح لایه بندی، ناپیوستگی های موجود در آن را تشکیل می دهد. شیب لایه بندی آن به سمت بالادست سد است و گاهی به  $55^\circ$  نیز می رسد. امتداد تقریبی آن شرقی - غربی است.

#### ۱-۱-۲- سازند بختیاری

این سازند تناوبی از سنگ های درشت دانه و ریز دانه است که شامل انواع کنگلومرا، ماسه سنگ، لای سنگ و رس سنگ می شود. ویژگی بازر کنگلومرا، وجود خمیره و سیمان آهکی فراوان آن است و دانه های چرت نیز قابل رویت در آن هستند.

ماسه سنگ ها غالباً ریز دانه اند. دو نوع لای سنگ در این ترادف وجود دارد که در طراحی پرده تزریق نقش اساسی را ایفا می نمایند:

- ۱- میان لایه های لای سنگ در بین کنگلومراها و ماسه سنگ ها که دارای سیمان آهکی هستند.
- ۲- لای سنگ / رس سنگ ضخیم لایه که ضخامت آن به ۴۰ متر می رسد که دارای رنگ قهوه ای قرمز هستند و ورقه های میکا در آنها قابل مشاهده است.

این سازند در ساختگاه سد به ۱۷ واحد سنگی محلی تقسیم می گردد. این تقسیم بندی با هدف آسان نمودن شناخت جزئیات توده سنگ در محدوده ساختگاه سد و نیروگاه انجام گرفته و از پایین به بالا به حروف لاتین (I, II, III, IV, V, VI, VII, VIII) نامگذاری شده اند. براین اساس از اعماق پی تا تراز تاج سد که ۳۸۲ متر بالاتر از سطح دریا قرار دارد واحدهای I, II, III, IV, V, VI, VII, و VIII سازند بختیاری گسترش دارند. شکل شماره (۱) مقطع طولی از محور سد است که مورفولوژی دره، شرایط زمین شناسی و ژئومکانیکی آن را معرفی می نماید. شکل شماره (۲) مرتفع ترین مقطع عرضی سد را نمایش می دهد.

در جریان عملیات اکتشافی ضخامت این واحدها، نفوذپذیری، فرسایش پذیری آنها مورد بررسی قرار گرفته است واحد IV تا واحد VIII سازند بختیاری در پی و تکیه گاه ها گسترش داشته و بدین خاطر در زیر مورد بررسی قرار میگیرند:

#### واحد IV

رس سنگ / لای سنگ ضخیم لایه به رنگ قرمز قهوه ای به ضخامت ۷۳/۵ - ۴۹/۵ متر در بخش میانی این واحد ۱۳ متر کنگلومرا / ماسه سنگ بصورت میان لایه وجود دارد که بطور گوه مانند در محدوده محور ناپدید شده و جای آن را ماسه سنگ پر می کند. در این میان لایه ماسه سنگی سفره آب تحت فشار در حین عملیات اکتشافی و اجرای پی سد باز شناخته شده است.

#### واحد V

این واحد با کنگلومرا آغاز می گردد و بصورت سه دوره رسوبگذاری کنگلومرا، ماسه سنگ که دارای میان لایه هایی از لای سنگ و رس سنگ هستند گسترش یافته است. ضخامت آن ۵۱/۵ - ۳۰ متر بدست آمده است. در بیرون زدگی های سطحی این واحد در سطح تماس سنگ های ریز دانه و درشت دانه بعلت آب شستگی، فرسایش یافته است. در تراز ۳۳۵ متری از سطح دریا در حین اجرای گالری اکتشاف در این لایه سفره آب تحت فشاری شناخته شده است که حداقل ۶ بار فشار در آن اندازه گیری شده است.

#### واحد VI

قابل مقایسه با واحد IV است. ضخامت آن ۴۲-۲۲ است و شامل رس سنگ / لای سنگ است که بطور میان لایه حاوی لای سنگ ماسه دار می شود و گاهی به لایه هایی از کنگلومرا و ماسه سنگ تبدیل می گردد.

#### واحدهای VII و VIII

این دو واحد شامل کنگلومرا و ماسه سنگ توده ای هستند که به وسیله ۹-۶ متر لای سنگ / رس سنگ از یکدیگر تفکیک می شوند. هرکدام از این دو واحد بیش از ۳۲ تا ۲۵ متر ضخامت دارند.

#### روباره

ضخامت روباره در محدوده پی ۲۰-۵ متر مشخص شده است. شکل شماره (۱) در پیوست (۱) شرایط زمین شناسی و آبگذری محور سد را نمایش می دهد.

بر مبنای گمانه های حفاری شده و بررسی های شرایط زمین شناسی سطحی نقشه توپوگرافی خط سنگ Rock Line Contour تهیه گردید و براساس آن خط حفاری در محدوده پی (هسته و پوسته) مشخص شد.

لازم به ذکر است که علاوه بر ویژگی سنگ شناسی واحدهای سازند بختیاری ویژگی ساختاری آنها نیز که سازنده ویژگی غیر تجمعی آنهاست، نیز مورد بررسی قرار گرفت. این ویژگی ها شامل امتداد، شیب و شیب سوی لایه ها و ناپیوستگی ها، شرایط پرشدگی، بازشدگی، تداوم آنهاست که مورد بازبینی قرار گرفته است. جدول شماره (۱) بخشی از این ویژگی ها را بیان می کند..

Dip/ Dip Direction	Strike	Occurrence
230-235/45-55	NW-SE	46%
340/55-90 , 165/90	NNE-SSW	8%
175-205/60-75	E-W	18%
260 / 45	N-S	18%

### جدول شماره (۱): ناپیوستگی های سازند بختیاری در محدوده محورسد

نمودار شماره (۱) نیز شرایط ناپیوستگی ها را نسبت به محور سد بر روی نمودار اشمیت نمایش می دهد. ناپیوستگی ها در عمق کمتر گسترش دارند و تقریباً بسته هستند. در سطح بازشدگی بیشتر داشته و با رس و سیلت پر شده اند و در بازشدگی ها پهن تر ذرات ماسه و لای نیز وجود دارند. سطوح ناپیوستگی ها غالباً پله ای هستند. با اینکه چندین دسته درزه در این سازند قابل مشاهده است اما تداوم چندانی ندارند و بخصوص در پی سد با توجه به گالری های تزریق این ناپیوستگی ها گسترش ندارند. شیب لایه بندی سازند بختیاری به سمت بالا دست سد است و امتداد لایه ها تقریباً شرقی - غربی و از سطح به عمق شیب لایه بندی افزایش می یابد. شیب و شیب سوی لایه ها را بصورت زیر می توان معرفی نمود:  $35^{\circ}-17^{\circ} / 07^{\circ}-06^{\circ}$  امتداد لایه بندی بین  $AZ=337^{\circ}-342^{\circ}$  است و محور سد دارای آرموت ( $AZ=171/5^{\circ}$  یا  $351/5^{\circ}$ ) است. بررسی ویژگی تجمعی توده سنگ وابسته به شناخت رژیم هیدروژئولوژیک محدوده ساختگاه است.

#### ۱-۲- شرایط هیدروژئولوژیک ساختگاه

این شرایط در ساختگاه سد مسجد سلیمان به قرار زیر است:

- ۱- بعلت تناوب لایه های نفوذناپذیر و نفوذ پذیر در محدوده منطقه، سطح آزاد آب زیر زمینی بطور عمومی در منطقه قابل اندازه گیری نیست.
- ۲- لایه های پایین تر از رودخانه بوسیله رودخانه تغذیه می شوند. (بخشی به وسیله کارون و بخشی نیز بوسیله رود شور)
- ۳- لایه های بالاتر از تراز رودخانه بوسیله آب های سطحی تغذیه می شوند، در این لایه ها در حد فاصل لایه های درشت دانه و ریزدانه که در سطح زمین رخنمون پیدا می کنند، چشمه ظاهر می شود.
- ۴- لایه های نفوذ پذیر بین لایه های نفوذناپذیر، تله هایی مناسبی را برای تشکیل سفره های تحت فشار بوجود آورده اند که حداقل ۲ سفره تحت فشار در میان لایه ماسه سنگی واحد IV و در واحد V سازند بختیاری شناسایی شده است.
- ۵- بعلت نفوذ پذیری کم لایه های ماسه سنگی و کنگلومرای در هنگام بارندگی، جریان آب سطحی قوی، در محدوده ساختگاه قابل مشاهده است که منجر به آب شستگی بخصوص در امتداد ناپیوستگی ها حاصل از رهایی می شود. و گاهی نیز در محل های مناسب گودال های آب تشکیل می گردد.
- ۶- شیب هیدرولیکی به سمت بالادست سد و متمایل به سوی دره رودخانه (کارون و شور) است. شرایط سطوح لایه بندی و تمام شواهد هیدروژئولوژیک دلالت بر نفوذناپذیر بودن و یا کم نفوذ پذیر بودن توده سنگ در محدوده ساختگاه دارد.

در سطح، نفوذ پذیری توده های سنگی را، ناپیوستگی های موجود در آن کنترل می نماید و در عمق این نقش برعهده نفوذپذیری بدنه سنگ قرار گرفته است. حرکت آب در بخش سطحی و کم عمق نقش اساسی در فرسایش لایه ها و پدیده آب شستگی دارد.



### ۱-۳- بررسی شرایط آبگذری در محدوده پی و تکیه گاه ها

جهت بررسی شرایط آبگذری در پی و تکیه گاه ها، آزمایش فشار آب (Lugeon) طراحی گردید و در گمانه های اکتشافی به اجرا در آمد. این آزمایش ها به روش پایین رونده در مقاطع ۵ متری و با استفاده از مسدود کننده های پنوماتیک از نوع (Long Year) انجام شد. با توجه به شرایط زمین ساختاری گاه آزمایش ها در مقطع (۱) متری انجام گرفته است. فشار اولیه مورد استفاده (2 Bar) بوده است و بعد از ثابت شدن فشار در هر یک دقیقه میزان آبخوری مقطع مورد آزمایش، قرائت شده است.

در اعماق کم فشار بیشینه مورد استفاده ۳-۲/۵ بار و در اعماق بیشتر این فشار به ۵ تا ۲۵ بار نیز افزایش یافته است. ارزش واقعی معیار لوژن بر مبنای فشار واقعی موجود در هر مقطع آزمایش به روش زیر محاسبه شده است.

$$P_T: \text{فشار واقعی در مقطع آزمایش} \quad (۱)$$

$$P_T = P_M + P_H - P_W - P_R$$

$$P_M: \text{فشار اندازه گیری شده در سطح گمانه (manometer)}$$

$$P_H: \text{فشار هیدرواستاتیک (فشار روباره)} \quad (۲)$$

$$P_T = P_M + P_H - P_R$$

$$P_R: \text{فشار ناشی از اصطکاک در طول لوله} \quad (۳)$$

$$P_R = \lambda \frac{V^2(L + L_1)}{2g\delta}$$

$$X: \text{و } ۱ \text{ براساس تراز آب زیرزمینی}$$

$$P_W: \text{فشار وابسته به سطح آب زیرزمینی} \quad (۴)$$

$$P_W = \left( -\frac{L_3}{\sin\alpha} + L + L_2 \right) \sin\alpha$$

$$L: \text{فاصله سطح زمین تا محل مسدود کننده} \quad (۵)$$

$$P_H = ((L + L_2) \sin\alpha)$$

$$L_2: \text{فاصله مسدود کننده تا میانه مقطع آزمایش}$$

$$L_3: \text{فاصله سطح زمین تا سطح آب زیرزمینی}$$

بر مبنای فشار واقعی در مقطع گمانه و دبی آب دیاگرام P/Q رسم شده و براساس این دیاگرام ارزش عددی لوژن براساس فرمول یا گرافهای تجربی موجود معین شده است.

$$1Lu = 1L/\min.m.10Bar$$

$$1Lu = \frac{(Q) \times 10(Bar)}{PT(Bar)} \quad \text{جریان}$$

مقدار عددی ارزش لوژن مبنای بررسی شرایط آبگذری توده سنگ می گردد. بررسی علل افزایش یا کاهش آن در هر مقطع با بررسی مغزه های سنگی و شرایط آزمایش تعیین می شود. جداول شماره (۲) و (۳) و (۴) نتایج کلی این آزمایش ها را در محدوده محور سد مسجد سلیمان ارائه می کند. نمودار شماره (۲-۱) و (۲-۲) در پیوست (۱) براساس دو آزمایش انجام شده در مرحله اکتشافی و اجرایی رسم شده است و روند محاسبات و تحلیل نتایج بدست آمده را نشان می دهد.

جدول شماره (۵) در پیوست (۱) این نتایج را در محدوده پی درواحدهای IV, V, VI و بختیاری نشان می دهد.

مکان	شماره گمانه	عمق (متر)	ارزش لوژن
تکیه گاه چپ	GEL.9	از ۱۲ تا ۷۳ متری	ارزش لوژن از ۱۵ تا بیش از ۱۰۰
		از ۷۳ متری به پایین	بطور عمومی ارزش لوژن کمتر از (۱۰)
	GEL. 29	از ۱۲ تا ۳۲ متری	ارزش لوژن ۲۶/۵-۳۶/۵
		از ۳۲ متر به پایین	بطور عمومی $Lu < 10$
	GEL. 8	از ۱۰ تا ۴۵ متری	بطور عمومی $Lu > 100$
		از ۴۵ متر به پایین	بطور عمومی $Lu < 10$
303G	از ۱۳/۵ تا ۲۵ متری	$Lu = 29/3 - 114/5$	
	از ۲۵ متر به پایین	بطور عمومی $Lu < 10$	
تکیه گاه راست	GEL. 7	از ۳۰-۶۰ متری	۲ مقطع $Lu = 32/5$ و $13/1$ بقیه $Lu < 10$
		از ۶۰ متر به پایین	$Lu < 10$
	GEL.6	از ۲۲ تا ۵۲ متری	بطور عمومی $Lu = 10/8 - 27/2$
زیر ۵۲ متر		$Lu < 10$	
GEL.5	از ۵ تا ۳۷/۸ متری	در ۲ مقطع $Lu = 51$ بقیه $Lu > 100$	
	از ۳۷/۸ متری تا ۱۳۳	تقریباً $Lu < 0$	
	زیر ۱۳۳ متر	بعضی مقاطع $Lu = 20-30$ $17/5 < Lu < 100$	

جدول شماره (۲): ارزش لوژن در سنگ های پی سد مسجد سلیمان

شماره گمانه	GEL 29	GEL 7	GEL 6
عمق (متر)	۰-۵۸/۵	۰-۶۰	۰-۵۲
$Lu = 0-20$	۵۴٪	۸۵٪	۵۰٪
$Lu = 20-40$	۴۳٪	۱۴٪	۵۰٪
$Lu > 40$	۳٪	۰	۰

جدول شماره (۳): ارزش لوژن در لایه های سنگی غنی از لای سنگ / رس سنگ

شماره گمانه	GEL29	303 (G)	GEL 8	GEL5
عمق (متر)	۰-۷۳	۰-۲۷/۸۸	۰-۵۰	۰-۱۳۹/۸۵
$Lu = 0-20$	۴۱٪	۲۰٪	۵۰٪	۶۱٪
$Lu = 20-40$	۸٪	۲۱٪	۲۴٪	۰
$Lu > 40$	۵۱٪	۵۹٪	۲۶٪	۳۹٪

جدول شماره (۴): ارزش لوژن در لایه های سنگی غنی از کنگلومرا / ماسه سنگ

نتایج این آزمایش های بصورت زیر خلاصه شد:

- پدیده آب شکافت در اعماق کم، متوسط و زیاد در فشارهای کم و متوسط اتفاق افتاده است.
- در نزدیکی سطح زمین چنانچه فشار آب از فشار سنگ روباره تجاوز کرده باشد، پرشدگی درزه ها و شکاف ها شستشو شده اند.
- در اعماق زیاد پدیده آب شکافت در کنگلومرا با سیمان ضعیف یا حاوی ناپیوستگی با پرشدگی سیلتی اتفاق افتاده است.

#### ۱-۴- طراحی پرده آب بند و عملیات تزریق

نتایج آزمایش های لوژن دلالت براین دارد که توده سنگ سالم در محور سد دارای نفوذپذیری پایین تا بسیار پایین است و به همین دلیل امکان تزریق در کنگلومرای توده ای بسیار کم است و ماسه سنگ ها نیز همین ویژگی را دارند. اما مناطقی با نفوذپذیری بالا تا خیلی بالا نیز شناسایی شده اند که بعلت ناپیوستگی ها و سطوح لایه بندی در حد فاصل سنگ های درشت دانه و ریزدانه است. و در محدوده هایی کنگلومرا با سیمان ضعیف نیز نفوذپذیری را بالا می برد. در سطح نیز در این مرحله عملیات تزریق به صورت تحکیمی ضرورت دارد بعلت پدیده آب شکافت و گسترش درزه ها، عملیات تزریق شامل دو بخش پرده آب بند و تزریق تحکیمی طراحی گردید.

#### پرده آب بند

شرایط زمین شناسی مناسب ساختگاه با شیب لایه بندی به سمت بالادست و وجود دو واحد نفوذ ناپذیر و ریز دانه IV و VI که در زیر پی و تکیه گاه ها گسترش دارند توانایی طرح پرده تزریق با عمق کم را برای سدی به بلندای ۱۶۸ متر فراهم آورده است. عمق نهایی پرده تزریق با توجه به تراز واحد IV بختیاری در پی و واحد VI در تکیه گاه ها حداکثر ۸۰-۵۰ متر خواهد بود. بین این دو تراز پرده آب بند بایستی ۱۰-۵ متر در داخل لایه نفوذناپذیر اجرا گردد تا پوشش کامل حاصل شود و سطح تماس ریز دانه و درشت دانه کاملاً آب بند گردد. این پرده در کف به واحد IV و در تکیه گاه به واحد VI دوخته خواهد شد. در تکیه گاه چپ بعلت نفوذپذیری بالای لایه های سطحی گسترش جانبی پرده تزریق ضروری است که از طریق گالری تزریق در تراز تاج سد اجرا خواهد شد. طول این گالری حداکثر ۲۰۰ و طول بادبزنی تزریق در انتهای آن ۵۰ متر است. در تکیه گاه راست با استفاده از گالری بازرسی در زیر سرریز به گالری تزریق در تراز ۳۰۰ متری از سطح دریا دست خواهیم یافت گسترش پرده جانبی در آن تا ۲۸۵ متر و بادبزنی تزریق انتهایی آن پهنایی برابر ۳۰ متر دارد.

#### تزریق تحکیمی

حفر ترانشه جهت اجرای پی سد و هر نوع عملیات حفاری در سنگ بستر پی درزه و شکاف ایجاد می کند و مسلماً بعد از برداشت روباره که نیاز به حفاری عمیق دارد، تزریق تحکیمی بایستی انجام گیرد.

#### ۲- مرحله طراحی تفصیلی و بهینه نمودن طرح

بررسی آزمایش های نفوذپذیری موارد زیر را نشان داد:

- در تکیه گاه ها و پی تا عمق ۲۵ متری عدد لوژن بالا است و حتی در رس سنگ لای دار، عدد لوژن ۴۰-۲۰ نیز دیده می شود.

- در محدوده تکیه گاه ها این عدد بسیار کم است و عموماً صفر است. بررسی مغزه ها و تطابق آنها با اعداد لوژن موارد زیر را مشخص نمود:
- ۱- مناطق دارای عدد لوژن بالا، دارای ناپیوستگی های فراوان بفواصل ۱۰-۵ سانتی متر هستند و بطور بخشی خرد شده اند.
- ۲- درزه شدگی با شیب کم به موازات سطوح لایه بندی و بفواصل ۱۰-۵ سانتی متر در مناطق با لوژن بالا.
- ۳- وجود تعدادی درزه به فواصل ۰/۵ تا ۱ متر در امتداد سطوح لایه بندی در امتداد سطوح لایه بندی و با شیب کم.
- ۴- وجود درزه شدگی با شیب زیاد به موازات سطوح لایه بندی و بفواصل ۱۰-۵ متری.

### ۱-۲- انتخاب معیار طراحی

- در مرحله طراحی اسناد مناقصه معیار طراحی  $Lu \geq 10$  انتخاب شده بود و ترتیب گمانه های پرده تزریق در یک ردیف به فاصله ۳-۱/۵ متر بوده است. تزریق تحکیمی در گمانه هایی به عمق ۱۰ متر در دو ردیف در بالادست و پایین دست طراحی شده و اجرای پتوی تزریق نیز ضروری فرض نشده بود.
- در این مرحله با مطالعات موردی که انجام شد بخصوص در مورد سدهای خاکی و پاره سنگی معیار طراحی به  $Lu = 3-5$  کاهش یافت. در مناطق مختلف دنیا در ۱۴ مورد  $Lu = 1-2$  معیار طراحی قرار گرفته بود. در ۲۲ مورد  $Lu = 3-5$  معیار بوده و تنها در یک مورد  $Lu \geq 5$  معیار قرار گرفته است. در حالیکه در ۹۰ درصد موارد آزمایش های انجام شده عدد لوژن کمتر از ۱۰ بوده است.
- ساختگاه سد مسجد سلیمان در سنگ های رسوبی قرار گرفته و ترتیب خاصی از نفوذپذیری از خود نشان نمی دهد. تغییرات زیاد سنگ شناسی و تناوب سیلت، رس و ماسه سنگ و کنگلومرا دلالت بر این دارد که هر لایه توانایی خاص تزریق خود را داراست. در این مرحله معیار طراحی بطور عمومی بین  $5 \pm 10$  در نظر گرفته شد.
- برای زیر خاکریز هسته تا عمق ۳۰-۲۰ متری و حتی در ترازهای بالاتری و در تکیه گاه ها در ترازهای پایین و متوسط معیار طراحی بطور عمومی ۵ و گاهی ۹-۶ تعیین گردید.
  - در دیگر مناطق با عدد لوژن ۱۰ یا بیشتر (بطور عمومی ۱۰) و بخشی ۱۵-۱۱ معیار قرار گرفت.

### ۲-۲- طراحی پرده تزریق

- ۱- پتوی تزریق: Blanket Grouting در تمامی منطقه پی زیر هسته سد.
  - ۲- تزریق تحکیمی: بخصوص در محل اتصال دیواره سرریز با پی و بعنوان پرکننده فاصله بین بتن و بستر سنگی.
  - ۳- پرده تزریق: در طول محور سد و با گسترش در تکیه گاه ها.
- پتوی تزریق با گمانه هایی به عمق ۱۰-۵ متر، بعلت وجود درزه شدگی های نامنظم و پدیده آب شستگی در مناطق سطحی همراه با Slush grouting ضروریست. تزریق تحکیمی در جایی از پی و دیواره سرریز برای پر کردن بین بتن و پی هسته و سنگ ضروریست.

### ۳-۲- پرده آب بند

برای دسترسی مناسب به بستر سنگی در پی و تکیه گاه ها در اعماق ۶ گالری تزریق طراحی شد که به وسیله ۵ شفت به یکدیگر مرتبط می شوند. در جریان اجرای پرده یکی از این گالری ها حذف گردید و طول دیگری کاهش یافت.

گالری GTB و GTL2, GTL1, GTL-0, GTR-2, GTR-1, GTR-0

شکل شماره (۲) مقطع طولی این گالری ها را در ترازهای مختلف نمایش می دهد.

با توجه به وجود بازشدگی های نامنظم در سنگ های پی، ترمیم آنگذری با یک ردیف گمانه سخت بنظر می رسد و چنانچه بازشدگی ها مقادیر زیادی خورند سیمان (Grout takes) داشته باشند، ضروریست که بصورت گمانه ها (Staggerd Pattern) اجرا گردند. این طرح می تواند دیواره پرده تزریق ضخیم ترو پهن تر را بوجود بیاورد. بنابراین حداقل دو ردیف گمانه تزریق برای اینگونه پی ها ضرورت دارد. در هر ردیف فاصله بین گمانه ها ۲ تا ۳ متر می باشد و بر مبنای نفوذپذیری سنگ و معیار لوژن انتخاب می گردد.

بر مبنای لوژن معیار طراحی، فواصل کم گمانه ها ضرورت ندارد، چنانکه ناپیوستگی ها، بازشدگی نداشته باشند. اگر بازشدگی نامنظم حضور داشته باشند، گمانه های تزریق باید تمام آنها را دربر گیرد، هر چند که عدد لوژن معیار طراحی، مقدار بالایی را شامل شود. در سد مسجد سلیمان طراحی اولیه در مرحله طراحی تفصیلی به قرار زیر بوده است:

- تراز پایین و متوسط پی: دو ردیف گمانه به فاصله ۰/۵ متر از محور سد، فاصله گمانه ها ۱/۵-۱ متر (کف رودخانه تا تراز تقریبی ۲۸۵ متر از سطح دریا) (تیپ ۳)
  - در تراز بالای پی: دو ردیف گمانه در فواصل ۰/۵ متر از محور سد، فاصله گمانه ها ۲ متر تا تراز تقریبی ۳۳۵ متر از سطح دریا. (تیپ ۲)
  - در دو تکیه گاه ها: یک ردیف گمانه بطور عمومی با فواصل ۰/۵ متر از محور سد و به فاصله ۳ متر از یکدیگر. (تیپ ۱)
- شکل شماره (۱-۳) و (۲-۳) در پیوست (۱): جانمایی گمانه های پرده تزریق، مقاطع عرضی و طرح پتوی تزریق و مقطع طولی پرده تزریق را نمایش می دهد.

#### ۲-۴- عمق گمانه های تزریق

در طراحی مبنای، طول پرده تزریق به گونه ای است که سعی دارد مناطق با لوژن بالا را بپوشاند. در عمق بی نظمی مشخصی در نفوذپذیری وجود دارد و ضروریست که گمانه هایی با طول بیشتر از گمانه های تزریق بصورت (Pilot holes) اجرا گردد. این گمانه ۲۰-۱۰ متر طولی تر از گمانه های دیگر خواهند بود. فواصل آنها با توجه به شرایط زمین بین ۳۰-۱۰ متر انتخاب شده اند. زاویه انحراف گمانه ها نسبت به افق ۸۰-۶۰ با تمایل به طرف تکیه گاه هاست. عمق دقیق گمانه های تزریق در هر مقطع بر مبنای شرایط این گمانه ها تعیین می شود.

#### عملیات اجرایی

این عملیات همزمان با حفر گالری های تزریق و پاکسازی منطقه هسته از روباره آغاز گردید. این عملیات قبل از اجرای پرده تزریق در چهار مقطع پی گیری شد:

- طرح مخلوط تزریق
- آزمایش تزریق آزمایشی
- روش اجرایی برای هر کدام از حوضه های فعالیت تزریق (پرده آب بند، تحکیمی، تماسی و پتوی تزریق)
- بررسی چگونگی پیشرفت روند کار

برای سهولت کار در اجرای پرده و پتوی تزریق محدوده محور سد، محل نقطه DM2 بر روی محور سد و در ساحل چپ مقطع 00.00 در نظر گرفته شد. بطرف ساحل راست ۲۴ مقطع در بالادست و ۲۴ مقطع در پایین دست تقسیم گردید. مقاطع ۰۱ تا ۱۴ در ترازهای محور سد قرار می گیرد. قطعه ۲۱ تا ۱۵ در تکیه گاه راست و قطعه ۲۱ تا ۲۶ در تکیه گاه چپ قرار دارد. بیشتر گمانه ها از سطح یا از داخل گالری ها به سمت پایین اجرا می گردند. یک سری گمانه نیز از داخل گالری ها به طرف بالا اجرای میگردد که هدف آن تکمیل پرده و پرکردن فاصله بین پوشش بتنی و دیواره سنگی است. دوپرده تزریق بادبزی در انتهای دو گالری در تکیه گاه



ها و یکی نیز در انتهای گالری GTL-2 در محل Plug تونل های انحراف اجرای می شود. گمانه ها بر مبنای اهداف خود دسته بندی شده اند.

- گمانه های E: گمانه های اکتشافی همراه با مغزه گیری و اجرای آزمایش فشار آب در ۵ تا ۷ مرحله. فشار آزمایش در این گمانه تا عمق ۳۰ متر بین (۵ تا ۱) بار (bar) انتخاب شده است و در هر ۵ متر ۰/۵ بار فشار افزایش می یابد. فشار بیشینه، به ۵ بار می رسد.
- گمانه های W: گمانه های انجام آزمایش فشار آب و کنترل که عمق آنها تا ۶۰ متر می رسد و در هر ۱۰ متر یک بار فشار افزایش می یابد. حداکثر فشار مورد استفاده در این گمانه ها ۱۵ بار خواهد بود.
- گمانه های تزریق (T, S, P): گمانه های اولیه P و ثانویه S و سومین مرحله آزمایش T نامگذاری شده اند. آزمایش فشار آب در این گمانه ها در سه مرحله انجام می شود و در عمق ۲۵ متری فشار بیشینه به ۱۰ بار می رسد.

### ۳-۱- طرح مخلوط تزریق

طرح اختلاط پیشنهادی برای تزریق پرده آب بند بصورت ۱۶ ترکیب با شماره CC.1-CC.16 مورد بررسی قرار گرفت این طرح شامل اختلاط هایی به نسبت ۰/۳۳، ۰/۵ و ۰/۷ و ۱/۴ و ۲ و ۳ و ۴ W/C بوده است، (نسبت بتونیت ۲ و ۴ درصد). طرح اختلاط نهایی به صورت زیر ارائه گردید:

$$1. \quad W/C = 1.4, 1, 0.7, 0.5$$

$$B/C = 2\%$$

$$2. \quad W/C = 1.4, 1, 0.7, 0.5$$

$$B/C = 4\%, 2\%$$

$$Soda = 2.5\%$$

$$3. \quad Sika eniraplat 2/C = 1\%$$

این آزمایش ها با استفاده از سیمان UAE با ضریب نرم شدگی  $Blain = 3350 \text{ gr/cm}^2$  و بتونیت کارخانه ایران باریت برای دست یابی به خواص دوغاب تزریق یعنی نشست، گیرش، مقاومت فشاری، وزن مخصوص و روانی با توجه به ترکیبات بالا انجام گرفت. جدول شماره (۶) در بخش پیوست (۱) بخشی از این آزمایش ها را نمایش می دهد. آزمایش حد روانی بعلت حساسیت خاص آن مورد بررسی قرار گرفت و درصد آن بین ۳۷۰-۲۱۰ درصد مشخص گردید (جدول شماره ۷) در پیوست (۱).

### ۳-۲- آزمایش تزریق آزمایشی (۱)

دو سکوی تزریق در تونل (GTL-2) برقرار شد و در دو مقطع تزریق انجام گرفت. در مقطع ۰۳ طولی معادل ۴۸ متر برای تزریق تیپ (۳) با فاصله گمانه ۲ متر انتخاب گردید. بعلت عدم شناخت شرایط درزه شدگی ها آزمایش به روش (Split Spacing Method) انجام گرفت.

### ۳-۲-۱- ترادف حفاری و تزریق

ردیف پایین دست ابتدا حفاری و تزریق گردید و سپس ردیف بالادست به روش Split Spacing Sequence انجام شد. گمانه ها با تمایل ۲۰ نسبت به حالت قائم به طرف تکیه گاه ها حفر شدند. (T, S, P) Split Spacing Sequence. گمانه های DP2 و DS1 با قطر ۴۶ میلی متر حفاری شده است و بقیه گمانه ها با قطر ۵۶ میلی متر حفاری شدند.

### ۳-۲-۲- آزمایش فشار آب

در مقاطع ۵ متری و به مدت ۳ دقیقه برای هر مرحله فشار اجرا شد. بعد از رسیدن به فشار ثابت لازم هر یک دقیقه نرخ جریان اب قرائت گردید. در گمانه های نوع E آزمایش در هر مقطع در ۷ مرحله و در دیگر گمانه های W و کنترل در ۵ مرحله فشار انجام شد.

## ۳-۲-۳- نتایج تزریق آزمایشی

۱- ردیف پایین دست	۲- ردیف بالا دست
کل طول تزریق	۴۰۱ متر
حجم ملات تزریق مصرفی	۱۵۳۴۴ لیتر
حجم ملات تزریق شده (لیتر در متر)	۳۸ لیتر در متر
وزن سیمان تزریق شده (Kg)	۲۲ کیلوگرم در لیتر
۶ لیتر در متر	۳ کیلوگرم در لیتر

در تمامی گمانه های کنترل که مناطق تزریق شده را قطع نموده اند، نفوذپذیری کمتر از ۱ تا ۲ لوژن بوده است و با ملات تزریق پر شده اند.

## ۳-۲-۴- نتایج اجرای آزمایش

- وجود لایه های مختلف در محدوده پی تایید شده و اثرات تنوع لیتولوژیک در شرایط آنگذری به اثبات رسید.
  - آزمایش فشار آب در سنگ و میزان مصرف دوغاب با اطلاعات مرحله اولیه طراحی مطابقت داشت. در ترازهایی که تغییرات لیتولوژیک اتفاق می افتد، میزان خوردن ملات تزریق (Grout takes) قابل ملاحظه است و بخصوص در فواصل بین کنگلومرا و ماسه سنگ، اما سنگ در حجم خود نفوذ ناپذیر است.
  - در عمق در حدود زیر حد پایینی پرده تزریق طراحی شده میزان خوردن تزریق بالا می رود (ردیف بالادست) که احتمالاً بدلیل فشار بالای تزریق است و بایستی از نزدیک شدن به فشار بحرانی (آب شکافت) پرهیز نمود.
- ملاحظه میزان تزریق سیمان در ردیف پایین دست ۲۲ Kg/lit و در ردیف بالادست ۳ Kg/lit است و این نتیجه خوب تزریق را نشان می دهد. مشخصاً طرح تیپ (۳) جهت اجرای پرده تزریق مناسب است.
- معیار لازم برای کیفیت دوغاب تزریق در این آزمایش ها به قرار زیر بوده است:

W/C (%)	Unit Weight (g/cm <sup>3</sup> )	Viscosity (Marsh cone)	Bleeding (2h)	Setting Time (h)
2	1.3	35-37	< 5	-
1.4	1.4	38-40	< 4	3-8
1	1.5	40-42	2-3	2-7
0.7	1.7	45-50	0-2	2-6

## جدول شماره (۸): معیار دوغاب تزریق در طرح تیپ (۳)

## ۳-۳- تزریق آزمایشی شماره (۲)

این آزمایش در قطعه ۰۲ و در گمانه هایی از تیپ ۲ اجرا شده است. فاصله گمانه ها ۳ متر و در امتداد محور سد در طول ۲۴ متر اجرا شده است.

- ردیف پایین دست: ۲ گمانه اولیه (P) ۲ گمانه ثانویه (S) و ۴ گمانه در مرحله سوم تزریق گردید (T).
  - ردیف بالادست: در دور طرف هر گمانه پایین دست اجرا شدند. در صورتی که در مراحل مختلف، میزان خوردن تزریق بیش از ۲۵ کیلوگرم در هر متر بود.
- گمانه های ردیف بالا دست، توانایی کنترل گمانه های پایین دست را دارد. گمانه کنترل زمانی مورد نیاز است که مقدار کمی از گمانه های ردیف بالادست اجرا شده باشند.
- روش حفاری دورانی با حداقل قطر گمانه ۴۶ میلی متر با آب برگشتی به گمانه هایی که آزمایش لوژن در آنها انجام می شود با قطر ۵۶ میلی متر اجرا شده است.

### ۳-۳-۱- آزمایش فشار آب

به روش پایین رونده در ۵ مرحله اجرا شدند. حداکثر فشار بیشینه در عمق بیش از ۳۰ متر ۱۰ بار بوده است. در صورت برخورد با سنگ نرم یا احتمال آب شکافت از فشار کاسته شده است. چنانچه در آخرین مرحله اجرای آزمایش در انتهای گمانه میزان نفوذپذیری برابر ۱۰ یا بیش از آن بود، آزمایش تا دو مرحله دیگر در مقاطع ۵ متری ادامه می یافت.

### ۳-۳-۲- آزمایش تزریق

- در مقطعی با ارزش لوژن  $Lu \leq 5$  نیاز به تزریق جداگانه نبوده است و همراه با قطعات کناری تزریق شده اند. (به روش بالا رونده)
- در مقطعی که ارزش لوژن کمتر از ۱۵ بودند تزریق با مخلوط  $W/C = 2$  آغاز گشت.
- طرحی این آزمایش به قرار زیر اجرا شد:
- با تزریق این مخلوط، چنانچه بعد از ۱۰۰ Kg سیمان به ۸۰ درصد فشار نهایی نرسیدیم، مخلوط تزریق با نسبت  $W/C = 1.4$  را وارد می نماییم و جریان تزریق را ادامه می دهیم. اگر سیمان تزریق  $250 > Kg$  بود بدون رسیدن به ۸۰ درصد فشار نهایی، تزریق با مخلوط  $W/C = 1$  ادامه می باید. در هر مقطع با تزریق ۵۰۰ Kg سیمان اگر ۸۰ درصد فشار نهایی حاصل نشد مخلوط با نسبت  $W/C = 0.7$  استفاده می شود.
- فشار تزریق از عمق ۰ تا بیش از ۳۰ متر از ۶ تا ۱۱ بار تغییر می کند (فشار اندازه گیری شده بوسیله دستگاه VO PI)

### ۳-۳-۳- ترکیب مخلوط تزریق

W/C	Water (lit)	Sullar of Bentonite (lit)	Cement Kg	Total (lit)	Bentolite (Kg)	C/B (%)
2	67	33	67	118	2	4
1.4	45	25	50	87	1.5	3
1	33	17	50	67	2	2
0.7	27	8	50	52	1	1

جدول شماره (۹): مشخصات طرح مخلوط تزریق آزمایش تزریق شماره (۲)

### ۳-۳-۴- کنترل صحرائی آزمایش

در هر دوره آزمایش بایستی حداقل یکبار وزن مخصوص، غلظت، آزمایش شود یا هر بار که تغییر در ترکیب دوغاب تزریق انجام می شود، معیارهای زیر حاصل گردد:

W/C	2	1.4	1	0.7
Unit Weight ( $gr/cm^3$ )	1.28	1.38	1.49	1.63
Viscosity (sec)	50-55	50-55	35-40	32.35

جدول شماره (۱۰): مشخصات ترکیب دوغاب تزریق در آزمایش شماره (۲)

### ۳-۴- معیار کامل بودن تزریق

- تزریق هر قطعه زمانی تمام شده فرض شد که مقدار خورند تزریق کمتر از ۸۰ لیتر و سرعت جریان کمتر از ۲۰ لیتر در دقیقه باشد. در این صورت فشار به مدت ۵ تا ۱۰ دقیقه ثابت نگاه داشته شده (حداکثر فشار) سپس تزریق پایان یافته تلقی می گردد.
- هدف تزریق رسیدن به لوژن کمتر از (۳-۵) در زیر هسته و در مناطق عمیق تر رسیدن به لوژن ۱۰-۵ است.

## ۵-۳- روش اجرای پرده آب بند

## ۱- تزریق از سطح زمین به طرف پایین (Open air)

## کلیات:

- اولین گمانه اکتشافی در ردیف پایین دست اجرا گردید. قطر مغزه گیری حداقل ۷۶ میلی متر، آزمایش فشار اب در مقاطع ۵ متری و در ۷ مرحله و در هر مرحله در ۳ دقیقه اجرا شد. حداکثر فشار تا عمق ۴۵ متر ۱۰ بار تعیین شده بود. برای رسیدن به فشار لازم دبی آب افزایش یافته و در حداکثر تخلیه پمپ ثابت نگاه داشته می شد. (در یک دوره ده دقیقه ای فشار باید در فواصل یک دقیقه ای ثابت نگاه داشته شود). چنانچه بوسیله آزمایش ها، اطلاعات لازم جهت تزریق در اختیار قرار نمی گرفت آزمایش باید به طریق پایین رونده و با استفاده از مسدود کننده، کاهش طول مقطع انجام می شد.

## تزریق:

- بطور طبیعی به روش Ascending Stages انجام می شود در صورتیکه آبخوری برحداقل ۵۰ درصد باشد به طریق Descending انجام می شد.

- اگر  $Lu > 5$  باشد - با مخلوط  $W/C = 2$  آغاز شود. نرخ جریان  $20 \text{ lit/min}$  و حجم نهایی ۲۳۲ لیتر.

- اگر  $Lu < 15$  - با مخلوط  $W/C = 1.4$  آغاز می شود. نرخ جریان ۲۰ لیتر در دقیقه و حجم نهایی ۶۴۵ لیتر.

با مخلوط  $W/C = 1$  نرخ جریان ۲۰ لیتر در دقیقه و حجم نهایی ۹۹۰ لیتر.

با مخلوط  $W/C = 0.7$  نرخ جریان ۲۰ لیتر در دقیقه و حجم نهایی ۱۵۳۰ لیتر.

نمودار شماره (۳) روند عملیات تزریق را نمایش می دهد.

در صورتیکه  $Lu < 15$  باشد - عملیات تزریق با مخلوط  $W/C = 1.4$  آغاز شود. نرخ جریان  $20 \text{ lit/min}$  و حجم نهایی ۲۳۲ لیتر خواهد بود.

مطابق نمودار شماره (۳) بایستی تزریق ادامه پیدا کند تا ۸۰ درصد فشار ماکزیمم حاصل گردد. در گمانه های P و S این روند ادامه می یابد. برای گمانه های T و Q مرحله نهایی تکرار می شود. (زمانی که از مخلوط  $W/C = 1.4$  استفاده می شود).

## - فشار تزریق:

جدول شماره (۱۱) حداکثر فشار تزریق را در اعماق مختلف نمایش می دهد.

Depth (m)	Refusal Pressures (b)
0.5	8
5-10	10
10-15	12
15-20	13
20-25	14
25-30	16
30-35	16
35-40	16

## جدول شماره (۱۱): فشار تزریق در گمانه های اجرا شده از سطح

بعد از رسیدن به حداکثر فشار تزریق:

اگر خورند تزریق  $80 \text{ lit} <$  باشد یا نرخ جریان  $3 \text{ lit/min} <$ ، ۵ دقیقه فشار ثابت نگاه داشته می شود.

اگر خورند تزریق  $40-80 \text{ lit}$  باشد و نرخ جریان  $3 \text{ lit/min} <$ ، ۱۰ دقیقه فشار ثابت نگاه داشته می شود.

اگر خورند تزریق ۱۰۰۰-۴۰۰ lit باشد و نرخ جریان  $3 \text{ lit/min}$  ،  $<$  ۱۵ دقیقه فشار ثابت نگاه داشته می شود.  
اگر خورند تزریق  $1000 \text{ lit}$   $>$  باشد و نرخ جریان  $3 \text{ lit/min}$  ،  $<$  ۲۰ دقیقه فشار ثابت نگاه داشته می شود.

- حفاری با قطر ۴۶ میلی متر (حداقل)

- فشارهای تزریق: به روش Ascending

Depth (m)	Refusal Pressures (b)
0.5	9
5-10	11
10-15	13
15-20	15
20-25	17
25-30	17
30-35	17
35-40	17

جدول شماره (۱۲): فشار تزریق به روش صعودی

۲- روش تزریق در داخل گالری های تزریق به طرف بالا (Upward Holes)

گمانه های اولیه و اکتشافی در ردیف پایین دست همراه مغزه گیری و با قطر ۷۶ میلی متر و عمق آن ۲۰ متر در بستر سنگی.  
آزمایش فشار آب در مقاطع ۵ متری با استفاده از (Inhole Pakcer) در ۵ مرحله و هر مرحله ۳ دقیقه ادامه پیدا کند. فشارهای مورد نیاز در جدول شماره (۱۳) آورده شده است.

Depth (m)	Refusal Pressures (b)
0.5	1-3-6-3-1
5-10	2-4-8-4-2
10-15	2-5-9-5-2
15-20	3-5-10-5-3

جدول شماره (۱۳): فشار مورد نیاز در آزمایش فشار اب گمانه های به طرف بالا (Upward)

در طول آزمایش در هر یک دقیقه باید فشار خوانده شود و دبی افزایش یابد تا به فشار مورد نظر برسد و در آنجا فشار ثابت نگاه داشته شود. در حداکثر ظرفیت تخلیه پمپ، فشار در فواصل یک دقیقه در یک دوره ۱۰ دقیقه ای بایستی قرائت گردد. در صورت عدم دسترسی به نتایج معین برای آزمایش تزریق، باید به روش Descending آزمایش تکرار گردد و طول مقطع مورد نیاز کاهش یابد.

۳- تزریق به روش Descending

در این روش با استفاده از (Top Packer) برای حداکثر دو مقطع عملیات به شرح زیر انجام می شود.

$Lu < 5$  - مقطع با مخلوط  $W/C = 0.7$  پر شده و یا با مقطع بالایی تزریق می گردد.

اگر  $Lu > 5$  باشد شروع تزریق با مخلوط  $1/4$  خواهد بود به روش زیر:



حجم نهایی (lit)	نرخ مخلوط (lit/min)	W/C
۶۴۵	۲۰ لیتر در دقیقه	۱/۴
۹۹۰	"	۱
۱۵۳۰	"	۰/۷
۲۰۰۰	"	۲ + ۱۰۰ درصد ماسه
۲۰۰۰	"	۱/۴ + ۱۰۰ درصد ماسه
۱۰۰۰	"	۱/۴ + ۱۰۰ درصد ماسه و ۵ درصد سیلیکات
۱۰۰۰	"	۱ + ۱۰۰ درصد ماسه
ادامه تا رسیدن به فشار نهایی	"	۱

جدول شماره (۱۴): روند تزریق به روش پایین رونده

چنانچه با مخلوط  $W/C = 1.4$  فشار روند افزایش یابنده داشته باشد، تا رسیدن به فشار نهایی این مخلوط ثابت نگاه داشته می شود. وقتی که فشار نهایی حاصل نشد با مخلوط  $۰/۷$  و  $W/C = 1$  یا مخلوط های ماسه ای و  $W/C = 1.4$  عوض می شود تا به فشار نهایی برسیم.

## فشار تزریق:

Depth (m)	Refusal Pressures (b)
0.5	8
5-10	10
10-15	10
15-20	10

جدول شماره (۱۵): فشار تزریق در روش پایین رونده

در مرحله نهایی روند فشار ثابت برابر تزریق Ascending، در اینجا نیز تکرار می شود. در گمانه های اولیه و کنترل (W) در ردیف پایین دست نیز این روش اجرا می گردد. (حفاری با حداقل ۴۶ میلی متر، قطر گمانه WPT با ۷۶ میلی متر یا ۶۶ میلی متر) و ۱۰ متر در بستر سنگی اجرا می گردد.

آزمایش فشار آب: در مقاطع ۵ متری در گمانه W در ۵ مرحله و هر مرحله سه دقیقه اجرا می گردد.

Depth (m)	Refusal Pressures (b)
0.5	1-3-6-3-1
5-10	2-4-8-4-2

جدول شماره (۱۶): فشار در آزمایش فشار آب به روش نزولی

در این گمانه ها تزریق به روش Descending انجام می شود. فشار تزریق مانند گمانه اکتشافی است. از گمانه های ثانویه در ردیف پایین دست حفاری با قطر ۴۶ و حداقل عمق تا ۱۰ متر است.

### فشار تزریق:

Depth (m)	Refusal Pressures (b)
0.5	8
5-10	10

### جدول شماره (۱۷): فشار تزریق در گمانه های ثانویه ردیف پایین دست (Upward)

در گمانه های مرحله سوم در ردیف پایین دست و گمانه های P و S و T ردیف بالادست یا مرحله چهارم در خط بالادست، حفاری با قطر ۴۶ میلی متر به طول ۱۰ متر در بستر سنگی.

تزریق: مانند گمانه های اولیه

Depth (m)	Refusal Pressures (b)
0.5	9
5-10	10

### جدول شماره (۱۸): فشار تزریق در گمانه های ردیف بالادست (Upward)

### نتایج

در طی اجرای آزمایش های اولیه جهت طراحی و مراحل مختلف عملیات تزریق در پی سد مسجد سلیمان نتایج زیر بدست آمد.

- ۱- توده سنگ در پی سد، از نظر تزریق پذیری و نفوذپذیری و لیتولوژیک شدیداً ناهمگن است.
  - ۲- مهمترین عامل موثر در تزریق پذیری پی، حضور مقاطعی از کنگلومرا با سیمان ضعیف، خردشدگی توده سنگ بعلت ناپیوستگی های متعدد با فواصل بسیار کم و وجود ناپیوستگی هایی با فواصل نسبتاً زیاد ۵-۷ متر و با درصد تداوم متوسط است.
  - ۳- آزمایش فشار آب و آب شکافت با ارائه عدد لوژن و حذف بحرانی در اعماق مختلف راهنمایی مناسبی جهت طراحی عملیات تزریق و فشار بیشینه تزریق هستند.
  - ۴- آزمایش های کنترل کیفیت دوغاب تزریق، کنترل ویژگی های بنتونیت (افزودنی ها) و اجرای آزمایش تزریق آزمایشی طراحی روند نمای (Flow Chart) عملیات تزریق را با واقعیت شرایط زمین ساختاری پی تطابق داده و نتایج نهایی را بهینه می سازد.
  - ۵- با توجه به نتایج یادآوری شده در بالا، عملیات تزریق در مقاطع مختلف در پی سد تاکنون با توفیق همراه بوده است و سعی شده است در طی اجرا، طرح بهینه گردد. در مقاطعی بعلت نفوذناپذیری و عدم استعداد تزریق پذیری سنگ عملیات در مراحل اولیه به پایان رسیده است و در مناطقی نیز بخصوص در مناطق سطحی که تحت تاثیر عملکرد آبهای سطحی قرار گرفته اند گمانه هایی از نوع چهارم نیز ضرورت اجرا و تزریق پیدا نموده اند.
- در حال حاضر مراحل نهایی عملیات تزریق پرده آب بند سد در دست اتمام است.

- ۶- تاکنون ۴۲۰۰۰ متر حفاری جهت پرده تزریق انجام گرفته است، که مجموعاً میزان مواد خشک مورد استفاده برای تزریق (سیمان، ماسه و بتونیت)، ۱۷۰۰-۱۶۰۰ تن بوده است. در مقایسه با طراحی اولیه که ۸۳۰۰۰ متر حفاری را جهت پرده پیش بینی می نمود در حدود ۵۲٪ با توجه به شرایط توده سنگ در پی کاهش در حفاری داشته ایم.
- ۷- متوسط خورند تزریق برای گمانه های P, S, T, Q ۴۵-۵۰ کیلوگرم در متر محاسبه شده است. چنانچه مقادیر حفاری و تزریق برای گمانه های کنترل را اضافه نمایم این متوسط به ۴۰-۳۵ درصد می رسد.
- ۸- نکته قابل توجه این است که با نگاه به این عدد شاید بنظر برسد که چرا تزریق در چنین شرایطی انجام گرفته است. مطالعات اکتشافی و اجرای عملیات تزریق نشان داد که توده سنگ در بدنه خود نفوذناپذیر و تزریق ناپذیر است و شاید در ۹۰٪ عملیات حفاری و تزریق، میزان جذب ملات تزریق ۱۵ کیلوگرم در متر بوده است و بقیه جذب ملات تزریق مربوط به ۱۰ درصد باقیمانده می شود و این نشان دهنده وجود مناطق با قابلیت تزریق پذیری زیاد می باشد که در حین عملیات تزریق این مناطق کشف و تزریق در آنها انجام شد.

### تشکر و قدردانی:

ضروریست که در اینجا از همکاران بخش تزریق کارگاه سد و نیروگاه مسجد سلیمان، آقایان: مهندس مساح، مهندس کوئیج و مهندس صابر که در طی اجرای عملیات تزریق در مراحل مختلف نظارت بر عملیات و بهینه نمودن طرح را برعهده داشتند و اسناد و اطلاعات لازم را در اختیار قرار دادند تشکر نمایم و قدردان زحمات شبانه روزی این همکاران در شرایط سخت کارگاه، که با دلسوزی تمام بر اجرای عملیات نظارت نموده و کار را به پایان رسانده اند باشیم.

### مراجع و ماخذ:

- گزارش زمین شناسی مهندسی، سد و نیروگاه مسجد سلیمان، شرکت مشاوران - لامایر، (۱۹۹۲)
- گزارش زمین شناسی مهندسی، سد و نیروگاه مسجد سلیمان، شرکت مشاوران - لامایر
- گزارش های داخلی، زمین شناسی مهندسی - تزریق، شرکت نیون کوی - مشاوران - لامایر (۱۹۹۵ تاکنون)

# پیوست (۱)

## جداول و نمودار و نقشه ها

FIG.10.1-GEOLOGICAL SECTION ALONG DAM AXIS



گسترش داده شده توسط سیویل بوک



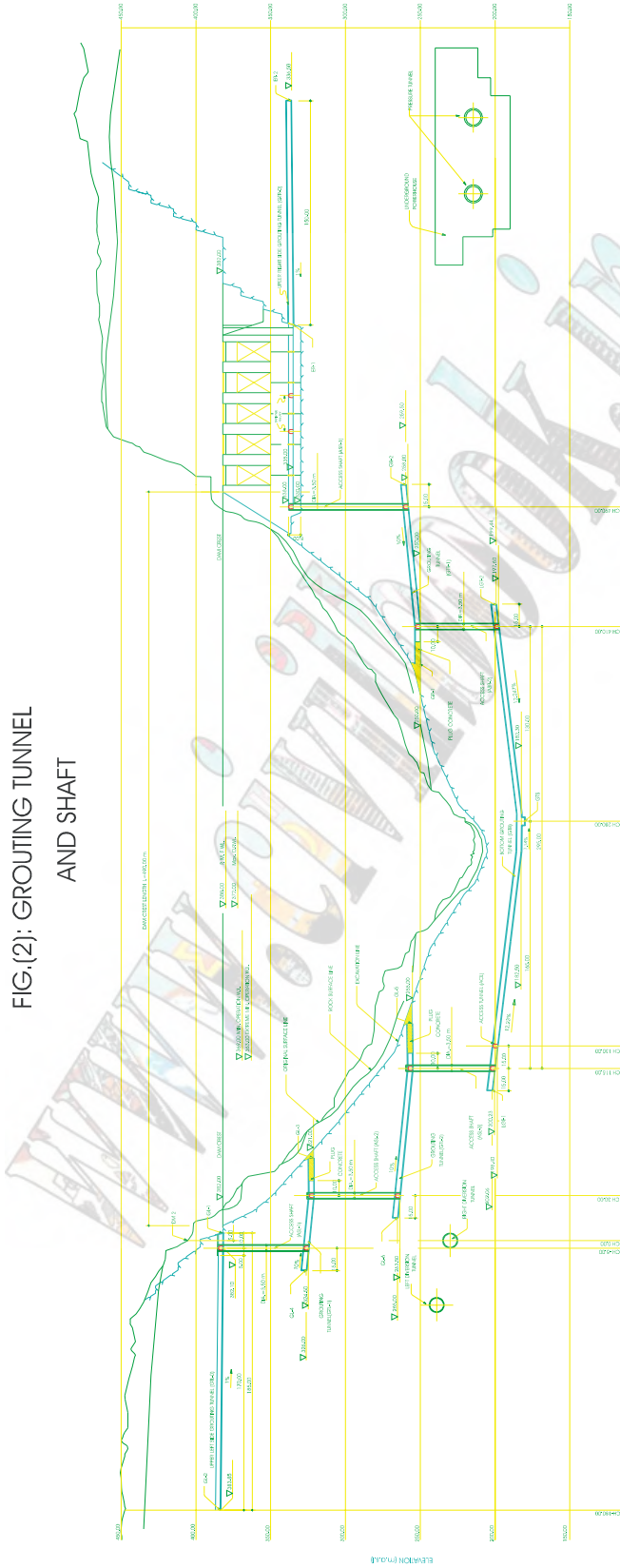
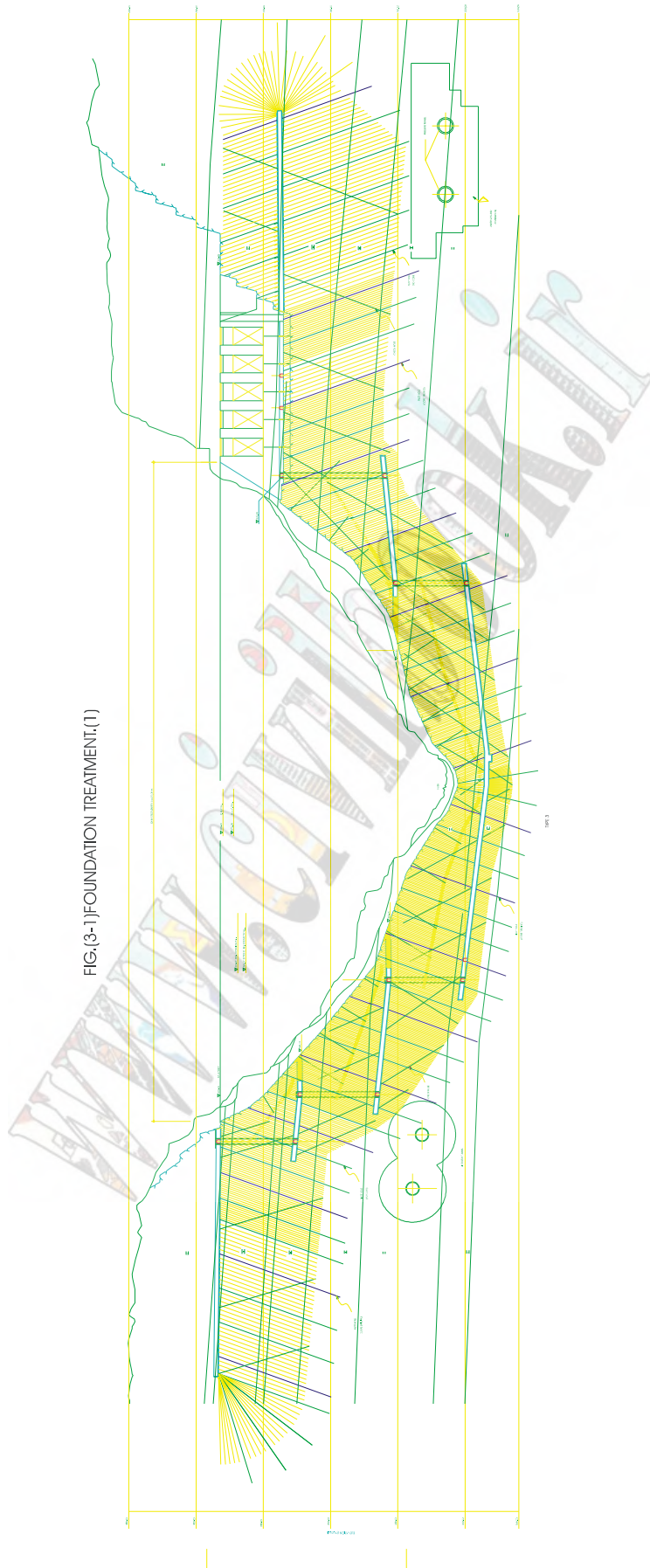


FIG.(2): GROUTING TUNNEL AND SHAFT





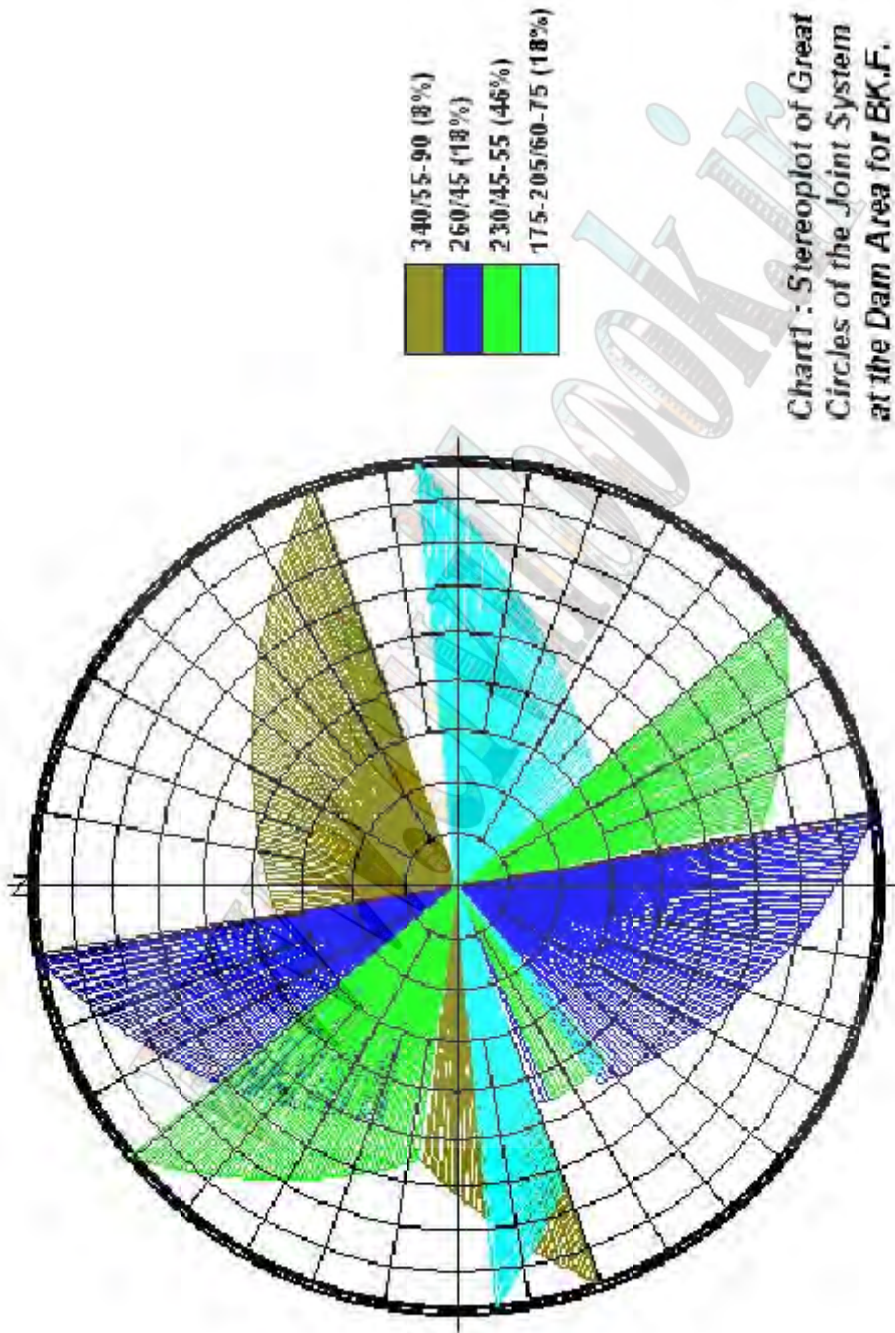
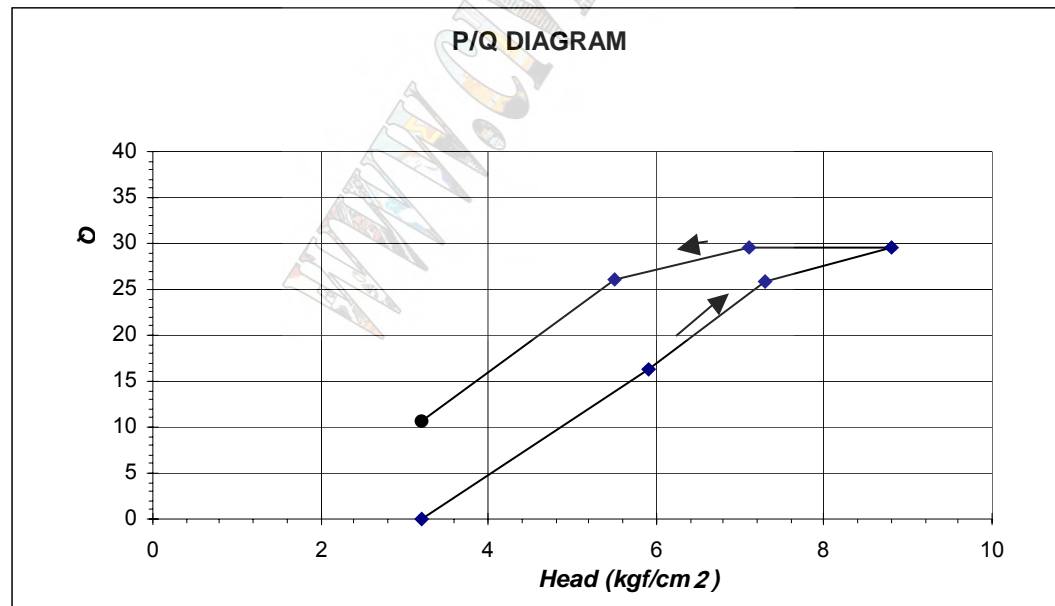


Chart 1 : Stereoplot of Great Circles of the Joint System at the Dam Area for BK.F.

Pressure Gauge (kg/cm <sup>2</sup> )	Injection quantity (lit/min)	Friction head loss (kgf/cm <sup>1</sup> )	Test section L. (m)	gauge height (m)	Hole angle (deg.)	Ground w.level (m)	Total head (kgf/cm <sup>1</sup> )	Lugeon unit
2	0	0	5	1	75	11.4	3.2	0
5	47.7	9.5	5	1	75	11.4	5.9	16.29
7.5	95.3	19.1	5	1	75	11.4	7.3	25.94
10	130.3	26.1	5	1	75	11.4	8.8	29.55
7.5	105	21	5	1	75	11.4	7.1	29.67
5	71	14.2	5	1	75	11.4	5.5	26.03
2	16.7	3.3	5	1	75	11.4	3.2	10.56

WATER PRESSURE TEST RESULT, GEL.-29, TEST NO.4



گسترش داده شده توسط سیویل بوک



### Injection Flow Chart All Holes

	0	500	1500	3500	7000	8000	10000
W/C	1.4	1.0	0.7	0.7+Sand	0.7+Sand+SIL	0.7	
Vol. / Mix	500 lit	1000 lit	2000 lit	3500 lit	1000 lit	2000 lit	

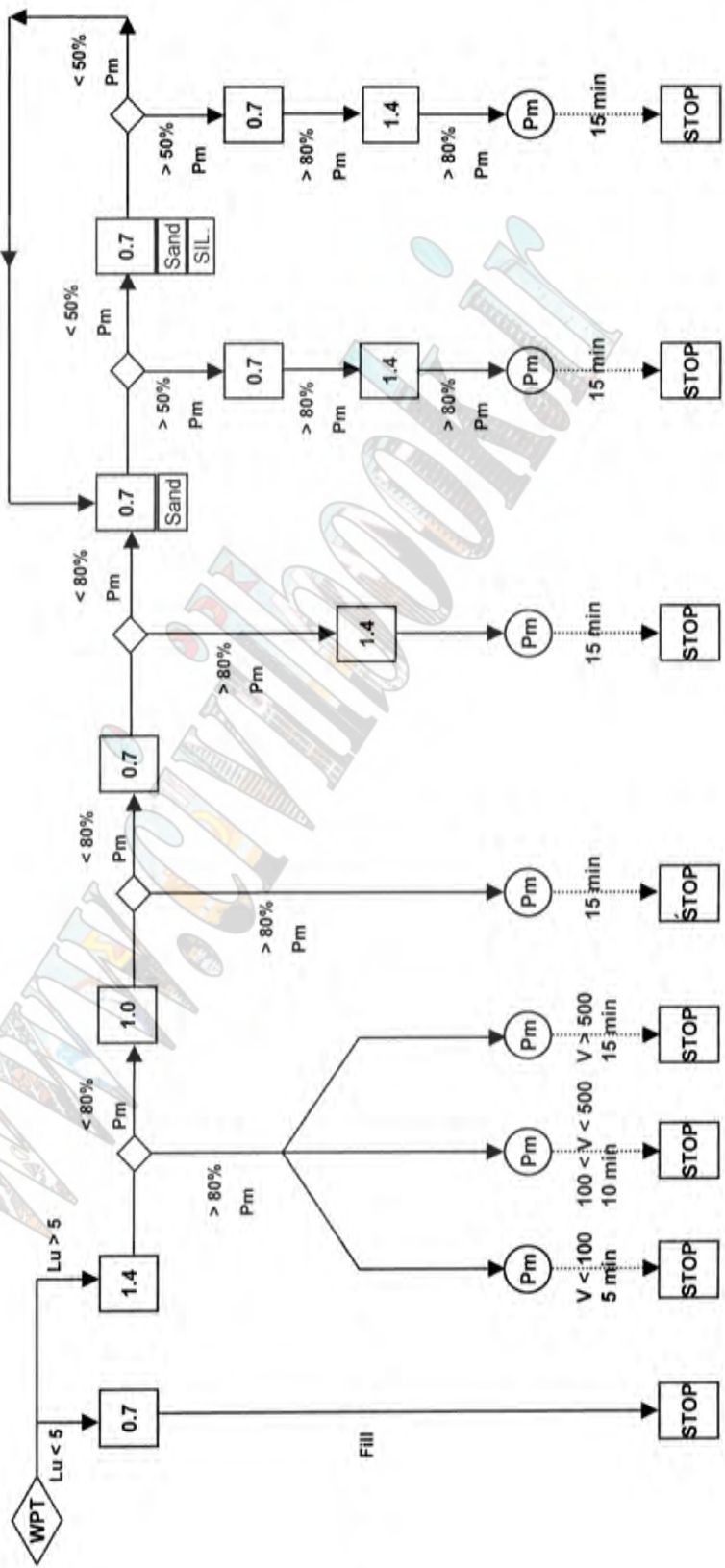


Chart no.3

Pm : P Max.

<b>Hole no :</b>		<b>15UP 1E</b>	
Stage Depth - Top ( in hole)	D.st =	50	m
Stage Depth - Bottom ( in Hole)	D.sb =	55	m
Stage Length ( in hole)	L2 =	5	m
Inclination to Vertical	=	20	Degree
Sine of 90 - Inclination	=	0.9397	
Test Depth ( to mid stage)	D.t =	52.5	m
Vertical Depth ( to mid stage)	h2 =	49.3	m
Manometer Height	h1 =	0	m
Pipe Upstand length	L1 =	0.00	m
Depth to GWL ( in hole)	d2 =	0	m
Vertical Depth to GWL	h4 =	0.0	m
Counter Head	( h2 - h4 ) h3 =	49.3	m
Pressure Correction	((h1+ h2) - h4) /10 P.cor =	49.0	bar
Pipe Length	D.t + L2 L.pipe =	50.0	m
Pipe Diameter	=	19	mm
Hose length	L.hose =	5	m
Hose Diameter	=	19	mm
No. Couplings	=	1	No.

		RECORDED PRESS.		PR. LOSS	PR.COR.	ACTUAL TEST	VOLUME	PERIOD	FLOW RATE	CORREC. LUGEON VALUE
TEST STEP	VOPI	GUAGE								
		bar	bar	bar	bar	bar	lt.	min.	lt./min.	
1	3.2	3.20	0.00	4.93	8.13	6	3	1.67	0.492012806	
2	5.2	5.2	0.00	4.93	10.13	11	3	3.67	0.723922343	
3	6.5	6.5	0.00	4.93	11.43	22	3	7.33	1.283369949	
4	9.3	9.3	0.00	4.93	12.76	26	3	8.66	1.86	

Note : All pressure loss calculations relate to losses in standpipe length ..  
 Losses in flexible hose are not considered as all Lugeon values are based upon recorded guage pressure .

70

52.5

REP. VALUE

18

B/C %	Soda/B %	Unit Weight (g/cm <sup>3</sup> )	Viscosity (sec)	Bleeding %	Cohesion (cm)	Setting time Vicat needle (H)
2	0	1.38	32.5	14	.030	8.5
2	1	1.41	36	9	.032	8
2	2.5	1.41	35	6	.027	9.5
4	0	1.39	39.5	10	.056	7
4	1	1.41	42	5	.052	8
4	2.5	1.41	50	2.2	.068	8
2	0	1.56	35	6	.032	9
2	1	1.54	42	5	.056	6.5
2	2.5	1.53	44	5	.061	10
4	0	1.54	186(11.8)	3	.069	6
4	1	1.56	(14)	1	.079	7
4	2.5	1.54	(10.50)	-	.047	8
2	0	1.67	-	-	.057	5
2	1	1.72	(13.5)	2	.081	6
2	2.5	1.7	11	1	.041	7
4	0	1.62	-	0	.068	5
4	1	1.69	49	2	.071	7
4	2.5	1.69	(13)	0	.056	-
2	0	1.83	-	0	.086	4
2	1	1.85	-	-	.052	5
2	2.5	1.9	-	-	.036	5

TABLE NO.(6):RESULTS OF TESTS (GROUT MIX DESIGN)

<b>TYPE OF BENTONITE</b>	<b>LIQUID LIMITS</b>	<b>REMARKS</b>
<i>Iran Barite Grad E I (Lump)</i>	<i>530</i>	<i>Passing #200, Hydrated for 4hrs</i>
<i>Iran Barite Grad E I (Lump)</i>	<i>603</i>	<i>Passing #200, Hydrated for 24hrs</i>
<i>Iran Barite Grad E II (Lump)</i>	<i>250</i>	<i>Handmixing for 4hrs</i>
<i>Other Suppliers NO. 186</i>	<i>248</i>	<i>" 24hrs</i>
<i>NO. 66-1</i>	<i>224</i>	<i>"</i>
<i>NO. 66-2</i>	<i>293</i>	<i>"</i>
<i>NO. 66-2</i>	<i>290</i>	<i>Hydrated for 24hrs mixing for 3min.</i>
<i>NO. 66</i>	<i>256</i>	<i>Handmixing for 24hrs</i>
<i>NO. 188</i>	<i>210</i>	<i>"</i>
<i>NO. 661</i>	<i>250</i>	<i>Hydrated for 24 hrs mixing for 3 min. ( Mixer 1000 rpm)</i>
<i>Iran Barite (Powder)</i>	<i>382</i>	<i>Hydrated for 8hrs mixing for 3min.</i>

TABLE NO. (7): THE SUMMARY OF BENTONITE LIQUID LIMITS

**Table 5: Results Of LU. Tests For BK..F.Units**

<b>Bh. No.</b>	<b>Depth m)</b>	<b>Unit</b>	<b>Lugeon Value</b>	<b>Max. Pressure (bar)</b>	<b>Hydraulic fracturing(bar)</b>	<b>Behaviour of Rock</b>
<b>GEL.7</b>	<b>608-65.8</b>	<b>IV</b>	<b>0.5</b>	<b>16.2</b>	<b>13.7</b>	<b>erosive</b>
	<b>65.0-74.9</b>	<b>IV</b>	<b>0</b>	<b>16.1</b>	<b>-</b>	<b>impervious</b>
	<b>74.9-80.0</b>		<b>1.6</b>	<b>16.3</b>	<b>-</b>	<b>linear</b>
	<b>80-95</b>		<b>0</b>	<b>16.4</b>	<b>-</b>	<b>impervious</b>
	<b>95-110</b>		<b>0.3-0.5</b>	<b>16.3</b>	<b>11.0-11.3</b>	<b>linear</b>
	<b>110-120</b>		<b>0</b>	<b>16.3</b>	<b>-</b>	<b>impervious</b>
	<b>120-125</b>		<b>0</b>	<b>16.1</b>	<b>11.1</b>	<b>-</b>
<b>GEL.6</b>	<b>102-130</b>			<b>0</b>	<b>16.4</b>	<b>-</b>
<b>GEL.8</b>	<b>60-65</b>	<b>IV</b>	<b>3</b>	<b>15.8</b>	<b>5.9</b>	<b>linear</b>
	<b>65-120</b>		<b>0</b>	<b>18.3</b>	<b>-</b>	<b>impervious</b>
<b>GEL.29</b>	<b>97-102</b>		<b>0</b>	<b>19.9</b>	<b>-</b>	<b>impervious</b>



Bh. No.	Depth (m)	Unit	Lugeon Value	Max. Pressure (bar)	Hydraulic fracturing (bar)	Behaviour of Rock
GEL.6	37-52	V	10.8-27.2	11.8-15.3	-	erosive
	57-62		4.4	15.6	8.2	linear
	62-67		0	16	-	impervious
	62-67		0.7	15.8	10.8	erosive
	67-82		0	16.2	-	impervious
	82-87		9.8	14.5	-	linear
	87-92		0	16.1	-	impervious
	92-97		2.4	15.9	15.9	erosive
	97-102		14.7	14.3	-	filling void
GEL7	24.7-29.7	V	1.3	11.5	6.5	linear
	30-35		32.5	10.2	7.9	linear&erosive
	35-40		0.4	16.5	-	filling void
	40-45		2.2	11.2	8.9	linear
	45-50		0	16.7	-	impervious
	50-55		0.6	16.4	-	linear
	55-60		13.1	8.5	8.4	impervious
GEL.8	5-10	V	10.3	5.5	5.5	-
	10-15		>100	1.5	-	-
	15-20		50.1	6.6	-	erosive
	17.5-20		>100	6.6	-	linear
	19-20		24.1	9.2	6.7	linear
	20-25		1.1	11.9	11.9	filling voids
	25-35		27.3-44.3	8-12.5	-	linear
	35-40		99	3.9	-	-
	37.5-40		12.3	17.9	15.5	erosive
	40-45		12.9	18.1	-	erosive
	45-50		6.6	18.1	-	impervious
50-60	0	18.1	-	-		

**Table 5: Results Of LU. Tests For BK..F.Units**

Bh. No.	Depth m)	Unit	Lugeon Value	Max. Pressure (bar)	Hydraulic fracturing(bar)	Behaviour of Rock
GEL5	185-189.7	VI	0	19.2	-	impervious
GEL6	22-32		11.6-19.2	8.5-10.9		erosive
	32-37		2.7	12.7	7.2	linear
GEL9	68-73		20.5		18.0	linear
	73-408		0	21.4	-	impervious

Bh. No.	Depth m)	Unit	Lugeon Value	Max. Pressure (bar)	Hydraulic fracturing(bar)	Behaviour of Rock
	108-118	VII	0	19.7	17.1	impervious
GEL5	118-123		3	19.5	-	Linear&Erosive
	123-128		0	19.5	16.6	Linear&Erosive
	128-133		0	20	-	impervious
	133-148		17.5-18.1	17.5	-	linear
	148-153		52-89	6.1	-	-
	151-153		38.7	19.2	-	linear
	153-175		18>100	8.1-16.3	-	linear
GEL9	33-38		VII	0	17.7	-
	38-43	0		15.1	12.7	Erosive
	43-48	62.4		5.3	-	linear
	48-53	5.3		18.5	13.7	Erosive
	53-58	66.1		5.3	-	-
	58-63	15.2-20.6		17.8	-	linear

<b>Bh. No.</b>	<b>Depth m)</b>	<b>Unit</b>	<b>Lugeon Value</b>	<b>Max. Pressure (bar)</b>	<b>Hydraulic fracturing(bar)</b>	<b>Behaviour of Rock</b>
	<i>63-68</i>	<b>VIII</b>	<i>30.8</i>	<i>10.7</i>	-	<i>linear</i>
	<i>66-68</i>		<i>0</i>	<i>19.1</i>	-	<i>impervious</i>
<b>GEL8</b>	<i>68-73</i>		<i>2</i>	<i>18.9</i>	<b><i>16.5</i></b>	<i>Erosive</i>
	<i>73-78</i>		<i>0</i>	<i>19.1</i>	-	<i>impervious</i>
	<i>78-93</i>		<i>18.9-22.2</i>	<i>16.6</i>	-	<i>linear&amp;Erosive</i>
	<i>93-103</i>		<i>0</i>	<i>18.9</i>	-	<i>impervious</i>
	<i>103-108</i>		<i>21.4</i>	<i>16.2</i>	-	<i>linear&amp;Erosive</i>
	<i>7-12</i>	<b>VIII</b>	<i>0</i>	<i>8.2</i>	-	<i>impervious</i>
<b>GE9</b>	<i>12-17.2</i>		<i>&gt;100</i>	<i>2.5</i>	-	-
	<i>17.2-23</i>		<i>50.4</i>	<i>5.2</i>	-	<i>Slightly Erosive</i>
	<i>20-23</i>		<i>57.9</i>	<i>8.7</i>	<b><i>6.8</i></b>	<i>Erosive</i>
	<i>23-28</i>		<i>48.2</i>	<i>7.2</i>	<b><i>6.8</i></b>	<i>Erosive</i>
	<i>28-33</i>		<i>51.2</i>	<i>6.6</i>	<b><i>4.9</i></b>	<i>Erosive</i>

**Table 5: Results Of LU. Tests For BK..F.Units**

www.civilbook.ir

## پیوست (۲)

# بررسی روند عملیات اجرایی پتوی تزریق

تزریق تحکیمی و تماسی



## ۱- آزمایش برای پتوی تزریق (Blanket Grouting Tests)

این آزمایش ها با هدف بررسی اثرات ترتیب گمانه های تزریق و روش اجرای مناسب طراحی و انجام شده است. اولین آزمایش در ساحل چپ در مقطع (۰۵) در زیر گالری GTL2 بین ایستگاه 190 تا 197 در سطح کنگلومرا به فاصله ۳۰ متر از محور سد اجرا شد.

### ۱-۱- ترادف حفاری تزریق

آزمایش بصورت اجرای ۹ گمانه در ۱۰ متر بفواصل ۳ متری و یک گمانه اضافه برای مشاهده ارتباطات گمانه ها در فاصله ۶ متری از منطقه آزمایش انجام شد. نمودار شماره (۱) در پیوست شماره (۲) ترتیب گمانه ها را ارائه می نماید.

ترادف اجرای گمانه ها:

- ۱- اولین گمانه "a" حفاری شده و آزمایش فشار آب در آن انجام شد.
- ۲- گمانه "e" حفاری شده و آزمایش فشار آب در آن انجام شد.
- ۳- اولین گمانه "a" تزریق شد.
- ۴- گمانه های "a" در هر سه گمانه بعد از حفاری تزریق انجام شد.
- ۵- گمانه های "b" در هر ۴ گمانه بعد از حفاری، آزمایش فشار آب انجام شد و سپس تزریق شدند.
- ۶- گمانه "c" حفاری شده و مغزه گیری شد و سپس آزمایش WPT در آن اجرا گردید و سپس تزریق شد.
- ۷- گمانه "e" در آن تزریق انجام شد.

### ۱-۱-۱- حفاری:

به غیر از گمانه "c" که با قطر ۷۶ میلی متر حفاری و مغزه گیری شده در دیگر گمانه ها با زاویه تمایل ( $20^\circ$ ) از حالت قائم و به قطر (۵۱) میلی متر حفاری انجام گرفت (Full Face bit) مغزه گیری شد.

### ۱-۱-۲- آزمایش فشار آب:

قطعات مورد آزمایش به طول ۵ متر در یک دوره سه دقیقه ای و با فشارهای زیر مورد آزمایش قرار گرفتند.

Depth (m)	Refusal Pressures (b)
0.5	2-3-4-3-2
5-10	3-4-5-4-3

### جدول شماره (۱): فشار تزریق در پتوی تزریق

در عمق (۵-۰) متری مسدود کننده در بالای گمانه قرار می گیرد و در مقطع دوم مسدود کننده در ۵ متری از بالای گمانه قرار می گیرد.

### ۱-۱-۳- تزریق:

گمانه ها به روش (Ascending Packer) تزریق گردیدند. هر قطعه با  $Lu < 3$  تنها پر شد و تزریق نگردید.

تزریق با سیمان پرتلند تیپ V (UAE) انجام گرفت. مخلوط تزریق به نسبت  $W/C = 1.4$  با ۴ درصد بنتونیت به نسبت وزنی سیمان و ۱ درصد سدیم بی کربنات به نسبت وزنی بنتونیت ساخته شد.

#### ۱-۲- نتایج:

- هیچ ارتباطی با گمانه "e" مشاهده نشد.
- در گمانه "c" که مانند یک گمانه کنترل عمل می نماید نتایج آزمایش فشار آب با  $Lu < 5$  قابل ملاحظه بوده است.
- برای هر کدام از گمانه ها، اثر تزریق بسیار رضایت بخش بوده است در ترازهای کنگلومرایی با همین روش می توان پتوی تزریق را اجرا نمود.
- فواصل گمانه های سه متری وقتی که درز و شکاف وجود ندارد بسیار مناسب است، چنانچه درز و شکاف و ارتباطی بین گمانه ها مشاهده شد می توان فواصل را کوتاه تر نمود. مخلوط تزریق  $W/C = 1.4$  و فشار تزریق برای مقطع ۵-۰ متر ۵ بار و برای ۱۰-۵ متری ۷ بار تعیین شد.

#### ۲- روش اجرای پتوی تزریق

- اجرای پتوی تزریق در منطقه پی سد از کف رودخانه تا تراز ۲۱۲ متری انجام شده است. نتایج حاصله برای هر نوع سنگ متفاوت بود و بر مبنای شرایط زمین شناسی میزان خوردند تزریق می تواند راهنمای مناسبی برای مناطق دیگر باشد.
- شرایط زمین شناسی محدوده اجرای پتوی تزریق:  
سنگ های موجود در پی و در کف رودخانه به شش لایه تقسیم می شود:

#### ۱ - لایه لای سنگ واحد IV سازند بختیاری

این لای سنگ رس دار و قهوه ای قرمز رنگ است. غالباً غیر قابل نفوذ بوده و ضخامت آن در محدوده بالا ۲۰ متر است.

#### ۲ - لایه ماسه سنگی واحد V (V-1)

عموماً خاکستری رنگ است، سنگ نرم تا متوسط سخت است که دارای لایه هایی از لای سنگ، ماسه سنگ لای دار و کنگلومرا می باشد. سطوح لایه بندی و درزه شدگی نامنظم در آن دیده می شود و بنظر می رسد که این لایه دارای نفوذ پذیری بالا باشد.

#### ۳ - لایه کنگلومرایی واحد V (V-2)

کنگلومرای سخت و توده ای که بطور عمومی دارای مقدار کمی درزه نسبت به آنچه که در لایه سنگی (V-1) دیده شده است، می باشد. درزه ها فقط در طول سطوح لایه بندی دیده می شوند، اما زیاد باز شده بنظر نمی رسد و نفوذپذیری این لایه پایین است.

#### ۴ - لایه ماسه سنگ واحد V (V-3)

خاکستری رنگ، متوسط تا سخت است و دارای تعداد درزه نسبتاً بیشتری نسبت به لایه کنگلومرایی (V-2) و کمتر از (V-1) است. دارای نفوذپذیری کمتر از ماسه سنگ (V-1) اما بیشتر از لایه کنگلومرایی (V-2) است.

#### ۵ - لایه ماسه سنگ لای دار واحد V (V-4)

درزه شده است، اما درزه ها بسته هستند، رنگ آن خاکستری تا قرمز قهوه ای است نرم تا متوسط سخت و کم نفوذپذیر است.

### ۶ - لایه کنگلومرای (V-5) واحد V

بنظر می رسد که مانند لایه کنگلومرای (V-2) است و در بیشتر محدوده بالادست سد گسترش دارد.

### ۳- نتایج اجرای پتوی تزریق

#### تطابق بین لایه های سنگی و خوردن تزریق

تطابق بین لایه های سنگی و میزان خوردن تزریق در جدول شماره (۲) قابل مشاهده است.

Grout Takes (Kg/h)	Sandstone (V-1)	Conglomerate (V-2)	Sandstone (V-3)	Siltysandstone (V-4)
More than 100	15%	5%	7%	0%
30 - 100	21%	18%	20%	10%
Less than 30	64%	77%	73%	90%

#### جدول شماره (۲): تطابق لایه های سنگی با خوردن تزریق

از این بررسی می توان نتیجه گرفت:

- ۱- لایه ماسه سنگی (V-1) بطور عمومی خوردن تزریق بالا دارد در ۳۶ درصد از مقاطع بیشتر از ۳۰ Kg/m خوردن را نشان می دهد و ۱۵ درصد نیز بیش از ۱۰۰ Kg/m را نشان می دهد.
  - ۲- لایه کنگلومرای (V-2) و ماسه سنگ (V-3) بیش از ۲۷-۲۳ درصد خوردن تزریق را نشان می دهند تا ۳۰ Kg/m - اما تنها ۷-۵ درصد از مقاطع خوردن تزریق ۱۰۰ Kg/m را نشان می دهند. مقدار خوردن بالا، در این لایه ها به دلیل درزه هایی است که به موازات سطوح لایه بندی در امتداد شمال - جنوب با شیب ۳۰-۴۰ درجه بطرف شرق است که گاهاً باز شدگی نشان می دهند. بهر حال توزیع و پراکندگی این درزه ها، بخصوص در کنگلومرا نادر است و بنظر می رسد که تداوم قوی ندارند.
  - ۳- لایه ماسه سنگ سیلتی (V-4) خوردن تزریق بسیار کم را نشان می دهد تقریباً در ۹۰ درصد از مقاطع کمتر از ۱۰ Kg/m خوردن را داشته اند.
- در منطقه پایین دست که غالباً از لایه سیلت واحد IV پوشیده شده است، بعلت اینکه عدد لوژن در آن پایین بوده است برنامه تزریق حذف شده است.
- اطلاعات مربوط به تزریق لایه کنگلومرای (V-5) واحد V در دو مقطع اجرا شده خوردن تزریق ۱۰ Kg/m کمتر داشته است (اطلاعات قابل دسترسی)

#### اثرات تزریق

جدول شماره (۳) اثر تزریق در لایه (V-1) واحد V را تمایز می دهد.

Grout Takes (Kg/m)	P and S (holes)	T (holes)
More than 100	15%	0%
30-100	21%	6%
Less than 30	64%	94%

#### جدول شماره (۳): اثر تزریق در لایه (V-1) واحد V

اثر تزریق در این لایه بخوبی مشهود است. روش اجرا طراحی شده برای این لایه کاملاً رضایت بخش است. بعلت خورند تزریق کم، بیشتر گمانه های مرحله سوم حذف شدند (در دیگر محدوده ها)

### نتیجه گیری

- ۱- پتوی تزریق بر مبنای طراحی انجام شده بایستی اجرا گردد. در لایه هایی مانند ماسه سنگ (V-1) واحد V بختیاری بعلت وجود درزه های متعدد و خورند تزریق بالای این لایه، اثرات تزریق بخوبی در این لایه قابل مشاهده است.
- ۲- پتوی تزریق که به صورت یک یا دو ردیف گمانه در مجاورت پرده تزریق در بالادست و پایین دست طراحی شده است در لایه های کنگلومرای (V-2) و لایه (V-3) ماسه سنگ لای دار (V-4) و لایه لای سنگ که دارای شمار درزه های کمتر است از (V-1) بعلت خورند تزریق کم می تواند حذف گردد.
- ۳- بعلت تشابه لایه کنگلومرای (V-5) با کنگلومرای (V-2) پتوی تزریق طراحی شده در آن می تواند حذف گردد.
- ۴- بطور کلی پتوی تزریق تنها در مواردی که سنگ شدیداً درزه شده است می تواند اجرا گردد. پتوی تزریق بصورت پراکنده در مکان هایی که ضرورت دارد با توجه به شرایط واقعی زمین شناسی باید اجرا گردد بخصوص در محدوده گودال هسته.

### ۴- خلاصه روند اجرای عملیات تزریق

مجموعه آزمایش های آزمایشگاهی بر روی اختلاط های مختلف دوغاب تزریق و همچنین آزمایش های صحرایی تزریق آزمایشی برای پرده آب بند، پتوی تزریق منجر به ارائه روش های اجرایی عملیات گردیده بطور کلی در این جا آورده شده است. در محل اجرا برای هر مقطع با توجه به شرایط این دستورالعمل مورد بررسی قرار می گیرد و تصحیح می گردد.

- ترادف اجرای عملیات بطور عمومی :

- ۱- تعیین محل دقیق گمانه ها بطریق نقشه برداری و ارائه بصورت مختصات  $Z, Y, X$  و تعیین ایستگاه و ارائه در کارت هر گمانه.
- ۲- استقرار دستگاه حفاری در محل گمانه مورد نظر، بررسی وسایل و ابزار کار که در طول اجرا بدان ها نیاز است. تمامی اطلاعات مربوط به این بررسی و مشخصات ابزار و وسایل در کارت هر گمانه ثبت گردد.
- ۳- عملیات حفاری با ثبت اطلاعات مربوط به تجهیزات حفاری، نوع مته ها، فشار آب شستشو، میزان مصرف آب و آبخوری گمانه در طی حفاری، تراوش از ترک ها و درزه ها در اطراف گمانه باید همراه باشد.
- ۴- شستشو و اشباع مقاطع مورد آزمایش (WPT) و ادامه تمیز کردن گمانه تا زلال شدن آب برگشتی در انتهای عملیات حفاری و یا قبل از تزریق چنانچه بلافاصله بعد از حفاری تزریق نگردد.
- ۵- آزمایش فشار آب WPT - با ثبت اطلاعات لازم در ارزیابی ارزش لوژن ضرورت دارد مانند محل استقرار ثبات فشار، طول لوله و شلنگها قبل از رسیدن به حساب اندازه گیر فشار، نوع و قطر مسدود کننده های مورد استفاده، عمق سطح آب زیرزمینی.
- ۶- تزریق در هر مقطع یک گمانه با ثبت اطلاعات گرفته شده یا مشاهده شده که در کارت گمانه درخواست شده است مانند: فشار بحرانی، نسبت حجم خورند تزریق، ارتباط گمانه ها با یکدیگر یا ثبت مکان تراوش و مقدار آن در خارج از گمانه، Bake Pressure نگهدارنده مسدود کننده برای هر مقطع تا رسیدن به فشار صفر.

۷- سیمانی کردن گمانه در مقاطع که به روش Descending تزریق شدند یا Plugging بخش بالایی گمانه

تزریق با ملات سیمان 1-0.7 W/C با ۱۰ تا ۱۵ درصد ماسه برحسب درصد وزنی سیمان.

۸- محدوده خصوصیات مخلوط تزریق برای کنترل کیفیت.

Grout Type (W/C)	Mud density gr/cm <sup>3</sup>	Marsh Viscosity (Sec)	Bleeding After 2 hours (%)
2	1.27-1.30	35-38	4-5
1.4	1.37-1.42	40-45	3-4
1	1.48-1.51	46-50	2-3
0.7	1.61-1.65	55-60	1-2

جدول شماره (۴): ویژگی های مخلوط تزریق

- موارد آماده سازی قبل از اجرای پرده آب بند و بتوی تزریق:

- آماده سازی دوغاب بنتونیت:

۶ کیلوگرم بنتونیت خشک به ۱۰۰ لیتر آب اضافه می گردد. این مخلوط باید در مخلوط کننده با سرعت زیاد از نوع کرلیوس Craeluis برای مدت ۵ دقیقه مخلوط شده و بهم بخورد. سپس دوغاب در تانکر برای مدت ۴ ساعت نگاه داشته شود.

$$\text{Density} = 1.022 \text{ g/cm}^3$$

$$6 \text{ Kg} + 100 \text{ Kg} = 106 \text{ Kg}$$

هر چهار مخلوط مورد استفاده دارای ۴ و ۳ و ۲ و ۱ درصد بنتونیت به نسبت وزنی با سیمان هستند. در نتیجه نیاز به ۲ و ۱/۵ و ۰/۵ کیلوگرم بنتونیت دارند. در این صورت سیمان برای هر کدام از آنها ۵۰ کیلوگرم محاسبه می شود. مقادیر ذکر شده برای بنتونیت را در ۳۵/۵، ۲۶/۵ و ۱۷/۷ و ۸/۸ کیلوگرم از دوغاب بنتونیت آماده شده یا در ۳۴/۵ و ۲۵/۹ و ۱۷/۲۵ و ۸/۶ لیتر از دوغاب بنتونیت می توان یافت. بطور عملی از ۳۵ و ۲۶ و ۱۷ و ۹ لیتر دوغاب بنتونیت و ۶۵ و ۴۴ و ۳۲ و ۲۶ لیتر آب برای ساختن ۰/۷ و ۱ و ۱/۴ و ۲ W/C استفاده می شود.

آماده سازی مخلوط تزریق:

۱- آب خالص

۲- در مخلوط کننده

۳- دوغاب بنتونیت خالص

۴- افزایش سیمان و مخلوط شدن و بهم زدن ۳ دقیقه

۵- نمونه گیری

۶- اندازه گیری غلظت مخروط مارش (Marsh Cone)

۷- گرفتن mud balance density (اندازه گیری دانسیته گل بنتونیت)

۸- گرفتن نمونه برای apparent visco. (غلظت ظاهری)، Plastic visco. (پلاستیسیته) نقطه تسلیم و مقاومت

فشاری.

- نمونه گیری برای آزمایش Crushing

برای محاسبه وزن سیمان و بنتونیت در یک حجم خاص تزریق به روش زیر عمل می شود:



وزن سیمان = حجم تزریق $\times 50/115.87$	اگر $W/C = 2$
وزن بتونیت = حجم تزریق $\times 6/102.25 \times 35/115.87$	
وزن سیمان = حجم تزریق $\times 50/85.873$	اگر $W/C = 1.4$
وزن بتونیت = حجم تزریق $\times 6/102.25 \times 26/85.873$	
وزن سیمان = حجم تزریق $\times 50/65.873$	اگر $W/C = 1$
وزن بتونیت = حجم تزریق $\times 6/102.25 \times 17/65.873$	
وزن سیمان = حجم تزریق $\times 50/50.873$	اگر $W/C = 0.7$
وزن بتونیت = حجم تزریق $\times 6/102.25 \times 9/50.873$	

در صورت استفاده از بی کرنات سدیم ۶۰ گرم به آن آب افزوده می شود و سه دقیقه هم زده شود.

- سیمان آرام آرام به وسیله یک الک فولادی افزوده شود.

- نمونه های گرفته شده جهت آزمایش به آزمایشگاه فرستاده شود و بعد از انجام آزمایش ها نتایج به کارت هر

گمانه الصاق گردد.

آزمایش لوژن در تمامی گمانه ها انجام می شود و میزان مصرف ملات تزریق (Grout takes) در واقع تعیین کننده آینده عملیات است.

### پتوی تزریق

Depth (m)	Max. Pressures (b) Holes out of grout	Max. Pressures (b) Holes drilled from grout cap	
	Cap (all)	P, S	T
0.0-5.0	3	4	5
5.0-10.0	5	6	7

احجام نهایی برای ۱ و  $1/4$   $W/C = 0.7$  باید ۵۰ درصد افزایش یابد و برای  $W/C = 0.7$  باید صد در صد افزایش یابد.

بعد از مصرف این احجام، مخلوط تزریق  $W/C = 2$  با ماسه باید مصرف گردد.

تمامی آزمایش های کنترل کیفی صحرائی بایستی در هر ۵ نقطه اجرا گردد.

وسایل آزمایشگاهی، غلظت مارش، دانسیته گل، نشست بعد از دو ساعت و ۴ و ۸ ساعت و مقاومت فشاری بعد از ۳ و ۷ و ۲۸ روز باید در آزمایشگاه انجام گیرد.

آزمایش های قبل از اجرا، باید انجام شده و نتایج آن در کنترل مخلوط ملحوظ شود.

تا نهایی شدن آزمایش های ضروری، زمان انتظار برای  $W/C = 2$  ۸ ساعت و برای  $W/C = 1.4$  ۲ ساعت و  $W/C = 1$  و  $0.7$

تزریق باید بین تزریق و حفاری در روش Descending انجام گیرد.

### تزریق پوششی

- گمانه های اولیه:

حفاری: حداقل قطر ۴۶ میلی متر

عمق: از انتهای کلاهک بتنی به پایین به عمق ۱۰ متر

تزریق: به روش Descending

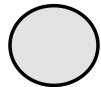
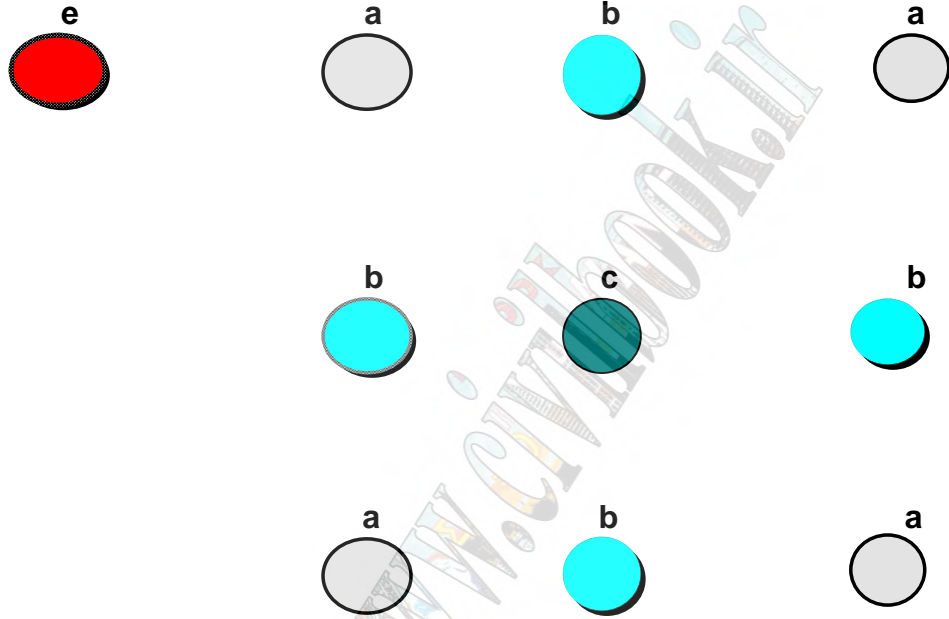
شروع تزریق با مخلوط  $W/C = 1.4$  با جریان = ۲۰ لیتر/دقیقه، فشار نهایی = ۴ بار، حجم نهایی ۶۴۵ لیتر

مخلوط $W/C = 2.5$ با ۱۰۰٪ ماسه	نرخ جریان ۲۰ لیتر در دقیقه	حجم نهایی = ۲۰۰۰ لیتر
مخلوط $W/C = 1.4$ با ۱۰۰٪ ماسه	نرخ جریان ۲۰ لیتر در دقیقه	حجم نهایی = ۲۰۰۰ لیتر
مخلوط $W/C = 1.4$ با ۱۰۰٪ ماسه و ۵٪ سیلیکات	نرخ جریان ۲۰ لیتر در دقیقه	حجم نهایی = ۱۰۰۰ لیتر

### تزریق تماسی

این نوع تزریق در سطح تماس پوشش گالری های تزریق و سنگ در گالری ها در یک مقطع بدون آزمایش فشار آب انجام می گیرد. سه گمانه مجاور هم در U/S و D/S و مرکز با ۲۴ متر فاصله گمانه ها در یک Stage حفاری می شوند و سه گمانه بین آنها با فاصله ۲۴ متر در دو مرحله حفاری و تزریق می شوند و در گمانه های باقیمانده در مرحله سوم اجرا می گردد.

**Progress OfDrilling- Grouting -Water Test  
For Blanket Test**



**Holes (a)drilling with water tests folowed by the 4 holes**



**Holes (b)drilling with water tests folowed by the 4 holes**



**Holes (c)drilling with water tests ,grouting**

## بررسی نقاط ضعف و قوت طراحی پرده آب بند سد بتنی دو قوسی شهید رجایی

علیرضا مجیدی<sup>۱</sup>  
عبدالهادی قزوینیان<sup>۲</sup>  
علی ارومیه ای<sup>۳</sup>

### چکیده:

طراحی و ساخت سد های بزرگ در این مملکت امروزه به دست مهندسین کشور انجام می شود. اما در برخی از زمینه ها از جمله طراحی و اجرای پرده آب بند خالی از اشکالات فنی نمی باشد. این امریست طبیعی زیرا تجربه چنین کارهای مهندسی چند سالی بیش نیست که به اتکاء مهندسین ایرانی انجام می شود. لذا بررسی یک پروژه انجام شده که تا حدود زیادی نواقص و نقاط قوت آن مشهود گشته می تواند راهگشایی برای طراحی های بهینه در آینده و رفع نواقص گذشته باشد. علت یابی نقاط ضعف و قوت یک پروژه از تکرار آن در پروژه های بعدی جلوگیری نموده و به عنوان تجربه ای مفید می تواند در کارهای آینده به کارشناسان و طراحان کمک نماید. در طراحی و اجرای پروژه های بهسازی زمین از جمله عملیات تزریق و اجرای پرده آب بند در سدها باید مسائل مختلف در محدوده محل اجرای پروژه از جمله زمین شناسی، ژئوتکنیک و مسائل سازه ای مجموعاً و با دقت نظر بالا مورد مطالعه قرار گیرد.

با مطالعه دقیق پرده آب بند اجرا شده در سد شهید رجایی و با مد نظر قرار دادن مسائل ژئوتکنیک، زمین شناسی و سازه ای آن، می تواند دلایل ایجاد مشکلات در اجرای این پرده در برخی نقاط نظیر ترازهای بالائی تکیه گاه راست را مورد بررسی قرار داد.

### کلمات کلیدی:

پرده آب بند - تزریق - بهسازی زمین - ژئوتکنیک - زمین شناسی - سد بتنی دو قوسی شهید رجایی - زمین شناسی ساختمانی - گمانه های تزریق - دوغاب تزریق - رژیم تنشهای برجا.

<sup>۱</sup> عضو هیئت علمی مرکز تحقیقات حفاظت خاک و آبخیزداری کشور (گروه منابع آب)

<sup>۲</sup> عضو هیئت علمی دانشگاه تربیت مدرس (گروه مهندسی معدن - مکانیک سنگ)

<sup>۳</sup> عضو هیئت علمی دانشگاه تربیت مدرس (گروه زمین شناسی - زمین شناسی مهندسی)

**مقدمه:**

سد بتنی دو قوسی شهید رجایی با ۱۳۲ متر ارتفاع از پی و طول تاج ۴۲۰ متر در ۴۱ کیلومتری جنوب شهر ساری بر روی رودخانه تجن (دودانگه) و در دره تنگ و (V) شکلی بنام محلی تنگه سلیمان ساخته شده است. محل محور در ۸۰۰ متری شمال گسل بزرگ البرز شمالی و به موازات محور تاقدیس پر شیبی قرار گرفته است.

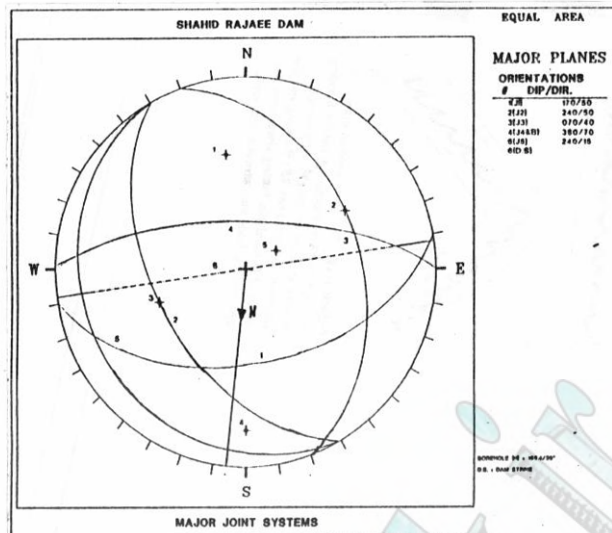
با توجه به موقعیت محل محور سد که در منطقه ای برشی و لرزه خیزی واقع شده است و همچنین ابعاد سازه و وضعیت زمین شناسی ناحیه، طراحی پرده آب بند آن از حساسیت ویژه ای برخوردار خواهد بود. آبدهی پرده های آب بند در برخی سدهای ساخته شده از جمله سدهای ساوه- مارون (بهپهان) - پانزده خرداد و همچنین مشکلات موجود در پرده آب بند ترازهای بالائی تکیه گاه راست شهید رجایی، نشانه ضعف در مطالعات، طراحی و یا اجرای این سازه در سدها می باشد. به نظر می رسد باز بینی کارشناسانه طراحی و اجرای پرده آب بند در این سدها بتواند ما را در تشخیص نقاط ضعف و قوت آنها در جهت بهینه نمودن طراحی های آینده کمک شایانی نماید. آنچه که مسلم است طراحی پرده آب بند یک سد ارتباط تنگاتنگی با مسائل ژئوتکنیکی، زمین شناسی و سازه ای آن پروژه خواهد داشت. لذا عدم دقت و توجه به هر یک از این مسائل می تواند طراحی و اجرا را با شکست و یا مشکلات عمده مواجه سازد.

**زمین شناسی عمومی محور سد:**

محور سد شهید رجایی در دره تنگ و (V) شکلی بنام محل تنگه سلیمان و در فاصله ۸۰۰ متری شمال گسل بزرگ البرز شمالی واقع شده است. محل محور این سد با امتداد شرقی - غربی به موازات محور تاقدیس پر شیبی بنام محلی تنگه سلیمان قرار گرفته است. محور این تاقدیس حدود ۲۰ درجه بسمت شرق پلانژ دارد. شیب لایه ها در محل محور سد حدوداً ۷۰ درجه به سمت شمال است. یال جنوبی این تاقدیس در اثر حرکات تکنونیک از بین رفته است. قسمت اعظم مخزن سد از رسوبات مارنی مربوط به ژوراسیک (به رنگ تیره) و مارنهای کرتاسه (با رنگ روشن) می باشد. مخزن سد بغیر از ناحیه ای که آهک های لار از آن عبور می کند بطور طبیعی آب بند است.

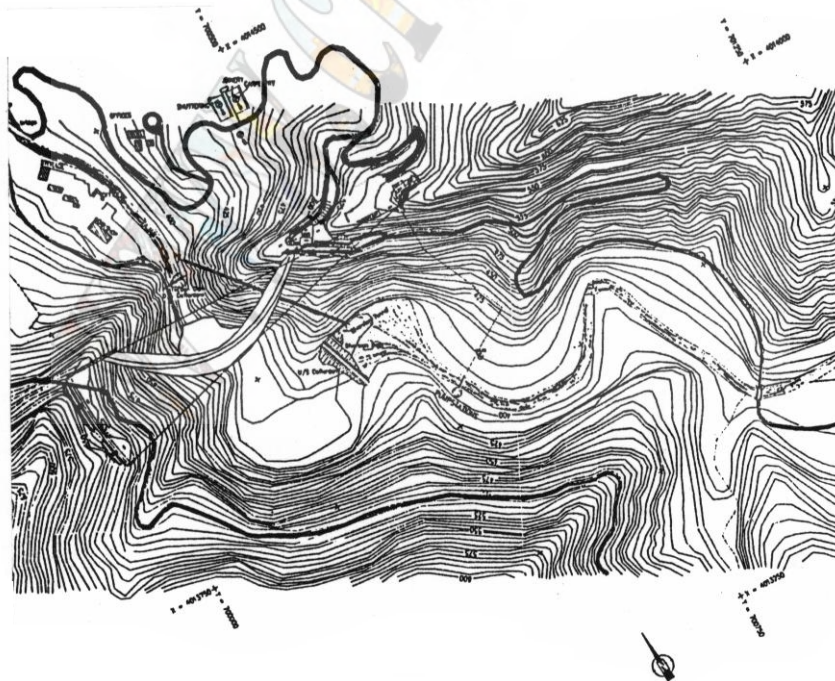
جنس پی مرکزی سد، ماسه سنگ مارنی است که به سمت جنوب و به طرف مخزن سد به مارنهای کرتاسه تبدیل می شود. تکیه گاههای سد از جنس ماسه سنگ آهکی، آهک ماسه ای و آهک تشکیل شده که توسط لایه های تبدیل تدریجی متشکل از لایه های نازک مارنی - ماسه سنگی و آهک از هم جدا می شوند. بر اساس برداشتهای صحرائی و کارهای آماری در ساختگاه سد، چهار دسته درزه اصلی (J<sub>1</sub>-J<sub>2</sub>-J<sub>3</sub>-J<sub>4</sub>) و یک دسته درزه فرعی (J<sub>5</sub>) و سطوح لایه بندی تشخیص داده شده است. شکل (۱) تصویر استریو گرافیکی سطوح ناپیوستگی را در محل محور سد نشان می دهد. با توجه به موقعیت درزه ها نسبت به محور تاقدیس دسته درزه های (J<sub>2</sub> و J<sub>3</sub>) از نوع درزه های برشی، دسته درزه های (J<sub>1</sub> و J<sub>4</sub>) از نوع درزه های امتدادی و یا کششی هستند. برخی از درزه های J<sub>1</sub> و سطوح لایه بندی تحت تأثیر گسل رورانده پشت سد و گسل البرز شمالی بوجود آمده و از نوع برشی هستند.





شکل ۱: تصویر استریوگرافیکی سطوح ناپیوستگی در محل محور سد شهید رجایی.

به دلیل نزدیکی محور سد به گسل بزرگ البرز شمالی، وجود گسلها و نواحی خرد شده و برشی در محل محور و تکیه گاهها دور از انتظار نمی باشد. یک گسل رو رانده و معکوس با امتداد شرقی غربی به موازات محور تاقدیس از تکیه گاه راست تا محل پی سد و از حدود ۱۰۰ متری بالادست آن عبور می نماید. شیب سطح گسل حدود ۳۰ درجه به سمت جنوب است. سطح این گسل به واسطه امتداد و شیب آن در ترازهای بالایی تکیه گاه راست به محور سد نزدیکتر می شود. تکیه گاه راست بویژه در ترازهای بالاتر از ۴۳۰ متر شدیداً دچار فرسایش شده بگونه ای که ضخامت آن نسبت به تکیه گاه چپ در همین ترازها بسیار کمتر است. شکل (۲) نقشه توپوگرافی محدوده محور سد و ضخامت تکیه گاهها را نسبت به هم نشان می دهد.

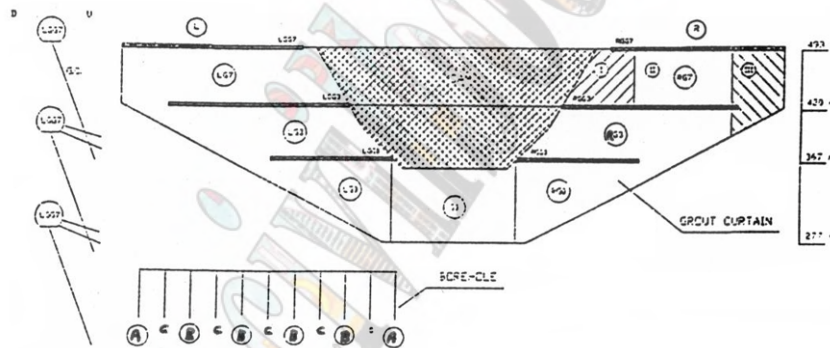


شکل ۲: نقشه توپوگرافی محل محور سد شهید رجایی.

### پرده آب بند:

طراح پرده آب بند سد شهید رجایی طرح ثابتی را برای کل پرده آب بند در نظر گرفته است. پرده آب بند در پی مرکزی و تکیه گاه ها از داخل گالریهای تزریق از تراز بالائی (تراز تاج سد) تا پی مرکزی به نامهای GG7 (تراز ۴۹۳ متر)، GG3 (تراز ۴۲۰ متر) و GGO (تراز پی مرکزی ۳۶۷ متر) و با حروف اختصار R و L که مشخص کننده تکیه گاه راست و چپ هستند مشخص می شوند. عمق پرده آب بند در زیر پی مرکزی ۹۰ متر است اما در کل، عمق متوسط پرده ۱۲۰ متر می باشد. عمق پرده آب بند به طرف انتهای گالریها در تکیه گاهها در دو جناح کاهش می یابد. طول پرده آب بند در پی مرکزی ۴۲۰ متر و در تکیه گاه راست ۲۲۰ متر و در جناح چپ ۱۸۰ متر می باشد.

عملیات تزریق توسط سه سری گمانه تزریق که عبارتند از سری A با فواصل ۵۰ متر، سری B با فواصل ۱۰ متر و سری C با فواصل ۱۰ متر از یکدیگر به روش نصف کردن فواصل بینینی و در یک ردیف انجام شده است. فواصل نهایی گمانه های تزریق ۵ متر می باشد. گمانه های سری A بعنوان گمانه های اکتشافی علاوه بر تزریق در آنها مغز گیری و آزمایش نفوذ پذیری (لوژن) نیز انجام می شود. عملیات تزریق از پایین به بالا و در قطعات ۵ تا ۱۰ متری انجام می پذیرد. در تمام طول پرده آب بند جهت و شیب گمانه ها ثابت می باشد. گمانه های تزریق با شیبی حدود ۷۰ درجه در جهت جنوب (N185) بطرف بالادست سد حفاری و تزریق شده اند. شکل (۳) نمای گستره پرده آب بند، گالری های تزریق و گمانه ها را نشان می دهد.



شکل ۳: نمای گستره پرده آب بند در سد شهید رجایی.

دو غاب مورد استفاده در تزریق پرده مخلوطی از آب و سیمان به نسبت (۱:۳) تا (۱:۵) به اضافه فوق روان کننده ( Super Plastisizer) به میزان حداکثر ۳٪ وزنی سیمان بوده است. فشار تزریق تا عمق ۴۵ متر، از ۵ تا ۴۵ بار (با ازدیاد عمق) افزایش می یابد. برای تزریق در اعماق بیش از ۴۵ متر در گمانه ها، فشار تزریق ۴۵ بار ثابت بوده است.

### نقاط ضعف و قوت پرده آب بند:

مسائل و پارامترهای مختلفی در طراحی یک پرده آب بند دخالت دارند که با توجه به موقعیت و حساسیت پروژه، طراح با وسواس و تأکید بیشتری بر روی برخی از آنها طراحی را انجام می دهد. موقعیت محور سد شهید رجایی از لحاظ زمین شناسی، آبهای زیر زمینی، لرزه خیزی و نوع و هندسه سد و تکیه گاهها به گونه ای است که در نظر داشتن هر یک از این مسائل میتواند پیچیدگی طراحی یک پروژه آب بند را برای چنین سدی مشخص سازد. با تمام این تفاسیر طراح برای این سد یک الگوی ثابت در کل پرده ارائه نموده است.

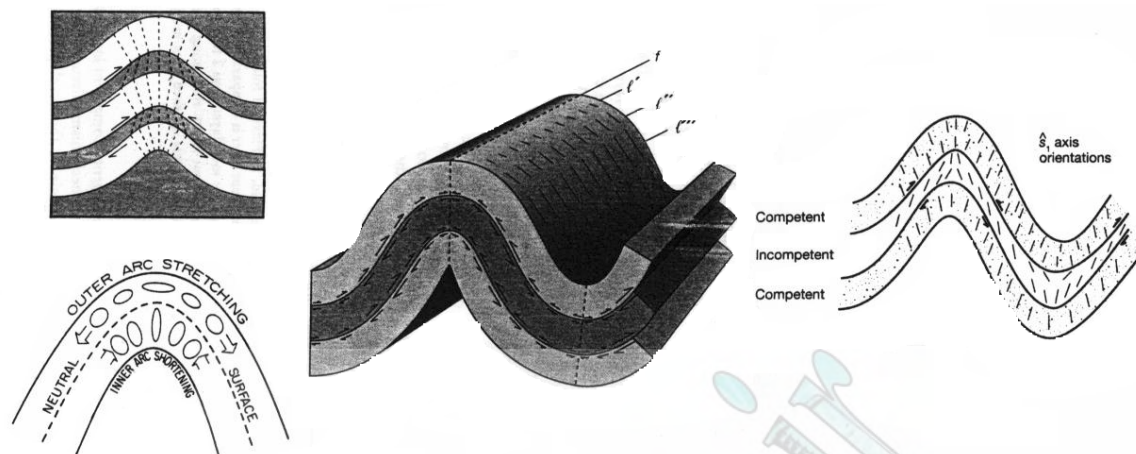
توجه دقیق و مهندسی به وضعیت زمین شناسی، رژیم تنشهای بر جا، توپوگرافی و مورفولوژی تکیه گاهها در محدوده محور سد، خود تفاوتهایی را در بخشهای مختلف پی و تکیه گاههای سد مشهود می سازد. تنوع در جنس لایه های سنگی در محل محور سد از ملموس ترین پارامترهای موجود می باشد. پرده آب بند در پی مرکزی در داخل ماسه سنگ مارنی و در تکیه گاه ها در

لایه های ماسه سنگی و آهکی قرار می گیرد. یک ماسه سنگ مارنی به دلیل وجود مارن از نظر مدول الاستیسیته، نفوذ پذیری، درز و شکافداری و حتی خصوصیات ژئوتکنیکی درزه های آن، با سنگهای شکننده تر، نظیر ماسه سنگ آهکی و آهک متفاوت است. همچنان که در مغزهای گرفته شده در حین حفاری گمانه های تزریق بوضوح مشخص شده که حداقل از عمق ۲۵ متر به پایین با عبور از زون هوازده و برشی در پی مرکزی، اکثر درزه ها دارای پرشدگی رسی بوده و یا درزه ها بدون باز شدگی هستند. بنابراین در طراحی پرده آب بند، طرح ارائه شده در یک سنگ مارن دار (نسبتاً نرم با خصوصیات پلاستیکی) نسبت به سنگهای سخت و شکننده حداقل از نظر فواصل گمانه ها (شعاع تأثیر دوغاب)، فشار تزریق (باربری و مقاومت سنگ) و حتی ترکیب و غلظت دوغاب متفاوت هستند. در سنگهای نسبتاً نرم با خصوصیات پلاستیسته معمولاً به دلایل محدودیت در اعمال فشارهای زیاد و خصوصیات ژئوتکنیکی درزه های آنها، فواصل گمانه ها کمتر از ۳ متر می باشد.

محل محور سد به موازات محور تاقدیس پر شیب (حدوداً ۷۰ درجه) و در ۸۰۰ متری شمال گسل بزرگ البرز شمالی، در محدوده برشی و خرد شده این گسل رورانده قرار می گیرد. لذا محل ساختگاه سد خود حساسیت بیشتری را در زمینه مطالعات زمین شناسی ساختمانی و تعیین رژیم تنشهای بر جا در محدوده محور سد برای طراحی پرده آب بند ایجاد می نماید. بنابراین وجود گسلهای محلی و مناطق برشی و خرد شده و حتی چشمه های گسلی در محل محور سد دور از انتظار نمی باشد. لذا برای آب بند نمودن اینگونه محلهای احتمالی نظیر ابتدای دهانه گالریهای RGG<sub>3</sub> و LGG<sub>3</sub> در تراز ۴۲۰ متر و انتهای گالری LGG<sub>0</sub> در تراز ۳۶۷ متر و نقاطی از این قبیل نمی توان از یک ردیف گمانه با فواصل ۵ متری نتیجه مطلوبی بدست آورد. بلکه نیاز به چند ردیف گمانه و یا کم نمودن فواصل گمانه ها با تزریق دوغابهای غلیظ به انضمام مواد افزودنی نظیر مواد زودگیر و یا بتونیت می باشد.

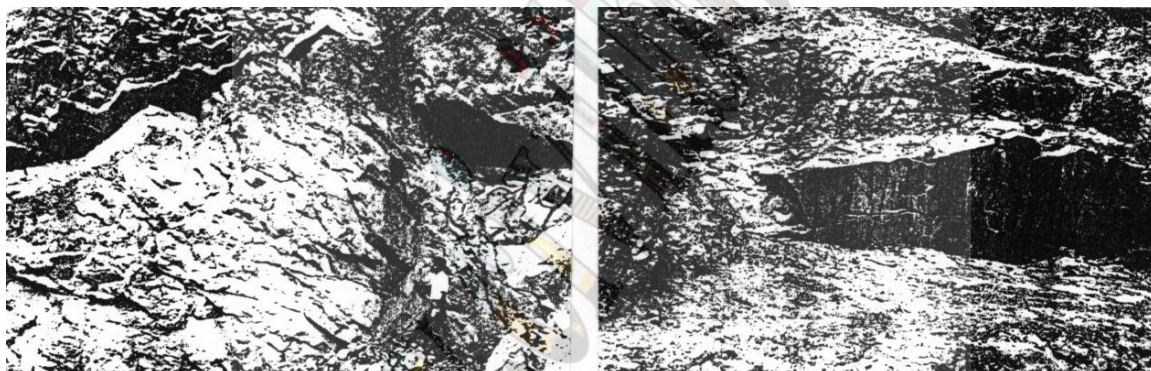
شیب لایه های سنگی در تاقدیس پر شیب تنگه سلیمان حدود ۷۰ درجه بسمت شمال است. اما شیب این لایه ها از تراز ۴۳۰ متر به بالا در تکیه گاه راست کاهش یافته به حدود ۵۵ درجه می رسد. این کاهش شیب در حقیقت شکل قوسی لایه ها را در محل قله تاقدیس آشکار می سازد. این کاهش شیب لایه ها در ترازهای بالاتری در تکیه گاه چپ اتفاق افتاده است (به دلیل پلانژ محور تاقدیس به سمت شرق). چین خوردگی شدید در این تاقدیس تحت یک رژیم تکتونیکی فشارشی بزرگ بوقوع پیوسته است. به دلیل تفاوت در میزان سختی، اصطکاک و چسبندگی بین سطوح لایه بندی چنانچه چین خوردگی لایه ها نظیر تاقدیس تنگه سلیمان از یک حد بیشتر شود، سبب می گردد تا در محدوده یالهای تاقدیس لایه های سنگی بر روی هم بلغزند. در نتیجه اکثر سطوح لایه بندی در این محدوده از نوع سطوح برشی و فشارشی همراه با حرکت و خرد شدگی و اکثراً بهم فشرده و یا با باز شدگی کم هستند. به دلیل عدم کوتاه شدگی لایه های سنگی، این حرکت برشی و لغزشی در حین چین خوردگی های شدید سبب بلند شدگی لایه ها در طرفین سطوح لایه بندی و سطوح ضعف نسبت به هم در محدوده قله تاقدیس می گردد. شکل (۴) مسئله فوق را به صورت شماتیک نشان می دهد. بنابراین در ناحیه قله تاقدیس که حدوداً از تراز ۴۳۰ متر در تکیه گاه راست مشاهده می شود، تنشها و کرنشهای کششی سبب انبساط حجم و خرد شدگی شدید و ایجاد درز و شکافهای باز در لایه های سخت شده است.





شکل ۴: نمایش شماتیک از وضعیت تنش و کرنش لایه های سنگی در حین چین خوردگی های شدید.

عکس (۱) دسته درزه ها و سطوح ناپیوستگی محل سد و خورد شدگی لایه های سنگی را در تراز ۴۳۰ متر تکیه گاه راست نشان می دهد. طراحی عملیات تزریق برای نواحی تحت کشش با مناطق تحت فشارش متفاوت است. در صورتیکه در طراحی پرده آب بند این سد مسئله فوق در نظر گرفته نشده است.



عکس ۱: خوردشدگی و درز و شکافداری لایه های سنگی در تراز ۴۳۰ متر تکیه گاه راست سد شهید رجایی

رژیم تنشی حاکم بر ناحیه قله تاقدیس (ترازهای بالاتر از ۴۳۰ متر) در تکیه گاه راست و عبور گسل رورانده ای با شیب ۳۰ درجه به سمت جنوب و به موازات محور تاقدیس از ۱۰۰ متری بالادست محور سد این تکیه گاه، عواملی هستند که باعث آزادی تنش، انبساط حجم و خورد شدگی لایه های سنگی و در نتیجه تشدید فرسایش و کاهش ضخامت و ایجاد شبکه متراکمی از درز و شکافهای به هم متصل در ترازهای بالایی تکیه گاه راست شده اند. لذا با تمامی شواهد فوق نمی توان با یک ردیف گمانه و با فشارهای نسبتاً بالا این بخش از تکیه گاه راست را بخوبی آب بند نمود. در چنین شرایطی خطر بلند شدگی لایه ها، جابجایی بلوکهای سنگی و فرار و هرز رفتن دوغاب در حین تزریق بسیار زیاد است. کاهش ضخامت تکیه گاه راست در ترازهای نزدیک به تاج سد در حدی است که ضرورت طراحی و اجرای یک تزریق تحکیمی در محدوده پی سد قبل از انجام تزریق آب بند را ایجاد می نماید.

از نقاط قوت و مثبت طراحی پرده آب بند سد شهید رجایی می توان به استفاده از فشارهای نسبتاً زیاد در تزریق خصوصاً در اعماق و استفاده از فوق روان کننده ها در دوغابهای غلیظ اشاره نمود. امروزه اعتقاد اکثر متخصصین بر اینست که به کار بردن فشارهای زیاد در تزریق در کنار استفاده از دوغابهای غلیظی که خصوصیات رئولوژیکی آنها با افزودن موادی نظیر فوق روان کننده ها تعدیل و بهبود یافته است می توان به نتایج مطلوبتری دست یافت. از دیگر نقاط مثبت این طراحی تعیین موقعیت مناسب برای گمانه های تزریق

است. شیب و جهت این گمانه ها بصورتی انتخاب شده که اکثر درزه های موجود در منطقه را قطع می نماید. در نتیجه شانس پر شدگی و قطع ارتباط درزه ها بیشتر می باشد. اجرای پرده آب بند از سه تراز و از داخل سه گالری در تکیه گاه ها و چرخش پرده به سمت بالادست در جناحین از دیگر نقاط قوت این طراحی می باشد. کم شدن عمق گمانه های تزریق خطر انحراف گمانه را کمتر می نماید. در صورت انحراف در بخشهای انتهایی گمانه ها انجام تزریق پرده اتصال دو بخش پرده آب بند که از دو تراز مختلف حفاری و تزریق شده اند، این نقطه ضعف را ترمیم می نماید.

موقعیت گمانه های تزریق و راستای گالری های تزریق نسبت به محور سد به گونه ای طراحی شده است که پرده آب بند به سمت بالادست (جنوب) شیب پیدا می کند. لذا عملکرد این پرده آب بند سبب می شود تا فشار آب منفذی در زیر پی سد از محور سد به طرف بالادست دور شود و بار کمتری بصورت بالازدگی (Uplift) بر بدنه و محور سد وارد شود.

### نتیجه گیری:

مطالعه، نقد و بررسی همه جانبه یک پروژه انجام شده در جهت علت یابی نقاط ضعف و قوت آن می تواند راهگشایی برای طراحیهای بهینه در آینده و کسب تجربه ای مفید و کاربردی برای کارشناسان باشد. در طراحی پرده آب بند، باید تمام عوامل و پارامترهای دخیل از جمله زمین شناسی، ژئوتکنیک و خصوصیات سازه ای در محدوده پروژه مورد مطالعه و بررسی دقیق قرار گیرد. مطالعه دقیق زمین شناسی محدوده طرح می تواند کارشناس را در تحلیل مسائل مختلفی از جمله رژیم تنشهای بر جا، تغییر شکلهای موجود، خصوصیات ژئوتکنیکی و رفتار مکانیکی و دینامیکی لایه های زمین کمک نماید. در حقیقت یک زمین شناس با اشراف بر مسائل ژئوتکنیک می تواند در ارائه مدل مفیدی از محدوده اجرای یک پروژه جهت تحلیل مسائل مختلف مهندسی کمک شایانی نماید. نقش زمین شناس مهندس در طراحی پروژه های مرتبط با بهسازی زمین خصوصاً پرده آب بند کاملاً مشهود است. در حقیقت یکی از وظایف زمین شناس مهندس در مجموعه کارشناسان ژئوتکنیک کمی نمودن مسائل زمین شناسی و ارائه یک مدل از محدوده طرح می باشد.

همانطور که در این مقاله آورده شد، عدم کارایی و تزریق و صرف هزینه بسیار زیاد در آب بند نمودن ترازهای بالایی تکیه گاه راست سد شهید رجایی به علت عدم توجه لازم و عدم مطالعه دقیق زمین شناسی در ناحیه محور سد می باشد. یکی از مهمترین نقاط قوت در طراحی پرده آب بند سد شهید رجایی استفاده از فشارهای بالا و دو غابهای نسبتاً غلیظ که خصوصیات رئولوژیکی آن با استفاده از مواد افزودنی تعدیل شده می باشد.

### منابع:

- ۱- مجیدی، علیرضا- قزوینیان، عبدالهادی- ارومیه ای، علی (۱۳۷۸) "پیشنهاد استفاده از روش جدید G.I.N. در تزریق تحکیمی پی تکیه گاه راست سد شهید رجایی" مجموعه مقالات اولین کنفرانس زمین شناسی مهندسی و محیط زیست ایران، دانشگاه تربیت معلم.
- ۲- دفتر مهندسی مشاور مهتاب قدس (۱۳۶۵) "گزارشهای زمین شناسی مهندسی فاز یک و دو مطالعاتی پروژه سد شهید رجایی" تهران.

3- Deer, D. u. & Lombardi, G. (1985) " Grout Slurries Thick or Thin " Proc. In issues in dam grouting, ASCE, Denver, PP. 156-164.

4- Houlsby, A.C. (1977) " Engineering of grout Curtains to standard " Journal of geotechnical Eng., Div, ASCE, GT9, PP 953-970.

5- Kutzner, A. (1996) " Grouting in Soil and Rock " Published by Chapman & hall.

6- Report of Mahab-Ghodss Consulting Eng. (1994) " Shahid Rajaei dam Engineering Geology " Final Report. Tehran.



# بتن ریزی توام با حفاری

مهندس سید حجت الله واله<sup>۱</sup>

مهندس سید احمد دانشیار<sup>۲</sup>

## چکیده:

اجرای پروژه های برق آبی در کشور هر لحظه وسیع تر و متکامل تر می گردد همراه با این وسعت، برنامه ریزی آنها در جهت اقدام بموقع پروژه ها پیچیده تر می شود. در مطالعات اولیه، کلیه گزینه ها و طرحهای گوناگون بررسی و بهترین آنها از نظر بازدهی مناسب و منابع مالی انتخاب می گردد. هدف نهایی طرح بهینه و کامل، اجرای پروژه در مدت مشخص و تعیین شده در چارچوب برنامه زمان بندی مصوب میباشد. پروژه برق آبی سد و نیروگاه مسجد سلیمان (گدارلندر) یکی از پروژه هایی است که بدلیل لزوم بازپرداخت وام، زمان راه اندازی نیروگاه و تولید برق از اهمیت خاصی برخوردار است. تاخیرات زمانی غیر قابل پیش بینی در جریان اجرای پروژه دستگاه اجرایی را وادار به کاهش زمان فعالیتهای باقیمانده نمود. در این راستا و جهت تحقق این مهم، مشخصات فنی اجرایی بر پایه مطالعات فنی و مهندسی دستخوش تغییرات اساسی گردید. که مهمترین آنها را میتوان اجرای عملیات بتن ریزی توام با حفاری دانست.

## کلمات کلیدی:

مسجد سلیمان - بتن - بتنی - سازه - انفجار - هیدراسیون - بلوک

<sup>۱</sup> مدیر فنی پروژه سد و نیروگاه مسجد سلیمان - مشارکت تابلیه و پرلیت - تورنتو، کانادا svaleh@aol.com

<sup>۲</sup> مدیر دفتر فنی پروژه سد استور - شرکت تابلیه - تهران - ایران rosad@kanoon.net

**توصیف پروژه :**

پروژه سد و نیروگاه مسجد سلیمان در جنوب غربی ایران، ۱۶۰ کیلومتری شمال شهر اهواز و ۲۵ کیلومتری شهر مسجد سلیمان واقع شده است. سد بر روی رودخانه کارون و ۵۰ کیلومتری پایین دست سد شهید عباسپور قرار گرفته است. این پروژه متعلق به مجموعه سدهای مورد نظر بر روی رودخانه کارون با توان سالیانه ۱۷۶۰۰ گیگا وات ساعت میباشد. (شکل شماره ۱)



**توپوگرافی منطقه :** رشته کوه زاگرس با پستی و بلندیهای شدید در محدوده ترازهای ۲۰۰ تا ۱۳۰۰ متر بالای سطح دریا

**هیدرولوژی :** متوسط سالیانه بارندگی ۴۰۰ میلیمتر، حوضه آبریز به مساحت ۳۸۰۰ کیلومتر مربع، متوسط دبی ۳۶۵ متر مکعب بر ثانیه و  $PMF=21700 \text{ m}^3/\text{s}$

**شکل شماره ۱**

زمین شناسی: تشکیلات بختیاری شامل سنگ سیلتی، سنگ آهک و کنگلومرا و آبرفت در بالای دره

سد و سرریز: سد سنگریزه ای با هسته رسی بطول ۴۷۰ متر و ارتفاع ۱۷۵ متر و ضخامت ۷۵۰ متر و سرریز با دریچه های شعاعی که توان تخلیه  $21700 \text{ m}^3/\text{s}$  را دارا است.

نیروگاه: نیروگاه زیر زمینی به ابعاد ۳۱۰ متر طول، ۴۸ متر ارتفاع و ۳۰ متر عرض تشکیل شده از ۴ واحد ۲۵۰ مگا واتی با توربین فرانسسیس که سالیانه مقدار ۳۷۰۰ گیگا وات ساعت توان تولید را دارا است.

مقادیر عملیات: حجم خاکریزی معادل ۱,۲۹۰,۰۰۰ متر مکعب، حجم حفاری معادل ۱۷,۱۸۵,۰۰۰ متر مکعب، حجم بتن ریزی ۱,۲۰۰,۰۰۰ متر مکعب، طول کل تونلها معادل ۴,۶ کیلومتر و حجم کل حفاری زیر زمین معادل ۴۱۵,۰۰۰ متر مکعب برآورد شده است.

**برنامه زمان بندی پروژه****برنامه اولیه :**

برنامه اولیه کارهای سیویل قرارداد از تاریخ Dec 94 تا May 99 جمعا "بمدت ۵۳ ماه تنظیم شده بود. در پایان برنامه اولیه، پروژه جهت آگیری، تخلیه سیلاب و بهره برداری دو واحد از نیروگاه آماده میباشد. جهت آماده سازی و تجهیز کارگاه ۱۸ ماه و ۳۵ ماه باقیمانده جهت کارهای حفاری و بتن ریزی برنامه ریزی شده بود. فعالیتهای برنامه اولیه ضمن اجرای همزمان فاقد هر گونه مزاحمت اجرایی با یکدیگر هستند. کارهای حفاری از ارتفاع ۳۰۰ متری صخره های سنگی همزمان با کار حفاری در تنگه اجرا میشود.

زمانی که حفاری به ناحیه شوت نزدیک می‌گردد، کارهای بتن ریزی از سازه ورودی سرریز آغاز میشود که نشان دهنده عدم مزاحمت فعالیت‌های بتن ریزی و حفاری می باشد.

### برنامه تجدید نظر شده :

حجم ۱۲ میلیون متر مکعبی حفاری در سنگ بیشتر در جناح راست بدنه سد که سرریز و ورودی نیروگاه قرار دارند میباشد سطح های حفاری شده که به مساحت ۱۳۴۰۰۰ کنگلومرا و سنگ رس هستند جهت پایداری نیاز به شاتکریت، وایر مش و راک انکر دارند که مطابق قرارداد نیاز به ۴۰۰۰ متر مربع پایدار سازی در ماه بوده است. در این ارتباط پیمانکار جهت مقابله با اجرای این مهم بطور کامل بسیج گردید اما بدلیل جابجایی راه دسترسی به وضعیت جدید و جابجایی خط انتقال برق به مکان ایمن کارهای حفاری با تاخیر مواجه گردید که به تبع آن عملیات بتن ریزی که در مدت ۳۵ ماه و راندمان ۱۷۰۰۰ متر مکعب در ماه برنامه ریزی شده بود ضمن افزایش حجم از مقدار ۶۱۶,۰۰۰ متر مکعب به ۸۴۲,۰۰۰ متر مکعب از برنامه اولیه و تاریخ 99 May به March 2000 در برنامه تجدید نظر شده تغییر یافت. (مرجع شماره ۲)

### روش اجرایی بتن ریزی توام با حفاری :

تداخل اصلی در فعالیت‌های بتن ریزی و حفاری عمدتاً " در ناحیه فوری جایی که احجام بزرگ حفاری باقی مانده و سازه های مهم بتنی مانند ورودی سرریز و نیروگاه میبایست شروع شود، بوده است. روش به گونه ای انتخاب شده است (مرجع شماره ۱۰) که اولویت را به آماده سازی سطح پی در سازه ورودی سرریز اختصاص می دهد بنابراین مطابق شکل شماره ۲ ترانشه های بزرگ در ناحیه فوری جهت اجرای همزمان حفاری سرریز و ورودی نیروگاه داده شد.

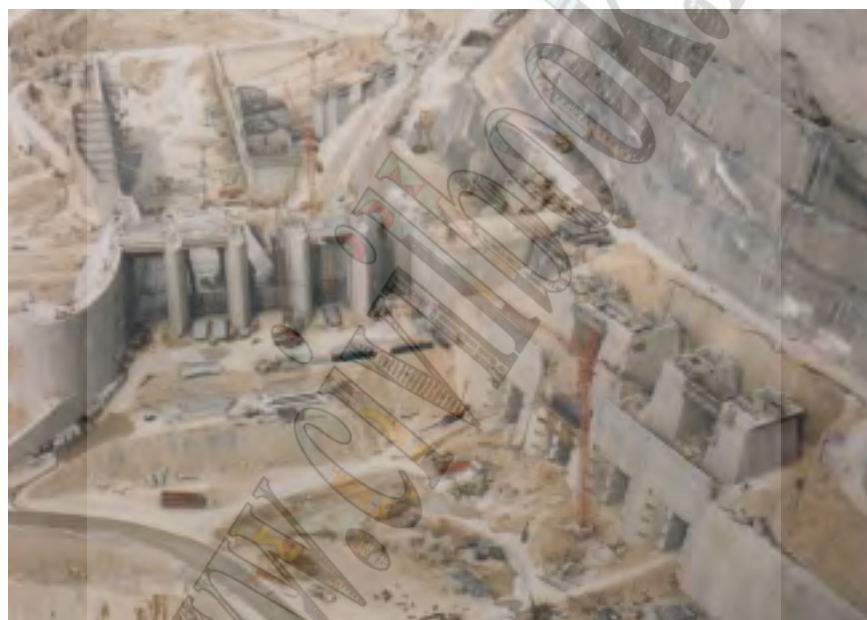


شکل شماره ۲

برنامه اجرایی به گونه ایی است که همزمان با کاهش تراز حفاری عملیات بتن ریزی پیشرفت داشته باشد (شکل شماره ۳).  
تاثیر روش جدید روی فعالیتها قابل ملاحظه بوده و پیمانکار میبایست تجدید نظرهایی بشرح زیر در کارگاه ایجاد می نمود.

- روش مطمئن انفجار مجاور عملیات بتن ریزی
- اجرای بتن ریزی به گونه ای که جهت پیشرفت حفاری مزاحمتی ایجاد نماید.
- پیشنهاد سیستم جدید از بتن ریزی مطابق با مشخصات فنی جدید که توانایی سازگاری با برنامه زمان بندی داشته باشد.

- تهیه تجهیزات جدید و اختصاص نیروی انسانی بیشتر
- مشخصات فنی بتن جدید
- وضعیت جدید بخش فنی را جهت مطالعه بر موضوعات بشرح زیر ملزم نمود.
- تنظیم شارژ انفجار در ارتباط با سازه بتنی
- پیشنهاد طرح مخلوط جدید که با سیستم سریعتری قابل ریختن باشد.
- تنظیم زمان بتن ریزی با زمان انفجار
- فعالیت به روی حرارت هیدراسیون ناشی از طرح مخلوط جدید
- ارزیابی هزینه برای نیازهای اضافی ایجاد شده بوسیله مشخصات جدید بتن



شکل شماره ۳

## تأثیر انفجار :

لرزش بتن ریخته شده در حد مشخص در دوره عمل آوری بتن محدود شده است. جهت تامین این خواسته حد لرزش انفجار میبایست براساس پارامترهای مشخص ارزیابی و کنترل شود. این پارامترها بوسیله دفتر فنی پیمانکار بصورت گسترده ای مورد ارزیابی و تحقیق قرار گرفته است. در این مقاله از اشاره به جزئیات موضوع که نتیجه آن بصورت عملی در اجرای انفجار ایمن استفاده شده است، اجتناب میشود.

جهت ایجاد منحنی انفجار ایمن ، پارامتر سرعت حداکثر ذره (Peak particle velocity) برای بتن میبایست مشخص شود که از مراجع مختلف در صنعت ساختمان موسسه تحقیقات بتن و مصالح بنایی در اونتاریو Ontario Hydro Concrete and Masonary Research Section بعنوان مرجع مطمئن و عملی انتخاب گردید.

بیشتر مراجع انفجار را در محدوده ۴ ساعت پس از بتن ریزی مجاز دانسته اما بین ۴ تا ۲۴ ساعت پس از بتن ریزی هیچ انفجاری در شعاع ۳۰ متری اجازه داده نشده است.

زمان ( پس از بتن ریزی )	(PPV, mm/s)
	۱۰۰
	۵ - ۰ ساعت
۱ روز	۱۴
۲ روز	۳۰
	۴۰
	۳ روز
	۶۰
	۷ روز
	۸۵
	۲۸ روز
۹۰ روز	۱۰۰

جهت مشخص نمودن شارژ تاخیری حفاری مطمئن موسسه حفاری در سنگ آمریکا (US Transportation Rock Blasting) (مرجع شماره ۹) یک رابطه تجربی بشرح زیر ارائه نموده است.

$$PPV = a (SD)^b$$

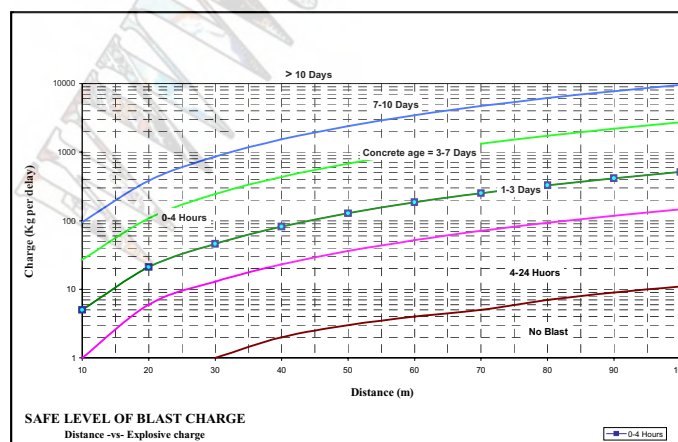
$$SD = (D/2)^{1/2}$$

مقادیر  $a, b$  منتج از خصوصیات زمین شناسی کارگاه و  $SD$  فاصله میزان شده بشرح زیر میباشد.

$D$  = فاصله افقی نسبت به محل انفجار به متر

$Q$  = شارژ حفاری در هر تاخیر به کیلو گرم

از نتایج انفجارهای انجام شده در کارگاه ضرایب  $a, b$  بوسیله لرزه سنجی (Seismograph) که Series IIS DS-477 نامیده میشود اخذ می گردد و با توجه به رابطه فوق در نهایت منحنی انفجار ایمن تولید میشود (شکل شماره ۴)



شکل شماره ۴

#### برنامه انفجار :

هماهنگی بین فعالیتهای بتن ریزی و انفجار نقش بسیار مهمی در پروژه داشته است که در نتیجه مسئولیت آن متوجه مدیر پروژه

میشود.



با داشتن وضعیت روشن از اهمیت کار و حجم بتن ریزی برنامه ریزی شده او میتواند تداخل عملیاتی بین فعالیتهای فوق را جهت دستیابی به برنامه روزانه تنظیم نماید. ملاحظات وی برای تصمیم بهتر براساس تنظیم جدول زیر بوده است.

#### کارهای بتنی

- انتخاب منطقه بتن ریزی
- محاسبه حجم بتن ریزی
- روش بتن ریزی
- برآورد زمان بتن ریزی
- محاسبه زمان شروع و پایان بتن ریزی

#### انفجار

- محاسبه فاصله بلوک بتن ریزی شده و نقطه انفجار
  - محاسبه سن بتن ریخته شده جدید و بلوک قبلی
  - ارزیابی میزان شارژ تاخیر این انفجار منتج از چارت
  - طراحی آرایش چاههای حفاری و عمق حفاری
  - محاسبه زمان انفجار با در نظر گرفتن بتن ریزی
- حفاریهای فوق با احتیاط زیادی با در نظر گرفتن اجتناب از تخریب قالبها و آرماتورها اجراء شده است.

#### طرح اختلاط بتن :

مشخصات قرارداد، دستورالعمل های معینی برای تامین کیفیت مناسب بتن به وضوح اعلام نموده است. بتن توده برای سرریز و سازه های جنبی با ماکزیمم سائز مصالح ۷۶ میلیمتر و مقدار سیمان ۲۳۵ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته شده است. درجه حرارت بتن تازه ۱۸ درجه سانتی گراد و پس از بتن ریزی اختلاف دمای بتن ریزی داخل و خارج سازه به حداکثر ۲۰ درجه سانتی گراد محدود شده است. در روش اجرایی اولیه، بتن توده توسط سیستم نوار نقاله و باکت اجرا میشود استفاده از تجهیزات بتن ریزی مانند Creter – Crane بعلت محدودیت فضای ناشی از کارهای حفاری امکان نا پذیر و تنها یک واحد از آنها قابل استفاده بوده است. بنابراین زمان بتن ریزی با سرعت ۳۵ متر مکعب بر ساعت یعنی زمان ۱۵ ساعت برای یک سازه ۵۰۰ متر مکعبی پیش بینی شده است.

با داشتن مدت طولانی برای بتن ریزی زمانی جهت فعالیتهای حفاری در جایی که انفجار میبایست در روز انجام شود وجود نداشته است. بنابر این احتیاج به یک روش جدید بتن ریزی اجتناب نا پذیر بوده است. در میان تمام تجهیزاتی که انعطاف پذیری و کارآیی لازم را داشته باشند پمپ موبایل و پمپ ثابت مناسب تشخیص داده شد. آنها به بتن با روانی بیشتر و حداکثر سائز مصالح کاهش یافته نیاز دارند.

بنابر این یک طرح اختلاط جدید جهت دستیابی به نیازهای بشرح زیر مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفت.

- داشتن حداقل نسبت آب به سیمان
- داشتن حداقل مقدار سیمان ممکن
- داشتن ماکزیمم سائز مصالح که بمنظور عبور از لوله پمپ به قطر ۱۵۰ میلیمتر مناسب باشد.
- کنترل حرارت هیدراسیون به گونه ای که اختلاف درجه حرارت در بلوک بتنی از ۲۰ درجه سانتی گراد تجاوز ننماید
- طرح اختلاط با ماکزیمم سائز مصالح ۴۰ میلیمتر و سیمان با حرارت هیدراسیون پایین و نسبت آب به سیمان ۰/۵. به نحو شایسته ای طراحی گردید. جهت اجتناب از ترکهای حرارتی تمهیدات خاصی بشرح زیر بمورد اجرا گذاشته شد.
- کاهش ارتفاع لیفت بتن ریزی به ۱/۵ متر

- حفظ حرارت بتن تازه تا حد امکان در زمان بتن ریزی
- تقسیم اندازه بلوک به قسمتهای کوچکتر
- افزایش زمانی فواصل متوالی بتن ریزی
- نصب حرارت سنج در بلوک جهت تعیین درجه حرارت بتن

### نتایج آنالیز حرارت هیدراسیون :

مطالعات حرارتی گسترده ای بر روی بتن توده در ناحیه فوربی و سازه های سرریز انجام گردیده است. (مرجع شماره ۵). آنالیز دو بعدی انتقال حرارت با استفاده از روش اجزای محدود به منظور دستیابی به اندازه گرادیان حرارتی منطبق بر حرارت تولید شده از حرارت هیدراسیون بتن صورت گرفته است.

فرمول تئوریک که از یک متغیر نمایی تبعیت می کند (مرجع شماره ۴)، بمنظور دستیابی به اندازه حرارت هیدراسیون  $w(t)$  مورد استفاده قرار گرفته است. سپس منحنی تولید شده با داشتن نتایج آزمایشهای مختلف حرارت هیدراسیون سیمان اخذ شده از کارخانه سیمان ما را به نتیجه نهایی سوق میدهد. (مرجع شماره ۱) معادلات دیفرانسیل با متغیر زمان نمایانگر معادله انتقال حرارت تابع حرارت هیدراسیون در بتن میباشد.

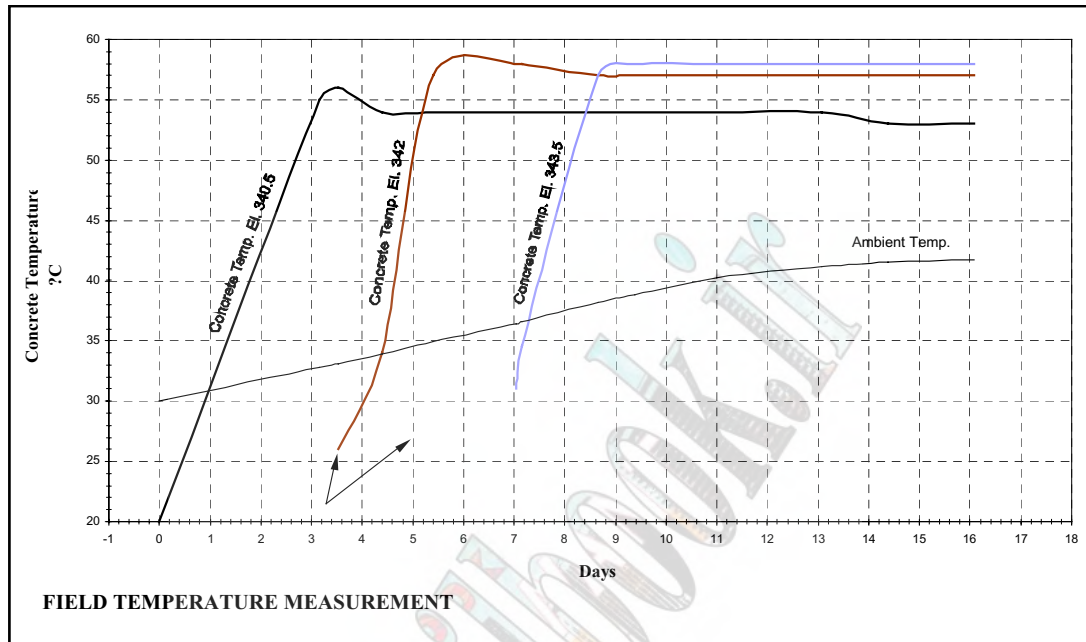
شکل هندسی بلوک، شرایط مرزی بلوک فواصل زمانی متوالی بتن ریزی و تغییرات سینوسی درجه حرارت محیط از پارامترهای اساسی مؤثر در مطالعات حرارتی اجزای محدود بوده است. (مراجع ۸ و ۷ و ۳)

نتایج آنالیز برای دوره های بلند مدت و میان مدت نشان میدهد که برای حالت حدی ۳ متر ارتفاع لیفت، فواصل بتن ریزی ۵ روزه، مقدار سیمان تیب پنج ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و درجه حرارت بتن ریزی  $18^{\circ}\text{C}$  و بلوک تا ۱۲ متر ضخامت، ریسک ایجاد ترک حرارتی پایین میباشد.

جهت اثبات محاسبات، تعدادی حرارت سنج در سازه های مختلف نصب و افزایش درجه حرارت در بلوک کنترل گردید. نتایج یکی از بلوکها (شکل شماره ۵) همخوانی قرائتها را با محاسبات نشان میدهد.

### اختصاص تجهیزات :

مشخصات جدید از کارهای بتنی موجب تجدید نظر در روشهای بتن ریزی، انتقال بتن و تجهیزات مرتبط گردید. تجهیزات موجود که کماکان میتوانستند خود را با روش جدید تطبیق دهند با تجهیزات سفارش شده جدید تلفیق گردیدند. هزینه دو سیستم متفاوت از بتن ریزی و انتقال مورد ملاحظه و بررسی قرار گرفتند. دو سیستم اشاره شده میتوانند بشرح زیر خلاصه شوند.



شکل شماره ۵

- استفاده از بتن حجیم و انتقال آن با مجموعه (های دامپ و Creter - Crane): این سیستم توانایی بتن ریزی با ماکزیمم سائز مصالح ۷۶ میلی متر با سرعت نسبتاً پایین را داراست.
- استفاده از بتن پمپ، انتقال آن با مجموعه تراک میکسر و پمپ بتن: این سیستم توانایی بتن ریزی با ماکزیمم سائز مصالح ۵۰ میلی متر و سرعت بالا را داراست.
- فاکتور دیگری که مورد ملاحظه قرار می گیرد جبران سیمان اضافی ناشی از استفاده از روش بتن ریزی متداول با بتن ریزی توده میباشد.
- نتایج مطالعات بر روی هزینه هر یک از این عملیات بشرح زیر خلاصه میشود:
  - در زمان پیک عملیات بتن ریزی نیاز به بتن ریزی ۶ بلوک بتنی بصورت همزمان در ناحیه سرریز، ورودی و خروجی نیروگاه میباشد که در این حالت نیاز به حداقل ۸ پمپ بتن در کارگاه میباشد مقایسه هزینه پمپ بتن و دستگاه Creter Crane نشان میدهد که تعداد ۲ پمپ بتن با بوم ۴۲ متر معادل هزینه یک دستگاه Creter Crane با طول بوم ۵۰ متر میباشد.
  - با داشتن تراک میکسر تولید داخل هزینه تامین آن بمراتب از سیلویوس وارداتی از خارج کشور پایین تر میباشد.
  - هزینه سیمان اضافی استفاده شده در بتن پمپ ۳۰٪ از بتن توده بیشتر است که این افزایش هزینه با هزینه پایین تر پمپ بتن و تراک میکسر جبران گردیده است.
  - هزینه یخ و ماسه اضافی بمنظور سرد کردن بتن و تولید بتن برای دستگاه پمپ بتن بعلت داشتن تجهیزات یخ ساز قوی در کارگاه و ارزانی ماسه محلی در منطقه قابل ملاحظه نبوده است.
- بنابر این تغییر مشخصات بتن نه تنها موجب ضررهای مالی زیاد نگردید بلکه موجب افزایش سرعت عملیات بتن ریزی شد. ولیکن سعی اصلی در هماهنگی عملیات حفاری و بتن ریزی بوده که نیازمند تلاش بیشتر نیروی انسانی درگیر بوده است. هزینه این مورد سادگی قابل ارزیابی و تخمین نمیشود.

**توصیه ها :**

- بمنظور کنترل هرگونه تداخل عملیاتی بین فعالیتهای مراحل زیادی بشرح زیر میبایست انجام گیرد.
  - ملاحظه اثر تداخل عملیات بر اجرای پیشرفت پروژه
  - تولید یک برنامه زمانی جدید برای پروژه
  - اولویت دادن به فعالیتهای اصلی به گونه ای که سایر فعالیتهای آن پیشرفت آن تبعیت کنند.
  - اجرای اثر فعالیتهای اصلی بر روی بقیه فعالیتهای و تنظیم روش اجرایی مربوطه
  - در صورت ضرورت تغییر مشخصات فنی با تضمین کیفیت اجرایی جهت تامین پیشرفت اجرایی
  - بررسی اثر مشخصات جدید بر روی هزینه پروژه
- پروژه سد و نیروگاه مسجد سلیمان مکان مناسبی از تمرین فوق بوده است که تیم مدیریت پروژه سعی وافری جهت به حقیقت رساندن این مهم از خود نشان داده است.

**مراجع :**

- 1- ACI Committee 207, 1994, "Cooling and insulating System for Mass Concrete", ACI207.4R-3, American Concrete Institute, Detroit,
- 2- Baek, Ghandi, June 30 1996, A, "Method statement of excavation and dam embankment" Daelim-Sato construction Co. Godar-E-Landar HEPP, contract document
- 3- Holman J P, 1986, "Heat Transfer", 6<sup>th</sup> Edition, McGraw-Hill Book Co., New York,
- 4- Mandry W, 1961, "Uber das Kuhlen von Beton", Springer-Verlage, Berlin,
- 5- Naji J, June 1999, "Thermal Analysis of mass Concrete Due To Hydration Heat Generation", Revised and updated report, MIS HEPP, Tablieh-Perlit JV.
- 6- Niaki A, Aug. 11 1998, "Method statement for control of blasting vibration (Rev.2)", MIS HEPP.
- 7- Ozisik, 1985, M N, "Heat Transfer- A Basic Approach" McGraw-Hill Book Co., New York,
- 8- Pitts D, R.Sissom, LE, 1983, "Theory and Problem Of Heat Transfer", McGraw-Hill Book Co.,
- 9- US Dept't. of Transportation Rock Blasting and Overbreak Control National Highway Institute, FHWA-HI-92-001(1991) Ch. 105.9.6,
- 10- Valeh SH, Daneshyar S, August 1997, "Method statement for concrete work" (Rev.1), MIS EPP, Tablieh-Perlit JV.

## ارزیابی فشارهای آب منفذی در پی و بدنه سد کرخه پس از آبگیری

دکتر مهدی پاکزاد<sup>۱</sup>

دکتر سید مجدالدین میرمحمد حسینی<sup>۲</sup>

### چکیده:

ایمنی یک سد نه تنها به طراحی و اجرای دقیق، بلکه به عملکرد صحیح آن بر اساس رفتار نگاری سد طی اولین سالهای آبگیری و مراحل بهره برداری بستگی دارد. با آبگیری سد کرخه در اواخر سال ۱۳۷۸ و قرائت مستمر ابزار دقیق بکار رفته در پی و بدنه سد، رفتار سد مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است. در مقاله زیر سعی شده است با استفاده از نتایج پیزومترهای بکار رفته در پی و بدنه سد وضعیت سد پس از آبگیری مورد بررسی قرار گیرد. بر اساس نتایج حاصله با گذشت حدود ۹ ماه از آبگیری سد کرخه (تا تاریخ ۷۹/۸/۳۰) رفتار سد متعارف و منطقی بوده است.

### کلمات کلیدی:

سد کرخه، رفتارنگاری، ابزار دقیق، پیزومتر، فشار آب منفذی، شکست هیدرولیکی، ضریب فشار منفذی.

<sup>۱</sup> سرپرست دفتر فنی طرح کرخه - شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس

<sup>۲</sup> دانشیار دانشگاه صنعتی امیر کبیر و کارشناس ارشد ژئوتکنیک طرح کرخه



**مقدمه :**

سد کرخه با حجم مخزن ۷/۴ میلیارد مترمکعب در هنگام سیلاب طراحی و ۵/۶ میلیارد مترمکعب در تراز نرمال، بزرگترین سد کشور از نظر ذخیره سازی آب میباشد. اهداف اصلی این سد، ذخیره و تامین آب مورد نیاز کشاورزی برای بیش از ۳۲۰۰۰۰ هکتار اراضی مستعد استانهای ایلام و خوزستان و همچنین تولید ۹۳۴ جیگاوات ساعت انرژی الکتریکی سالیانه و نیز مهار سیلابهای مخرب رودخانه کرخه تعیین گردیده است.

سد از نوع خاکی با هسته مرکزی رسی به ارتفاع ۱۲۷ متر از پی خود و طول تاج ۳۰۳۰ متر میباشد. رقوم تاج سد ۲۳۴ متر و رقوم کف پی در بحرانی ترین مقطع سد ۱۰۷ متر بالاتر از سطح دریا است.

ساختمان سد مخزنی کرخه در سازند بختیاری واقع است. سازند بختیاری متشکل از کنگلومرا و عدسیهای ماسه سنگی و گلشنگی، سنگ پی را تشکیل میدهند. توده سنگ کنگلومرای نفوذپذیری نسبتاً بالایی داشته و توسط میان لایه های گلشنگی با نفوذپذیری بسیارکم از یکدیگر جدا میشود.

جهت جلوگیری از نفوذ و نشست آب از کنگلومرای پی در تکیه گاهها و بخش میانی سد، از دیوار آببند با مصالح بتن پلاستیک استفاده گردیده که در بالا به هسته مرکزی سد و در پایین عمدتاً به یکی از لایه های گلشنگی دوخته شده است. مجموعه دیوار آب بند بصورت قائم و لایه های گلشنگی بصورت افقی سیستم آب بندی پی سد را تشکیل میدهند.

**سیستم رفتارنگاری و ابزار دقیق :**

به منظور کنترل و مراقبت از نحوه عملکرد و رفتارسد کرخه، یک سیستم رفتارنگاری با توجه به مشخصات بدنه سد، وضعیت زمین شناسی پی و موقعیت دیوار آببند در نظر گرفته شده است. موقعیت دستگاههای مورد استفاده در رفتارنگاری سد با توجه به وضعیت جانمایی و بهره برداری مخزن طوری در پلان تنظیم شده است که قرائت و کنترل آنها به سهولت امکان پذیر باشد. هدف از تعبیه این سیستم اندازه گیری تغییرات عوامل زیر در دوره های مختلف عمر سد میباشد:

**حرکات خارجی سد :** جهت اندازه گیری و کنترل جابجایی سد از یک سیستم میکروژئودزی که شبکه آن در قسمتهای مختلف سد گسترده میباشد استفاده شده است. این شبکه نقاط انتهایی دستگاههای داخلی سد را نیز در بر میگیرد.

**حرکات داخلی بدنه سد :** بمنظور کنترل میزان جابجایی بخشهای داخلی سد از دستگاههای انحراف سنج (Inclinometers) از پی سد تا رویه خارجی سد ادامه دارد، استفاده گردیده است. انحراف سنجها تغییر شکلهای افقی وقائم (نشست) بدنه سد را نشان میدهند. همچنین بجهت کنترل میزان نشست پی سد، با استفاده از گالری بازرسی زیر بدنه سد، بوسیله نقشه برداری داخلی و به کمک شبکه میکروژئودزی خارج بدنه سد اندازه گیریهای منظمی انجام میشود.

**فشارهای داخلی خاک :** فشارهای موجود در خاکریز بدنه سد به کمک دستگاههای فشارسنج (Pressure Cells) کنترل می گردند. فشارسنجها از نوع خوشه ای (Cluster) بوده که هر کدام قادر به اندازه گیری فشارهای کل خاک در ۵ جهت مختلف می باشند.

**فشارهای آب منفذی :** اندازه گیری فشار آب حفره ای در خاکریز بدنه و پی سد، بوسیله دستگاههای پیزومتر (Piezometers) دو نوع الکتریکی (ارتعاشی) و مکانیکی (لوله ایستا) انجام میشود که بسته به اهمیت مقطع و امکانات نصب و اجرا در یک یا چند تراز مختلف نصب شده اند.

**سطح آب زیرزمینی در تکیه گاهها :** تغییرات سطح آبهای زیرزمینی در تکیه گاهها و در لایه های مختلف زمین شناسی به کمک شبکه چاههای مشاهده ای اندازه گیری و کنترل میشود. همچنین در اطراف سازه های مهم سد از جمله نیروگاه و حوضچه آرامش سرریز نیز از چاههای مشاهده ای استفاده شده است.

**سطح آب مخزن:** تغییرات سطح آب دریاچه سد به کمک خط کش مدرج و همچنین اندازه گیری سطح آب از راه دور کنترل می‌گردد.

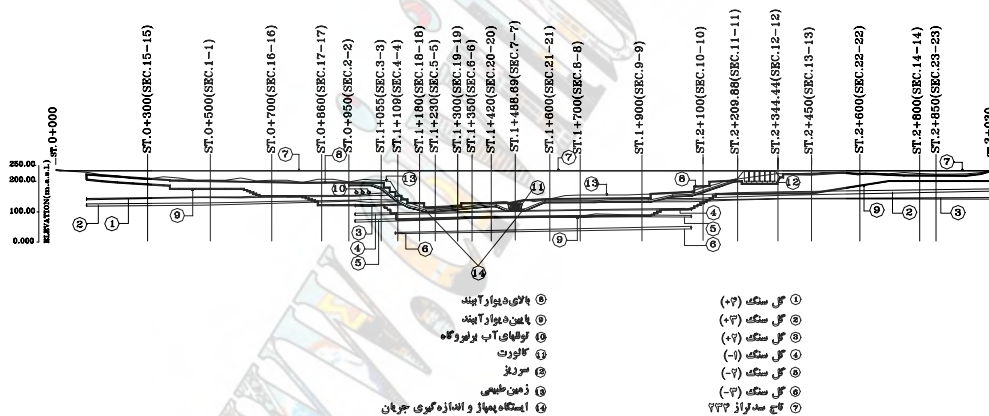
**وضعیت آب بندی پی:** برای کنترل صحت عملکرد دیوار آب بند، از پیژومترهای الکتریکی و مکانیکی نصب شده در ترازهای مختلف پی در طرفین دیوار استفاده میشود. همچنین از طریق گالری بازرسی واقع در پایین دست دیوار آب بند و چاههای رفتارنگاری در گالری مزبور، رقوم سطح آب در پایین دست دیوار کنترل می‌گردد.

**نشت آب از سد:** زه آب خروجی از سد پس از جمع آوری آن در پایین دست سد اندازه گیری و کنترل میشود. در تکیه گاهها از طریق گالریهای زهکش و در جناح میانی سد توسط پتوی زهکش و کانال اندازه گیری، این مسئله انجام میگیرد.

**زلزله:** برای ثبت و اندازه گیری حرکات ناشی از زمین لرزه از دستگاههای شتابنگاری روی بدنه و اطراف سد استفاده شده است.

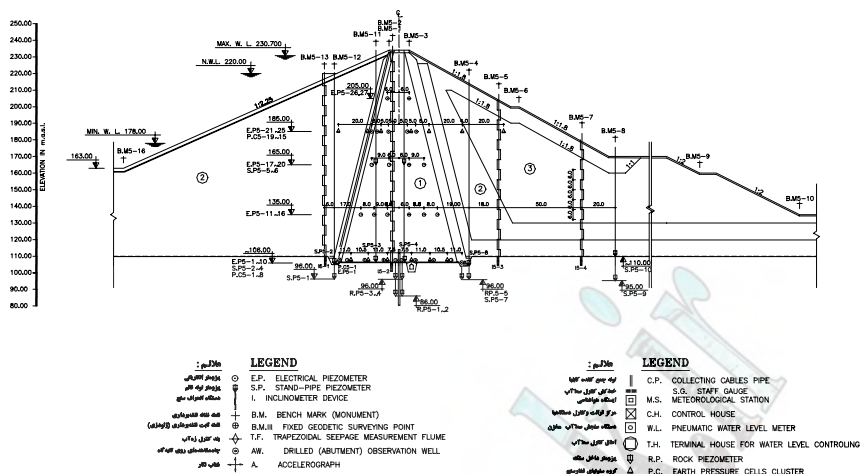
### مقاطع ابزار بندی شده:

با توجه به وضعیت پی و بدنه سد تعداد ۲۳ مقطع عرضی برای نصب دستگاههای ابزار دقیق انتخاب شده اند. از این تعداد، ۱۴ مقطع در مطالعات فاز ۲ و ۹ مقطع دیگر در هنگام اجرا در فاز ۳ و پس از آنگیری آزمایشی در سال ۱۳۷۶ جهت پوشش بهتر اطلاعات ابزار دقیق اضافه گردیدند. وضعیت قرارگیری مقاطع ابزار دقیق در شکل (۱) ارائه شده است.



شکل ۱: مقطع طولی سد به همراه مقاطع عرضی پیش‌بینی شده جهت نصب ابزار دقیق.

با توجه به رقوم پی، ارتفاع خاکریزی و عمق دره، بحرانی ترین مقطع سد کرخه بلحاظ بروز بیشترین مقدار تجمع فشارهای آب منفذی و وقوع حداکثر نشست، مقطع ۵ سد واقع در ایستگاه (۱+۲۳۰) میباشد. لذا بیشترین تعداد ابزار دقیق در این مقطع از سد بکار رفته است (شکل ۲).



شکل ۲: موقعیت و آرایش ابزارهای دقیق در یک مقطع عرضی نمونه سد (مقطع ۵- ایستگاه ۱+۲۳۰).

ارتفاع خاکریزی هسته در طول مراحل اجرای سد در این مقطع بیشترین مقدار بوده و در انتهای عملیات ساختمانی سد برابر ۱۲۷ متر خواهد گردید. همچنین دیوار آب بند در این مقطع به پایین ترین لایه نفوذناپذیر (لایه گلسنگ ۲-) دوخته شده است. مجموعاً ۹۴۸ نوع ابزار مختلف فشارهای آب منفذی و خاک و نیز اندازه گیری حرکات داخلی در سد کرخه بکار رفته که توزیع آن برقرار زیر است:

- پیزومترهای الکتریکی در پی و بدنه سد : ۲۷۸ عدد
- پیزومترهای مکانیکی در پی و بدنه سد : ۱۳۴ عدد
- سلولهای فشارسنج در بدنه سد : ۵۱۰ عدد
- انحراف سنجهای بکار رفته در بدنه سد : ۲۶ عدد

جهت مطالعه بهتر وضعیت تراز آب، علاوه بر ابزارهای ذکر شده، تعداد ۲۶ حلقه چاه مشاهده‌ای برای اندازه گیری سطح پیزومتریک آب در لایه‌های مختلف زمین‌شناسی در تکیه گاهها و پی در پایین دست بدنه سد و اطراف سازه‌های اصلی نظیر نیروگاه و حوضچه آرامش سرریز حفر شده است.

همچنین بجهت کاهش فشار بر کنش آب در لایه‌های مختلف کنگلومرای، تعداد قابل توجهی چاههای کاهش فشار و چاههای زهکش در محدوده پایین دست بدنه در جناح میانی سد، سرریز و حوضچه آرامش در جناح راست سد و ساختمان نیروگاه در جناح چپ سد پیش‌بینی شده است. از طریق اندازه گیری های انجام شده از این چاهها نیز وضعیت پیزومتریک آب در مناطق مختلف در پایین دست سد قابل مطالعه و ارزیابی خواهد بود.

### ارزیابی نتایج ابزار دقیق سد کرخه پس از آنگیری:

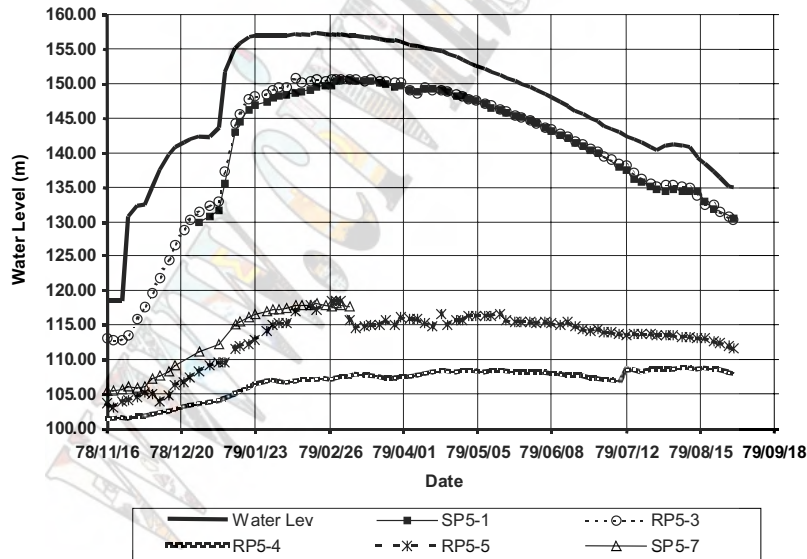
در تاریخ ۲۴ بهمن ۱۳۷۸ آنگیری سد کرخه شروع گردید. نصب و قرائت مستمر ابزار دقیق پی و بدنه سد از ابتدای عملیات اجرایی متناسب با رقوم خاکریزی سد انجام شده بود. جهت کنترل بیشتر وضعیت سد پس از آنگیری، دوره قرائتهای این ابزارها کوتاهتر شده و انتقال داده ها و تجزیه و تحلیل آنها سریعتر صورت گرفت.

جهت ارزیابی کلی سد قبل و پس از آبیگری، ذیلا به وضعیت فشارهای آب منفذی در پی و بدنه سد در بحرانی ترین مقطع پرداخته شده است.

### بررسی فشار آب منفذی در پی سد:

در شکل (۳) تغییرات تراز سطح آب در مخزن همراه با بقیه پیزومترهای پی در بحرانی ترین مقطع عرضی بدنه سد (مقطع ۵) نشان داده شده است. با آبیگری سد در اواخر بهمن ۷۸، روند بالارفتن آب در مخزن سیر صعودی داشته و این روند تا اواخر اردیبهشت ادامه داشته و پس از آن بعلت برداشت بسیار زیادتر آب از مخزن نسبت به دبی ورودی، تراز آب مخزن بطور فزاینده ای رو به کاهش گذاشته است.

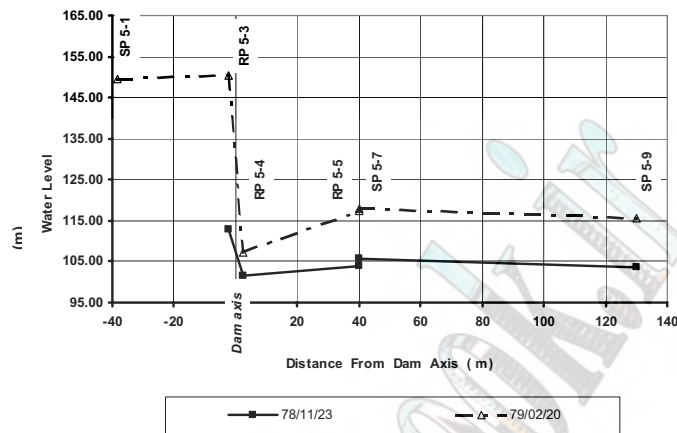
پیزومترهای RP5-3 و SP5-1 - که بیشترین تاثیر را از بالا آمدن آب در مخزن داشته اند، از دو نوع الکتریکی و مکانیکی بوده و به ترتیب در زیر فیلتر بالادست و فاصله ۲/۵ متری بالادست دیوار آب بند قرار گرفته اند. با مقایسه روند تغییرات سطح آب مخزن و تراز آب در این دو پیزومتر میتوان مشاهده نمود که در ابتدای آبیگری سرعت افزایش سطح آب در محل پیزومترهای بالادست دیوار آب بند بمراتب کمتر از سرعت افزایش سطح آب در مخزن سد بوده است. به عبارت دیگر افزایش سطح آب در محل پیزومترهای بالادست دیوار آب بند با اختلاف زمانی همراه بوده است. با مقایسه شیب منحنیهای مربوط به تراز سطح آب مخزن و تراز آب مربوط به پیزومتر RP5-3 در شکل (۲) میتوان به موضوع فوق بهتر پی برد. با افزایش سطح آب مخزن از تراز ۱۴۰ متر به بالا و بخصوص در زمان وقوع سیلاب در اوایل فروردین ۷۹، شیب افزایش تراز آب در محل پیزومترهای بالادست دیوار آب بند با شیب منحنی تغییرات زمانی سطح آب در مخزن مطابقت بیشتری نشان داده است.



شکل ۳: نحوه تغییرات فشارهای آب منفذی با زمان در پی سد در محل مقطع ۵ (ایستگاه ۲۳۰+۱).

با وجود افزایش چشمگیر فشار آب منفذی پی در بالادست دیوار آب بند، پیزومترهای واقع در پایین دست دیوار آب بند افزایش فشار زیادی را نشان نمیدهند. این مطلب را شکل (۴) بوضوح نشان میدهد. در این شکل میزان افزایش فشار آب منفذی در محل پیزومترهای مقطع ۵ در دو زمان ۷۹/۳/۲۰ (حداکثر رقوم آب در مخزن) و ۷۸/۱۱/۲۳ (شروع آبیگری) برای مقایسه آورده شده اند. محور افقی نشانگر فاصله پیزومترها از محور سد و محور قائم نمایانگر تراز آب در پیزومترها میباشد. اختلاف رقوم قابل ملاحظه بین

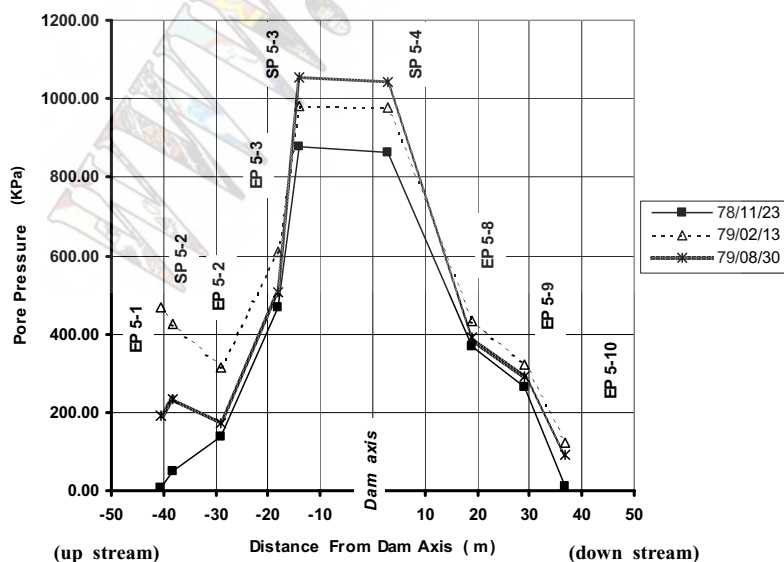
دو طرف دیوار دلالت بر عملکرد مناسب دیوار آب بند دارد. در موقعیت پیزومترهای پایین دست به دلیل وجود و عملکرد دیوار آب بند اثرپذیری تغییرات سطوح پیزومتریک از تراز آب مخزن بسیار کند تر و ملایمتر بوده است



شکل ۴: تغییرات فشارهای منفذی در مقطع ۵ در زمان آبگیری و زمان بالاترین تراز آب مخزن.

بررسی فشار آب منفذی در داخل هسته سد

در شکل (۵) تغییرات فشارهای آب منفذی در داخل هسته و فیلترهای طرفین آن در بحرانی ترین مقطع عرضی بدنه سد (مقطع ۵) نشان داده شده است. در طی مدت زمان نشان داده شده رقوم خاکریزی هسته از تراز ۲۰۲ متر به تراز ۲۲۶ متر رسیده است (۲۴ متر افزایش ارتفاع خاکریزی). همانگونه که در شکل مشاهده میگردد فشارهای آب منفذی در ناحیه وسط هسته حداکثر بوده و هر چه از مرکز هسته به طرفین میرویم مقادیر آنها کاهش می یابد، بگونه ای که مقدار آن در فیلتر پایین دست به حداقل ممکن میرسد.



شکل ۵: روند افزایش فشارمنفذی در داخل هسته سد در مقطع ۵ در فواصل زمانی مختلف.

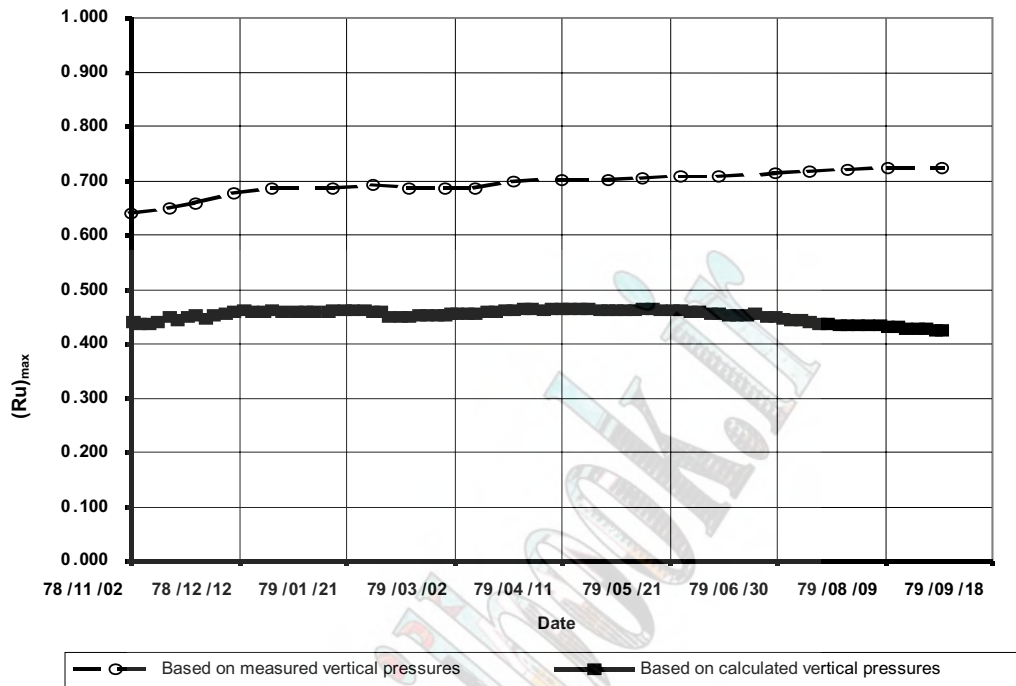


علت افزایش فشار آب منفذی در داخل هسته، وقوع پدیده تحکیم (Consolidation) در اثر ازدیاد مرتب سربارهای ناشی از افزایش ضخامت خاکریزی میباشد. بدینصورت که در اوائل اجرا و شکل گیری لایه های اولیه هسته رسی، رطوبت خاک معادل رطوبتی است که مصالح در آن کوبیده و به تراکم مورد نظر رسیده است (رطوبت بهینه یا اپتیمم). این رطوبت طبعاً با شرایط اشباع فاصله قابل ملاحظه‌ای داشته و بخشی از فضاهای خالی بین ذرات کماکان بدون آب خواهد بود.

در اثر استمرار عملیات خاکی و افزایش فشار سربار، تراکم خاک در لایه های زیرین افزایش یافته و حجم فضاهای خالی کاهش خواهد یافت. تداوم این امر منجر به وضعیتی خواهد شد که در آن شرایط مقدار آب موجود در لایه رس (رطوبت بهینه) کافی خواهد بود تا تمام فضاهای خالی را پر کرده و لایه خاک اشباع گردد. از این مرحله به بعد افزایش بیشتر سربار در اثر استمرار عملیات خاکریزی و ازدیاد ضخامت هسته، صرفاً موجب بالارفتن فشار آب منفذی در لایه های اشباع زیرین خواهد شد. نظر باینکه نفوذپذیری هسته رسی در برابر آب بسیار پایین و خروج آب از آن مستلزم زمان قابل ملاحظه ای میباشد، شرایط بعدی حاکم بر هسته از نظر وضعیت فشارها، تابع سرعت نسبی افزایش سربار و خروج آب بوده و چنانچه سرعت عملیات خاکریزی چندان زیاد نباشد، ضمن بالا رفتن فشار آب منفذی در داخل هسته در اثر افزایش سربار قدری استهلاک فشارها صورت گرفته بگونه ای که خطر افزایش شدید و ناگهانی فشار آب منفذی و بروز پدیده شکست هیدرولیکی بوجود نخواهد آمد.

پدیده شکست هیدرولیکی در هسته سد در هنگام غلبه فشار آب منفذی بر فشار کل اتفاق می افتد و توسط ضریب فشار منفذی ( $Ru$ ) کنترل می گردد.

چنانچه مقادیر ضرایب فشارهای منفذی حد اکثر ( $Ru_{max}$ ) را محاسبه و تغییرات آنرا از ابتدای زمان آبگیری تا بحال رسم نمایم، شکل (۶) بدست خواهد آمد. همانطور که در این شکل مشاهده می شود، از ابتدای زمان آبگیری تا اوایل سال ۷۹ این ضریب افزایش چشمگیری داشته است که می تواند ناشی از سرعت عملیات خاکریزی هسته در این محدوده زمانی باشد. لیکن از آن به بعد این ضریب نوسانات محسوسی نداشته و کم و بیش مقدار ثابتی بخود گرفته است. دلیل این امر می تواند یکسان بودن نسبی سرعت میانگین عملیات خاکریزی هسته و سرعت استهلاک فشار آب منفذی از طریق فیلترها و مجاری موجود باشد. بگونه ای که در اثر ازدیاد سربار ناشی از عملیات خاکریزی، اضافه فشار منفذی زیادی که موجب افزایش قابل ملاحظه  $Ru$  باشد در مجموع در داخل هسته بوجود نیامده است.



شکل ۶: تغییرات ضریب فشار آب منفذی ماگزیمم با زمان در مقطع ۵.

آنچه در رابطه با اثرات آبیگری و تحولات فشارهای منفذی در هسته قابل ملاحظه می باشد، روند تغییرات فشارهای آب منفذی در داخل فیلتر بالادست و ناحیه مجاور آن خواهد بود. با مراجعه به شکل (۵) ملاحظه می شود که فشار آب منفذی در فیلتر بالادست هسته در مقطع مورد مطالعه، روندی کاملاً متفاوت با فیلتر پایین دست بخود گرفته است. علت این امر تماس فیلتر بالادست هسته با پوسته درشت دانه در بدنه و همچنین لایه کنگلومرا در حوزه مجاور پی و تماس این زونها با مخزن آب پشت سد پس از آبیگری می باشد. مسئله ای که در شکل های (۳) و (۴) نیز نشان داده شده است.

### خلاصه و نتیجه گیری :

سد کرخه از نوع خاکی با هسته رسی به طول تاج ۳۰۳۰ متر و ارتفاع ۱۲۷ متر بر روی رودخانه کرخه احداث گردیده است. این سد با ذخیره ۵/۶ میلیارد متر مکعب آب در تراز نرمال خود بزرگترین سد کشور از نظر ذخیره سازی آب می باشد. تا بحال بیش از ۹۰ درصد از عملیات اجرایی این سد انجام یافته و در اواخر سال ۷۸ آبیگری شده است. به منظور رفتارنگاری این سد در مراحل ساخت و بهره برداری جمعا حدود ۹۵۰ ابزار دقیق از انواع مختلف پیش بینی شده است. از این تعداد حدود ۴۰۰ عدد آن پیزومترهای الکتریکی و مکانیکی می باشند که جهت کنترل فشارهای آب منفذی ایجاد شده در مراحل مختلف در داخل بدنه و پی سد تعبیه شده است. کنترل تراوش سد بکمک دیوار آب بند از مصالح بتن پلاستیک که در مرکز هسته قرار گرفته و تا اعماق مورد نیاز داخل پی ادامه می یابد، صورت گرفته است.

بر اساس اندازه گیریهای بعمل آمده توسط پیزومترهای نصب شده در داخل پی و طرفین دیوار آب بند، افت قابل ملاحظه ای در تراز ایستایی آب در طرفین دیوار آب بند مشاهده می شود. این امر حاکی از عملکرد مناسب دیوار آب بند و ایفای نقش خود بطور صحیح می باشد. در داخل هسته رسی سد نیز نتایج قرائت شده توسط پیزومترها بیانگر آنست که فشارهای منفذی تجمع یافته در هسته

ناشی از عملیات اجرائی و سر بارهای ایجاد شده در اثر پیشرفت خاکریزی هسته بوده است. روند تغییرات این فشارها، که در مرکز هسته حداکثر در طرفین و مجاورت فیلترها حداقل می‌باشند، مبین حاکمیت پدیده تحکیم (Consolidation) در داخل هسته می‌باشد. ثبات نسبی ضریب فشار منفذی (Ru) ماکزیمم در طول عملیات خاکریزی و نیز قبل و بعد از آبگیری سد نشان دهنده مناسب بودن سرعت عملیات خاکریزی و غیرمحمول بودن بروز پدیده شکست هیدرولیکی در این شرایط بوده است. با توجه به منحنی‌های مربوط به تغییرات فشار آب منفذی در داخل هسته در مقاطع زمانی مختلف ملاحظه می‌شود که آبگیری اخیر سد هنوز نتوانسته است تا ثیری بر فشار آب منفذی ماکزیمم در وسط هسته داشته باشد. معذالک بالا رفتن نسبی فشار آب منفذی در مجاورت فیلتر بالا دست بیانگر متاثر شدن این محدوده از آبگیری اخیر می‌باشد که البته بدلیل پایین رفتن سطح آب مخزن در ماههای اخیر، این فشار نیز رو به کاهش گذاشته است.

### مراجع و منابع:

- گزارش زمین‌شناسی مهندسی سد مخزنی کرخه - مطالعات مرحله دوم. مهندسین مشاور مهتاب قدس
- طرح سد مخزنی کرخه، گزارش فنی طرح مرحله دوم، جلد ۴ - گزارش پی و بدنه سد (آنالیز پایداری) مهندسین مشاور مهتاب قدس.
- گزارش ابزار دقیق سد کرخه در سال ۱۳۷۶ - مهندسین مشاور مهتاب قدس، شهریور ۱۳۷۷.
- گزارش عملکرد ابزار دقیق در سال ۱۳۷۷ - جلد اول: بررسی عملکرد و نمودارها - مهندسین مشاور مهتاب قدس - شهریور ۱۳۷۸.
- گزارش عملکرد ابزار دقیق در سال ۱۳۷۸ - جلد اول: بررسی عملکرد و نمودارها - مهندسین مشاور مهتاب قدس - خرداد ۱۳۷۹.
- ارزیابی نتایج ابزار دقیق در بدنه و پی سد کرخه در مرحله آبگیری - گزارشات ادواری شماره‌های ۱ الی ۱۰ - منتشر شده از تاریخ ۷۸/۱۱/۲۳ لغایت ۷۹/۸/۱ - مهندسین مشاور مهتاب قدس.

-Evaluation of instrumentation records of dam body and foundation of karkheh (After recent impounding) - Mahab Ghodss Consulting Eng. , June 2000.

# Concrete NDT Comes of Age: Condition Assessment of a Concrete Spillway Crest Slab

Ferri P. Hassani<sup>1</sup>  
Philippe Guevremont<sup>1</sup>  
Moe Momayez<sup>1</sup>  
Kaveh Saleh<sup>2</sup>

## Abstract

Nondestructive testing (NDT) of concrete structures has always been problematic simply because of the complex nature and the heterogeneity of the material. This paper explores one of the most promising NDT methods used in today's civil and mining industry. The technique is based on the study of the reflection system of low frequency (20-50 kHz) body waves. The propagation of low frequency waves is well suited for heterogeneous materials because the waves suffer less attenuation which is typically promoted by absorption and scattering. The following paragraphs introduce the reader to the MSR Impact-Echo (MSR-IE) technique and discuss its capabilities in the framework of in situ assessment of concrete structures. This paper presents an in situ investigation performed on the crest slab of a spillway section of a concrete gravity dam. The focus of this article concentrates on the investigation of a recently performed restoration of a spillway section where unexplained surface opening cracks have formed on the top side of a spillway's concrete slab. The MSR-IE method was used to evaluate the extent of the damage caused by the surface bearing fissures. The investigation revealed that the cracks were limited to the depth of the repaired section and that some regions of the slab clearly showed signs of a debonded interface between old and new concrete layers. The results of the in situ investigation led to cost-effective repair strategy.

---

<sup>1</sup> McGill University, Dept. of Mining and Metallurgical Engineering, 3450 University St., Montreal, Québec H3A 2A7 Canada.

<sup>2</sup> Institute of Research of Hydro-Québec (IREQ), Civil Engineering Research Group, 1740 Lionel Boulet Blvd, Varennes, Québec, J3X 1S1 Canada.

## INTRODUCTION

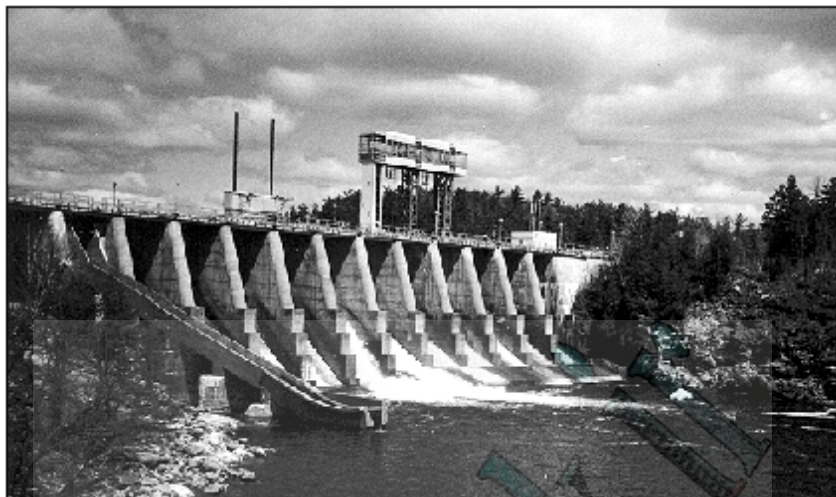
It is becoming common knowledge that concrete infrastructures in North America is presently not living up to its expected design life span. Concrete structures and elements are typically subjected to various types of stresses which could cause cracking, spalling, and swelling. The deterioration can be due to excessive external stress forces and excessive internal stresses caused by rusting steel reinforcement, thermal gradients, and perhaps aggregate swelling due to internal chemical reactions.

Nondestructive testing of concrete has always been difficult to perform consistently due to the nature of the material itself. One technique called MSR Impact-Echo (MSR-IE) has proven to be very beneficial to concrete NDT [Hassani et al, 2001]. As opposed to high frequency ultrasonic pulse-through testing, MSR-IE testing is based on the propagation and reflection of low frequency longitudinal wave pulses. The use of the reflection principle enables one to utilize the method on only one exposed test surface as opposed to two opposite test surfaces which are required for standard ultrasonic investigations.

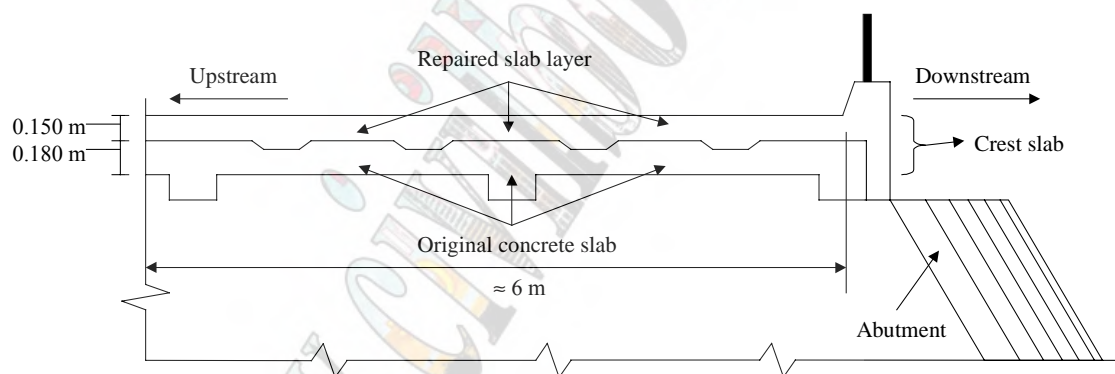
Hydro-Québec is a major provider of electrical power for the Province of Québec and also supplies some of the electrical power needs of the Province of Ontario and some north eastern states in the USA. Hydro-Québec is a government owned public utility company. The utility has more than 100 concrete dams under management along with many more imposing concrete infrastructures such as bridges. Recently, one of the concrete dams with an adjoining power station underwent a major restoration, where a significant part of the work was performed on the crest slab in the spillway section of the dam (see Figure 1).

The repairs to the spillway section of the dam included the partial replacement of the crest slab which spans the total spillway section. In order to simplify the repair procedure and ensure the safety of the workers, only the top half of the spillway slab was removed and replaced with new concrete. The new concrete layer is approximately 150 mm (6 in.) thick. The remaining original supporting layer of concrete averaged 180 mm (7 in.) thick (see Figure 2). The investigation spanned a distance of 6 m (19.7 ft) starting from the downstream face of the spillway. The new repaired concrete was poured as a continuous slab spanning some of the support abutments.





**Figure 1**  
Spillway section of the  
hydro-electric complex.

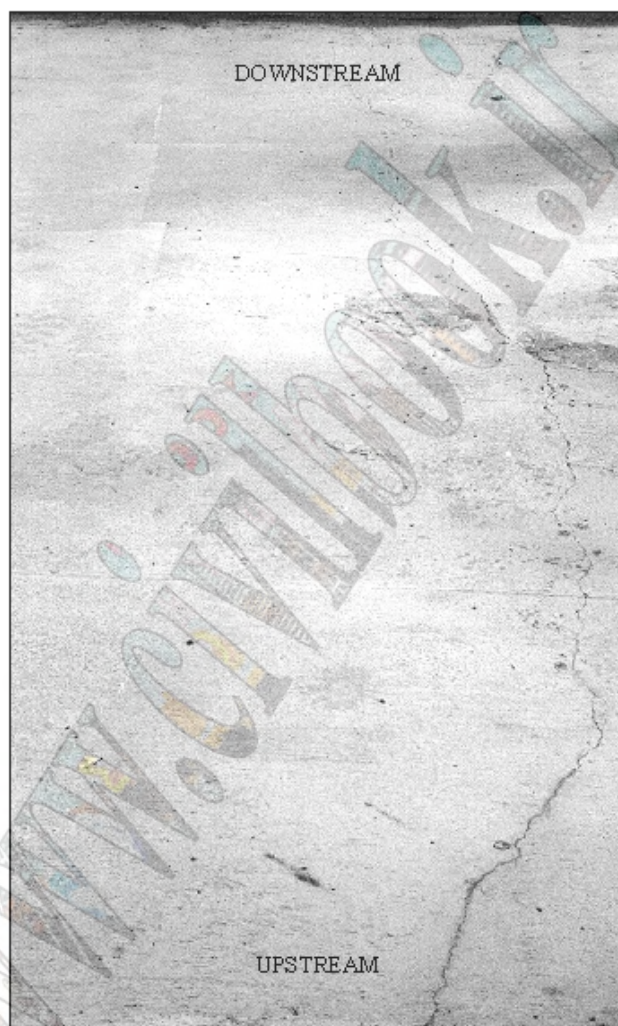


**Figure 2**  
Cross section of the spillway crest slab showing both the  
original and repaired sections [drawing not to scale].

Following a brief period in service, the new repaired concrete began to exhibit unexpected signs of severe deterioration. Surface-opening cracks began to appear in the new concrete layer. Given the age of the concrete, this is not a common occurrence. Subsequent to the elimination of basic causes which could promote such deterioration, the focus was put onto the assessment of the structural safety of the concrete slab. Additional concern was raised because of the use of the spillway that as a service thoroughway for the rest of the power station. Prior to the nondestructive testing campaign presented herein, Hydro-Québec was contemplating spending over \$1,000,000 for a complete second rehabilitation of the structure. The MSR-IE method was seen as a cost effective technique for performing the condition assessment of the crest slab.

The visible cracks on the surface of the slab spanned the downstream to upstream directions as shown in Figure 3. The main problem was to determine if the surface opening

cracks propagated completely through the slab. Time restrictions at the site prohibited the authors from performing an extensive ultrasonic testing campaign which would have assisted to reveal the accurate depth of the surface cracks. Therefore, the IE method offered a quicker solution to the problem of evaluating the fissures. Additionally, the use of this system could assist the investigators in determining if there is any occurrence of debonding between the two layers of concrete.



**Figure 3**

Example of a typical surface opening crack which propagates from the upstream side to the downstream side of the spillway.

## BACKGROUND

The MSR-IE method is based on the study of the propagation and reflection of elastic body waves in a heterogeneous material such as concrete. Of main interest is the propagation of longitudinal waves. A stress wave system is introduced into the test medium with the help of a mechanically spring loaded impact device equipped with a spherical impact tip. The spherical

tip allows for the introduction of a hemispherical system of waves into the test medium. This type of impact generates stress waves with frequencies up to 50 kHz. The low frequency longitudinal wave suffers less absorption and scattering when traveling through concrete because the generated wavelengths are typically larger than the largest aggregate size in the test medium. The velocity of longitudinal waves varies approximately between 3000 m/s (9840 ft/s) to 5000 m/s (16400 ft/s) in concrete. The velocity depends on the amount of voids and water in the concrete and the amount of internal reflectors (aggregates, honeycombing, etc...). The use of low frequency waves enables one to study concrete as a semi-homogeneous material. These body waves provide a better energy distribution over the lower frequency range, which results in an enhanced penetration ability into concrete. The longitudinal wave velocity ( $C_p$ ) in a medium can be expressed as [Timoshenko and Goddier, 1951]:

$$C_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (\text{m/s}) \quad (1)$$

where  $E$  is the dynamic modulus of elasticity in GPa,  $\nu$  is the dynamic Poisson's ratio and  $\rho$  is the density of the medium in  $\text{kg/m}^3$ . The velocity  $C_p$  is used to evaluate the thickness of concrete elements or the depth of internal anomalies. A broadband normal displacement sensor is used to capture the plate response due to successive returns of the incident stress wave into the medium. The response is then digitized and converted to the frequency domain by using an FFT routine. In most cases, MSR-IE testing produces frequency spectrums with high signal to noise ratios, therefore there is no need for using signal processing techniques such as multiple signal averaging for the reduction of incoherent noise in the captured signal. The frequency of repeated longitudinal wave arrivals ( $f_p$ ) is related to its wave velocity  $C_p$  by the following relationship:

$$f_p = \frac{C_p}{2T} \quad (2)$$

where  $T$  is the thickness of the element or the depth of an anomaly and the coefficient  $\frac{1}{2}$  is added to take account of the double travel distance of the longitudinal wave because the MSR-IE method is a one sided test.

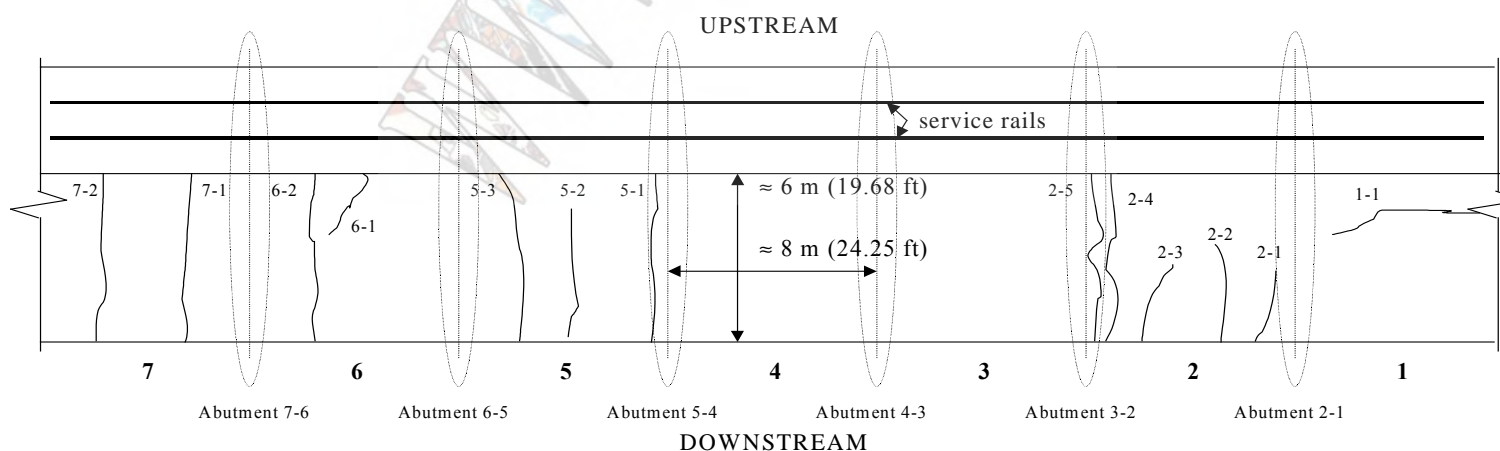
MSR-IE testing has been shown to be well suited for the detection of inclined crack profiles [Hassani et al., 2001], evaluating the profile of hydraulically induced fissures in concrete slabs [Saleh et al., 1997], and detecting the thickness of shotcrete layers in underground mines [Guevremont et al., 1999] among other applications.

## IN SITU INVESTIGATION

Upon arrival at the inspection site, the authors were quick to assess the situation and realized that five (5) sections of the spillway were going to be part of the investigation. In order to simplify the extent of the study due to time restrictions on site, the test procedure involved a reflection based methodology. The stress waves were generated on one side of the surface-opening cracks while the broadband sensor was positioned on the other side. If the crack is shallow, multiple reflections of the longitudinal wave should be observed which originate from the bottom of the slab and the diffracted tip of the crack. If the crack propagates completely through the concrete slab, it would be obvious that no stress wave reflection will occur towards the awaiting sensor. A reflection of the longitudinal wave will occur if there is an occurrence of debonding at the interface of the two layers of concrete that form the new refurbished slab due to the difference in acoustic impedance at the interface location.

## METHODOLOGY

The MSR-IE method is considered a point-by-point technique that is somewhat time consuming but is the most accurate NDT method available for in situ work on concrete to date. The limitations are related to the instrumentation (sensor coupling requirements) and sometimes to difficult data interpretation. The typical method of implementing an MSR-IE campaign is to identify the location of a series of test points or a potential test grid. For the application discussed in this paper, a series of positions were identified along the thirteen (13) surface-opening cracks of interest to the engineers on site who represented the owner of the dam (see Figure 4). To ensure repeatability of the acquired signals and of the analysis, a minimum of three (3) signals were conducted at each of the 121 test positions, which covered the 5 sections of the spillway.



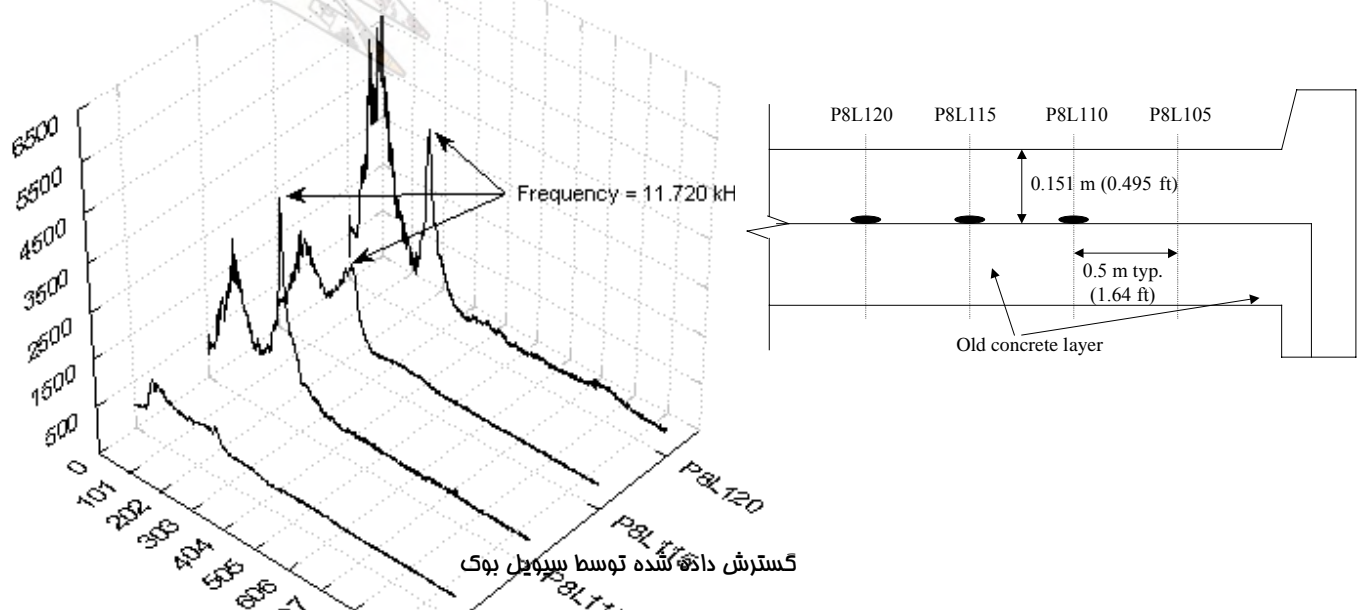
**Figure 4**  
Top view of the position of the cracks and the spillway section numbers.



## RESULTS

This section presents the results of the investigations performed within the five (5) spillway sections under consideration (no. 1-2-5-6-7). A spillway section is considered to be the span between two abutments of the spillway (see Figure 1). The first spillway section to be investigated possessed one (1) significant crack which spanned in a direction perpendicular to the river banks (i.e. parallel to the longitudinal axis of the dam). The analysis of the MSR-IE test data shows that this crack did not completely pass through the slab and reach the underside of the slab.

The second spillway section to be investigated shows definite signs of excessive cracking. Five (5) major surface opening fissures were identified and studied. Two (2) cracks spanned the complete width of the slab (no. 2-4 and 2-5). At all test locations along the cracks, the longitudinal wave reflections were easily detected and captured by the MSR-IE data acquisition system. However, some areas of concern were observed. The signal analysis showed dominant longitudinal reflections at a frequency of 11.72 kHz. The longitudinal wave velocity of the concrete was evaluated as 3545 m/s. The detected frequency shows that an anomaly is detected at a depth of 0.151 m (0.495 ft) deep. The depth also corresponds to the thickness of the repaired section of the concrete slab as shown in Figure 2. In the frequency spectrum, the magnitude of the frequency that corresponds to the repeated longitudinal wave reflections leads one to conclude that there is a significant change in acoustic impedance at the interface between the two layers of concrete (see Figure 5). The change in acoustic impedance is possibly due to the debonding of the repaired layer. Since the interface is occasionally undetected, this seems like a plausible explanation. The frequency spectrum of test point P8L105 along crack 2-5 shows no sign of debonding at the interface, however the interface is still detected. The frequency spectrums of points P8L110 and P8L120 along the same crack clearly show the frequency of the dominating reflected longitudinal wave oscillations.

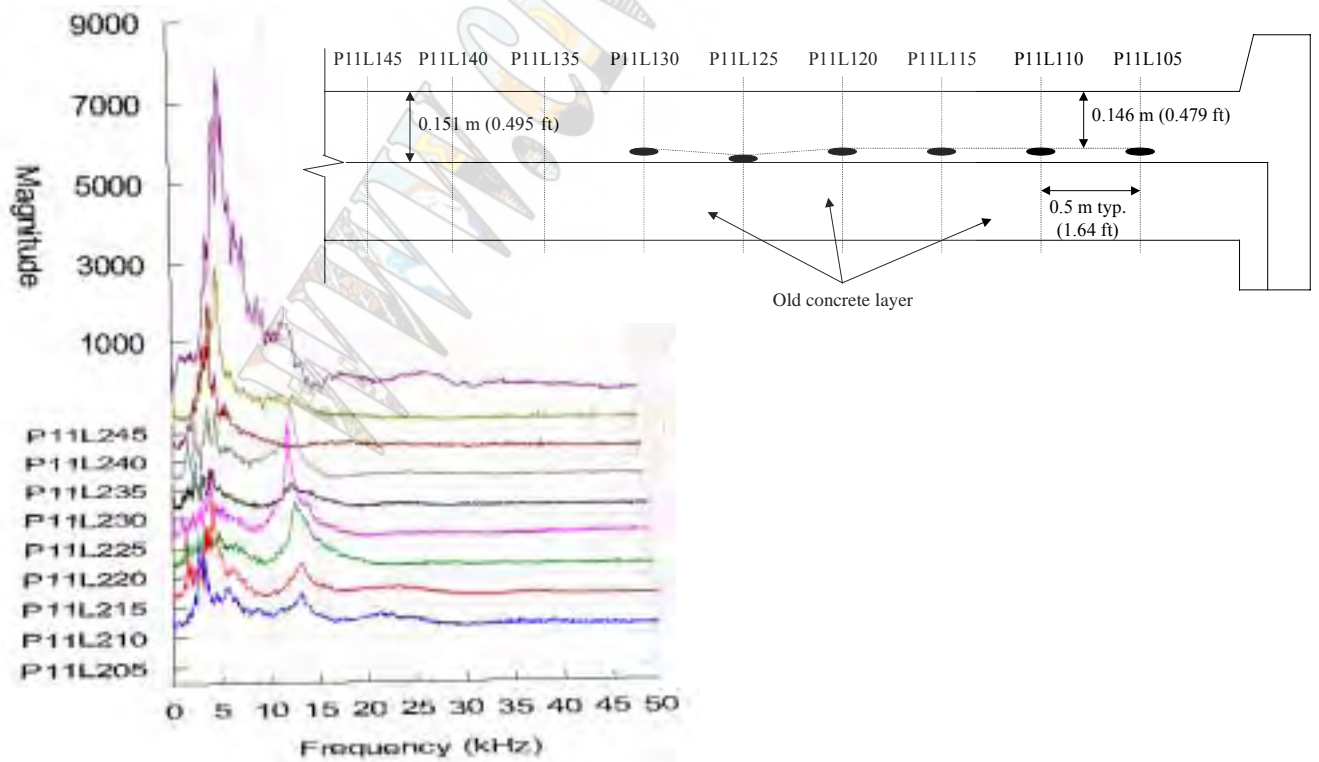




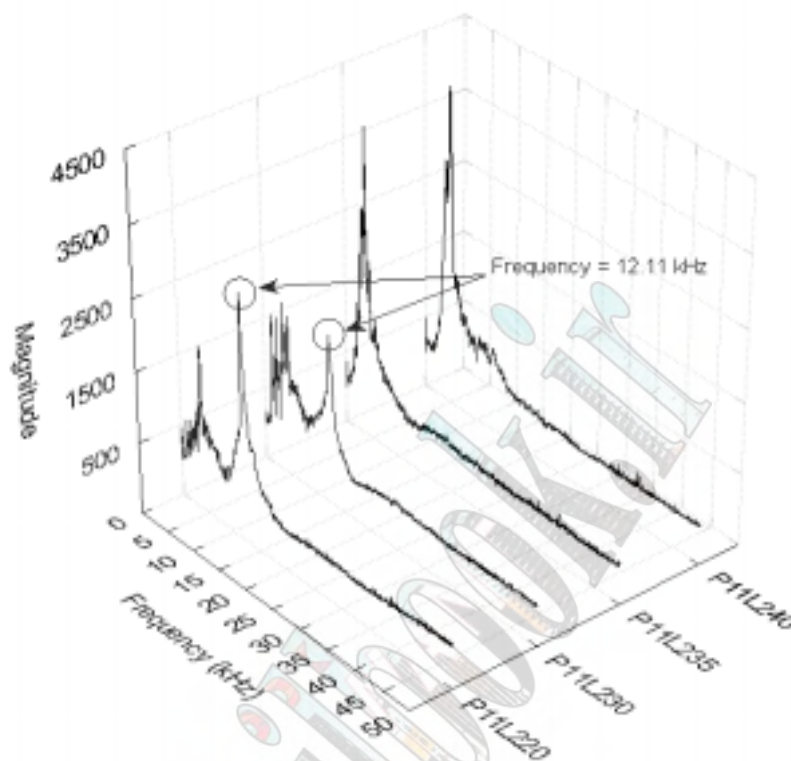
**Figure 5**

Sample data from the investigation of the 2<sup>nd</sup> section of the spillway (crack no. 2-5).

The third section to be investigated focused on the study of three important surface bearing cracks, two of which spanned the complete width of the repaired slab of 6.0 m (18.3 ft.). Once again, it was found that the surface opening cracks did not pass through the thickness of the slab. Along the length of two (2) of the cracks, an interface at 0.146 m (0.479 ft) and one at 0.151 m (0.495 ft) were clearly intercepted. It is interesting to note that most of the detected interfaces occurred in proximity to positions of the supporting abutments. This could suggest that the top slab section (i.e. the repaired layer) has been subjected to tensile forces which could be caused by excessive loading conditions between the abutments. The result of which would lead to debonding of the repaired concrete layer with respect to the original concrete layer. Figure 6 shows all the frequency spectrums of the data obtained along the crack no. 5-2 shown in Figure 4. Notice the recurring high magnitude frequency peaks close to 12 kHz. Figure 7 shows a close-up of four frequency spectrums from the same crack as in the previous figure. Two of the spectrums clearly show the frequency that corresponds to the repeated oscillations of the longitudinal wave between the top surface of the slab and the interface.

**Figure 6**

Frequency spectrums obtained along crack no. 5-2 on spillway section 5.



**Figure 7**

Test positions P11L220 and P11L230 show the detection of the interface while the other two samples do not exhibit the dominant reflection frequency from the interface.

On the fourth and fifth spillway sections that were investigated, two cracks of importance were observed in each of the sections. Once again, none of the cracks propagated to the bottom side of the slab based on the MSR-IE test results. On this occasion however, three of the four cracks propagated completely across the 6.0 m (18.3 ft) width of the slab in a downstream to upstream direction. The interface between the thin replaced thickness of concrete and the old concrete slab was observed in three of the four cracks investigated. As opposed to the other sections of the spillway, the interface was detected in the center of these two spillway sections. Note however that the thickness of the top layer of concrete on the fourth section of the spillway was observed as thickness of 0.160 m (0.525 ft) which was calculated with a longitudinal wave velocity of 3545 m/s.

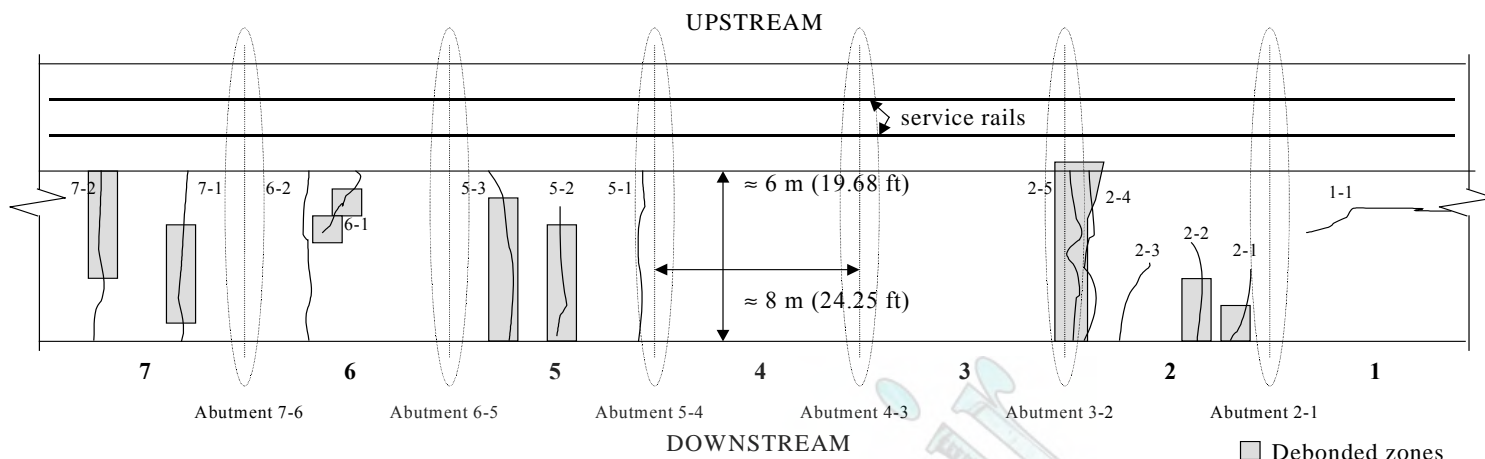
## DISCUSSION

The MSR-IE method was used as a tool to assess the condition of cracks in five (5) sections of a crest slab which span the spillway section of the dam/power station installation.

The nondestructive investigation proved to be a quick and efficient method which enables owners of the such infrastructure to better assess the condition of their aging installations.

The results of this particular study effectively show that NDT methods have improved significantly over the last decade for a number of in situ applications. It was discussed that all the investigated fissures did not propagate through the complete thickness of the slab. The study also revealed an important aspect that could be a precursor to cracking. The interface between the old and new concrete is clearly visible due to a sudden change in acoustic impedance which was shown in the magnitude of the frequency that corresponds to the repeated longitudinal wave reflection from the interface. The fact that the interface is not detected at all test locations leads to the conclusion that debonding of the top layer is not an overall occurrence throughout the spillway section. Figure 8 shows the perimeters of the debonded areas that were detected during this MSR-IE investigation.

It is important to note that the fissures observed in the slabs could be caused by other physical forces aside of those caused by dynamic deformation of the slab. According to technical drawings obtained form the owners of the dam, there seems to be a lack of reinforcement in the repaired section of the concrete slab which could perhaps prevent surface cracking of such a thin layer of concrete. The dam is situated in the western of the Province of Québec where the temperatures can reach at minimum  $-40^{\circ}\text{C}$  ( $-40^{\circ}\text{F}$ ) during the winter season. Another possible problem is the lack of expansion joints for such a long continuous layer of concrete that forms the top section of the slab. Without expansion joints cracks can be caused by concrete shrinking. There may be a variation of the shrinking rate of the old and new concrete which may cause internal stress variations in the concrete. As discussed previously and as shown in Figure 4 the discussion that brings one to the conclusion of layer debonding between the two interfaces is the high signal to noise ratio observed in the power density spectrums at frequencies that correspond to the thickness of the repaired layer.



**Figure 8**  
Perimeters of debonded zones detected by MSR-IE tests.

## CONCLUSIONS

The assessment of the condition of the cracks in the spillway section of the hydroelectric power plant installation took approximately five (5) hours of data acquisition and another five (5) hours of data analysis. As opposed to the other alternative assessment methods for concrete such as coring, the MSR-IE method has proved much less costly and less time consuming as an investigative tool. In addition to these benefits, the investigation helped Hydro-Québec avoid an underside investigation of the spillway section which could lead to heavy inspection costs and higher risks for the employees. The study led to the evaluation of the thickness of the top layer and to the confirmation that the surface opening cracks did not spread completely through the complete thickness of the spillway slab. Based on the results of the MSR-IE tests, Hydro-Québec engineers have determined that the crest slab of the spillway section is still structurally sound. Hence, this nondestructive investigation has provided Hydro-Québec with a cost saving of over \$1,000,000. At this time, Hydro-Québec expects to use impermeable products to cover the crest slab in order to eliminate water infiltration and limit cracking caused by ice water expansion during the winter months.

## REFERENCES:

- Guevremont, P., Hassani, F.P., Momayez, M. (1999). *Use of NDT for Thickness Measurement of Shotcrete Rock Support Systems in Underground Mines*. 26<sup>th</sup> Conference on Progress in Quantitative Nondestructive Evaluation, July 25<sup>th</sup>-30<sup>th</sup> 1999, Montreal, Canada.
- Hassani, F.P., Guevremont, P., Momayez, M., Saleh, K., Tremblay, S. (2001). *A Laboratory Investigation of the Impact-Echo Method for Concrete Dam Inspections*. Hydro-Review

Magazine, peer reviewed paper accepted for publication, issue number to be determined.

Saleh, K., Hassani, F.P., Guevremont, P., Sadri, A., Lapointe, R., Ballivy, G., Rhazi, J., Kharrat, Y. (1997). *Three seismic nondestructive methods used to monitor concrete slab injection tests*. Journal of Pure and Applied Geophysics, vol. 150, no. 3, pp.605-625.

Timoshenko, S.P., and Goodier, J.N., (1970). *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill, New York, 3<sup>rd</sup> edition, 567 pp.





## رفتارسنجی و ابزاردقیق در سدها

دکتر کاظم نجم<sup>۱</sup>

### چکیده:

در این گزارش، با نتیجه به لزوم استفاده از ابزاردقیق و تحلیل اطلاعات حاصله از رفتارسنجی سدها، موارد زیر مورد بررسی قرار گرفته اند:

- ارزیابی پارامترهای مورد نظر برای رفتارسنجی سدهای خاکی و بتنی (به تفکیک) و فضاهای زیرزمینی مربوطه (تونل ها، چاه ها و مغار)،
- بررسی پارامترهای موثر در انتخاب مناسب ترین نوع و مشخصات فنی ابزاردقیق،
- طراحی شبکه ابزاردقیق،
- برنامه زمانبندی قرائت ابزاردقیق،
- پردازش داده ها، رسم منحنی های رفتارسنجی و تفسیر اطلاعات حاصله،
- تعیین قریب به یقین ترین پارامترهای ژئومکانیکی سدها و توده سنگ در برگیرنده، با استفاده از آنالیز برگشتی<sup>۲</sup> داده های ابزاردقیق.

در این مقاله، پس از بررسی موارد یادشده در بالا، با ذکر مثال های موردی و مطالعات انجام شده در جهان و ایران، به لزوم رفتارسنجی و تجزیه و تحلیل داده های حاصله و نیز تشریح اطلاعات ذیقیمی که از این طریق در اختیار طراح، مجری و بهره بردار این نوع پروژه ها قرار می گیرد، پرداخته می شود.

ضمناً، امکانات و واقعیات موجود در ارتباط با نحوه تفسیر و نیز تجزیه و تحلیل داده های رفتارسنجی در شرایط فعلی پروژه های ژئومکانیکی در کشور (با استناد به تجربیات، دستاوردها و مشکلات موجود) مورد بحث و بررسی قرار گرفته و پیشنهادات لازم در این زمینه ارایه می شود.

بررسی امکانات بالقوه و بالفعل موجود در کشور در ارتباط با تولید ابزاردقیق در داخل کشور، همراه با تضمین کیفیت به مراتب بالاتر و به روزتر در مقایسه با انواع خارجی وارداتی، نیز بخش پایانی این گزارش را تشکیل می دهد.

<sup>۱</sup> استادیار دانشکده مهندسی معدن و متالورژی، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، مدیرعامل شرکت خدمات مهندسی مکانیک سنگ بیستون

<sup>۲</sup> Back analysis

## ۱. مقدمه

سدها از نظر اقتصادی، اجتماعی و سیاسی دارای اهمیت بسیار زیادی می باشند. نقش سدها در توسعه کشاورزی، عمران مناطق روستایی و شهری، تامین آب آشامیدنی، تولید انرژی هیدروالکتریک، کنترل و تنظیم شدت جریان آب در رودخانه ها و ... قابل توجه است.

به علت بالا بودن هزینه ساختمان سدها و نیز شدت وخامت عواقب ناشی از ناپایداری سدها، مسئله حفاظت و نگهداری و ارزیابی مستمر پایداری سدها از اهمیت ویژه ای برخوردار می باشد. با توجه به این واقعیت که افزایش ضریب ایمنی در پروژه، متناسباً افزایش صعودی هزینه ها را در بر دارد، تضمین وضعیت پایداری سد در کلیه مراحل طراحی، اجرا و بهره برداری ضروری می باشد. به دلیل ماهیت خاص پروژه های ژئومکانیکی، و عدم اطمینان کامل از درستی مشخصات و پارامترهای ژئومکانیکی ارزیابی شده برای توده سنگ در برگیرنده، تعیین دقیق ضریب ایمنی واقعی در این نوع پروژه ها امکان پذیر نمی باشد.

استفاده از ابزار دقیق و رفتارسنجی در پروژه های ژئومکانیکی، می تواند علاوه بر کنترل مستمر روند اجرایی پروژه و فراهم آوردن زمینه و امکانات بهینه سازی روش اجرا، متناسب با واقعیات موجود توده سنگ و عکس العمل ثبت شده توده سنگ و سازه، ارزیابی وضعیت واقعی پایداری را ممکن سازد.

ایران با توجه به قدمت سدهای ساخته شده توسط ایرانیان، از دیرباز در زمره کشورهای سدساز قرار داشته است. بیش از ۵۰ سد که بین سال های ۵۰۰ قبل از میلاد تا ۱۸۰۰ میلادی در ایران ساخته شده اند، تا کنون بر اساس مدارک تاریخی و گزارش سیاحان و محققان شناسایی شده اند. به عنوان نمونه، استادان سدساز ایرانی با اطلاع از خصوصیات قوس و طرز باربری آن با انحنا دادن افقی به بدنه سدها روش جدیدی را در صنعت سدسازی ایران و جهان بچ وجود آورده اند و به احتمال زیاد می توان اختراع سدهای قوسی را به ایرانیان نسبت داد.

با توجه به سابقه نیاکان ما در زمینه سدسازی، افول صنعت سدسازی در کشورهای پیشرفته همزمان با گسترش کمی و کیفی صنعت سدسازی در ایران لازم است متخصصین امر از این موقعیت حیاتی کمال استفاده را برده و برتری جهانی ایرانیان را در سدسازی به اثبات برسانند.

با توجه به آمار قابل اعتماد موجود، در حال حاضر بیش از ۴۰ سد در حال بهره برداری، بیش از ۳۵ سد در حال احداث و بیش از ۳۰ سد در دست مطالعه در کشور وجود دارند.

## ۲. عوامل ناپایداری در سدها

سدها از نظر اقتصادی، اجتماعی و سیاسی دارای اهمیت بسیار زیادی بوده و بخش بزرگی از سرمایه گذاری مرتبط با تسهیلات زیربنایی اساسی را تشکیل می دهد. نرخ سالیانه اتمام سدهای احداثی با انواع و اندازه های مختلف در ایران رشد فزاینده ای را نشان می دهد. هر کدام از سدها سازه ای منحصر به فرد می باشند و، بدون توجه به نوع و اندازه، در مقابل بارگذاری و اندرکنش با عوامل زمین شناسی و هیدرولوژی، پیچیدگی های ویژه ای دارند. بطور کلی، مهندسی سدسازی فعالیتی بسیار تخصصی است که تعداد زیادی از رشته های علمی را شامل شده و با بهره گیری از میزان قابل توجهی قضاوت مهندسی ارتباط و اعتدال بین آنها برقرار می سازد.

نیاز روزافزون به سدها، و لزوم احداث آنها در مکان های مختلف با شرایط ژئومکانیکی و هیدرولوژی متفاوت و احتمالاً نامساعد باعث شده است که هریک از این سدها تجربه نوینی در زمینه اندرکنش بین سازه سد و توده سنگ دربرگیرنده بدست دهند. بسیاری از سدها در بالادست آبادی ها و یا شهرهای پرجمعیت بنا شده که عدم ایمنی آنها منجر به خطرات و تلفات جبران ناپذیری خواهند شد. در غیر اینصورت نیز، با توجه به وابستگی شدید جامعه و صنعت به آب، تضمین امکان بهره برداری منظم و درازمدت از سدها حایز اهمیت بوده و هرگونه اقدامی به منظور حفظ پایداری و کارآیی آنها امری اجتناب ناپذیر می باشد. با وجود اینکه تعداد

زیادی از سدها پس از پنجاه یا صد سال، به دلیل رسوب گذاری، احتمالاً کارآیی خود را از دست می دهند، ولی با توجه به محدودیت محل احداث سدها و بر اساس تکنولوژی موجود، بررسی امکان افزایش ارتفاع و یا رسوب زدایی مخزن اولین انتخاب به نظر می رسد.

علیرغم پیشرفت قابل توجه علوم مهندسی و نقش تعیین کننده سد در پیشبرد تمدن بشری و نیاز مبرم به این سازه بزرگ، ناهمگن و غیرقابل پیشبینی بودن کامل توده سنگ در طبیعت و اشتباهات یا عدم توجه کافی انسان در طراحی، اجرا و بهره برداری صحیح از سد، باعث بروز اتفاقات ناگواری ناشی از ناپایداری و شکستن سدها شده است. نتیجه گیری کلی از تجارب ناگوار ناپایداری سدها و تلفات جانی و اقتصادی جبران ناپذیر مرتبط با آن، و بررسی مشاهدات و اندازه گیری های قبل از ناپایداری این بود که پیشبینی بسیاری از این موارد ناپایداری و مقابله با عوامل موثر در ایجاد آن ممکن بوده است.

اهمیت حفظ و نگهداری از سدها، که تمامی آنها از نقطه نظر مطالعه اندرکنش با توده سنگ دربرگیرنده و شناسایی و ارزیابی عوامل موثر بر ناپایداری، اکثراً با پیچیدگی های ویژه ای روبرو هستند، بطور روز افزون روشن می شود. بنابراین، با توجه به لزوم کنترل پایداری و ایمنی سدها، در کلیه مراحل طراحی، اجرا و بهره برداری، می باید از تجربیات در موارد مشابه و نیز رفتارسنجی سد در حین اجرا و بهره برداری حداکثر استفاده را نمود.

## ۲-۱- عواقب ناشی از ناپایداری سدها

آمار عملکرد سدها بیانگر این واقعیت است که ۱٪ سدها ناپایدار بوده است. بر اساس آمار کمیته بین المللی سدهای بزرگ<sup>۳</sup>، طی صد سال گذشته، تنها در اثر خرابی سدهای بزرگ حدود هیجده هزار تلفات جانی و خسارات سنگین اقتصادی وارد آمده است. هر فاجعه با دلسردی عموم و تکاپوی گسترده مجامع رسمی جهت بررسی عوامل خرابی روبرو شده است. در حال حاضر، ۱۵۰،۰۰۰ فقره از سد های جهان، در صورت خرابی عواقب فاجعه آمیز و غیرقابل جبران در پی خواهند داشت. بررسی های انجام شده نشان داده است که بیشتر این سازه ها آنطور که طراحی شده اجرا نگردیده اند. پیامدهای خرابی سد بتنی دوقوسی مالپست (۱۹۵۹)، سد بتنی دوقوسی وایونت (۱۹۶۳) و سد خاکی تیتان (۱۹۷۶) نمونه های بارزی از شدت وخامت عواقب ناشی از شکست سدها

می باشد. لازم به توضیح است که سدهای مالپست و تیتان فاقد سیستم ابزار دقیق و رفتارسنجی بوده اند.

## ۲-۲- عوامل موثر در ناپایداری سدها

از عوامل ناپایداری سدها می توان هجوم ناگهانی آب به بدنه سد (ناشی از سیل، لغزش حجم قابل توجهی سنگ و خاک به داخل مخزن سد، زلزله، ...)، افت ناهمسان کیفیت پی و مصالح سد، فشار بالا برنده آب در پی، شکست سازه ای در بدنه سد و غیره را نام برد. بسیاری از این پدیده ها به مرور زمان و بطور طبیعی تداوم یافته و صورت می پذیرد، چنانکه نمی توان روند گسترش آن را به وسیله بازرسی چشمی تشخیص داد. معمولاً، رفتارنگاری مداوم تشخیص بموقع هرگونه نقص و پدیده های منفی که ممکن است به گسیختگی منجر شود را امکان پذیر می سازد. آمار پناپایداری سدها نشان می دهد که بیشترین تعداد خرابی، به ترتیب، مربوط به سدهای خاکی، وزنی، سنگریزه ای، چند قوسی و قوسی بوده است. عوامل موثر در خرابی ۳۰۸ سد به ترتیب جدول شماره ۱ گزارش شده است.

با توجه به این آمار و دیگر گزارشات منتشر شده می توان نتیجه گرفت که عوامل موثر در خرابی سدها را می توان به شرح

زیر طبقه بندی نمود:

- **هیدرولوژی:** وقوع سیلابهای غیر مترقبه و بیش از ظرفیت تخلیه سرریزها و دیگر خروجی سدها،

- **ژئوتکنیکی:** نامناسب بودن پی و دیواره های ساختگاه سد و مخزن، چه از نظر مقاومت و چه از نظر پایداری،
- **مصالح ساختمانی:** مشخصات مصالح ساختمانی، اعم از مقاومت، نفوذپذیری، فرسایش پذیری،
- **اجرای سد:** عدم رعایت معیارهای طراحی و اجرایی
- **بهره برداری:** عدم رعایت ضوابط آنگیری و بهره برداری

ردیف	عامل خرابی	درصد از کل خرابی
۱	گسیختگی پی	۴۰٪
۲	سرریز نامناسب	۲۳٪
۳	اجرای ضعیف	۱۲٪
۴	نشست غیر یکنواخت	۱۰٪
۵	فشار آب منفذی در پی (فشار بالا برنده <sup>۴</sup> )	۵٪
۶	عملیات جنگی	۳٪
۷	لغزش شیب مخزن	۲٪
۸	استفاده از مصالح نامرغوب	۲٪
۹	بهره برداری غلط و غیراصولی	۲٪
۱۰	زلزله	۱٪

جدول ۱: عوامل موثر در خرابی سدها

### ۳. اهمیت رفتارسنجی در سدها

روش کلی پیشگیری از انواع خرابی ها در سدها که عمده ترین عوامل آن در بالا ذکر شد، بررسی دقیق هر یک از عوامل و پیدا کردن راه حل های منطقی و توجیه پذیر (فنی و اقتصادی) جهت جلوگیری خرابی ناشی از آن عامل می باشد. با مرور آمار بارندگی و سیل در منطقه احداث سد، می توان به کمک روش های به هنگام شده آماری، میزان حداکثر سیل محتمل و میزا سیل معقول جهت طراحی (ویا اصلاح سرریز) را محاسبه نمود و بر اساس آن ظرفیت سرریز را با تکنولوژی نوین تا حد لازم افزایش داد.

جهت پیشگیری از گسیختگی سد در اثر عوامل مختلف، رفتارسنجی مستمر سد ضروری می باشد. به این منظور با استفاده از ابزار دقیق در محل های مناسب، قرائت دوره ای و تفسیر داده های رفتارسنجی به همراه تحلیل برگشتی داده ها، در صورت لزوم، می توان قریب به یقین ترین عامل ناپایداری را پیشبینی نموده و اقدامات لازم در جهت مقابل با آن را معمول داشت.

به کمک نتایج رفتارسنجی و مطالعه روند تغییرات داده های ابزار دقیق، در بسیاری از موارد، می توان پدیده هایی را که احتمالاً در حال فرسایش، تضعیف و تخریب سد می باشند کشف و پیش از وقوع از آنها اجتناب کرد، یا تاثیر آنها را تقلیل داد و یا نهایتاً در وقت کافی، با انجام اقدامات لازم، خسارات احتمالی وارده به اهالی و تاسیسات پایین دست سد را به حداقل ممکن رساند.

به عنوان مثال، در مورد سد وایونت سابقه سنگ لغزش در دامنه های چنان راست مخزن سد وجود داشته و دست انداز کاران سد از این موضوع با خبر بوده اند. در صورتی که با دانستن این سابقه و اجام مطالعات لازم، احتمال وقوع چنین سنگ لغزشی جدی تلقی می شد و با روش های مختلف رفتارسنجی، از جمله استفاده از ابزار دقیق عمقی و سطحی و برداشتهای نقشه برداری ژئودتیک، جابجایی

<sup>۴</sup> uplift pressure

توده سنگ شیب مخزن زیر نظر گرفته می شود. امکان اجتناب از شکست سد می توانست وجود داشته باشد. لاقل، می توان با اطمینان اظهار داشت که فرصت کافی جهت تخلیه ساکنین مناطق پایین دست سد بوده و بدین ترتیب خسارات ناشی از این شکست می توانست بسیار پایتتر از آنچه بود باشد.

#### ۴. رفتارسنجی سدها

رفتارسنجی در سدهای خاکی به منظور اندازه گیری تغییر شکل و فشار منفذی آب، از زمانهای قبل وجود داشته است. بیژومترهای اولیه از نوع لوله ای رویاز<sup>۵</sup> و به منظور اندازه گیری تراز سطح آزاد آب در قسمت‌های مختلف خاکریز تعبیه می شده است. اندازه گیری میزان نشست آب نیز صورت می گرفته است. از آنجا که سدهای خاکی قدیمی با ارتفاع کم ساخته می شدند، مشکلات و پیچیدگی های توام با سدهای مرتفع را در بر نداشته اند. از طرفی دیگر، رفتارسنجی در سدهای بتنی تا اوایل قرن اخیر صرفاً به نقشه برداری توپوگرافیک و سنجش تغییر مکانها در صفحه افقی خلاصه می شد. لیکن، هر قدر ارتفاع این سدها افزایش می یافت و از ضخامت آنها کاسته می شد، الزاماً تکنیک های رفتارسنجی نیز توسعه می یافت و بتدریج به عنوان یکی از ارکان اصلی طراحی پروژه و عامل اصلی ارزیابی پایداری به حساب آمد. بنابراین، تکنولوژی احداث سدهای بزرگ و مرتفع زمینه های رفتارسنجی مفصل تر و دقیق تر و استفاده از ابزار دقیق متنوع و کامل تری را به همراه داشت. کاربرد ابزار دقیق و رفتارسنجی در سدها، عمدتاً، با اهداف زیر صورت می گیرد:

- ارزیابی پارامترها و فرضیات طراحی به منظور بهینه سازی عملیات اجرایی.
- کسب اطلاعات به منظور تعیین کارکرد مناسب مجموعه هیدرولیکی و کنترل مستمر رفتار سد جهت ارزیابی ایمنی آن.
- کسب اطلاعات مفید به منظور استفاده در ارزیابی پارامترها و معیارهای طراحی مناسب برای پروژه های مشابه، در آینده.

بنابراین، رفتارنگاری عبارتست از:

- انتخاب ابزار دقیق مناسب برای اندازه گیری پارامترهای مورد نظر
- نصب ابزار دقیق
- قرائت ابزار دقیق
- پردازش داده های ابزار دقیق و رسم منحنی های رفتارسنجی
- تفسیر منحنی های رفتارسنجی:
- ارزیابی وضعیت پایداری
- انجام اقدامات پیشگیرانه، در صورت تشخیص ناپایداری
- آنالیز برگشتی داده های رفتارسنجی، به منظور ارزیابی پارامترهای واقعی اجرایی

#### ۴-۱- ابزارهای اندازه گیری برای رفتارسنجی سدها

پارامترهای مورد نظر برای رفتارسنجی و ابزار دقیق مورد نیاز برای اندازه گیری هر یک از این پارامترها، به تفکیک سدهای خاکی، سدهای بتنی، شیب ها و فضاهای زیرزمینی مربوطه، در جدول های شماره ۲ تا ۵ آمده است. با توجه به ماهیت رفتارسنجی در پروژه های ژئومکانیکی و لزوم اندازه گیری تغییرات بسیار کوچک، در محیطی نامناسب، ابزار دقیق مورد استفاده، حداقل، باید دارای قابلیت های زیر باشد.

- حساسیت و دقت اندازه گیری بالا
- قابلیت اطمینان زیاد

open stand pipe piezometer °



- حداکثر سادگی در سیستم واسنجی، اندازه گیری و قرائت
- مقاوم در مقابل شرایط نامناسب محیط مورد استفاده
- سهولت نصب و قرائت

قابلیت اطمینان به داده های ابزار دقیق، تا حد زیادی، به گستردگی محدوده تاثیر گذارنده بر محل نصب ابزار دقیق می باشد. محدوده تاثیر گذار بر اکثر اندازه گیری های فشار، تنش، کرنش، نیرو و دما نسبتاً محدود بوده و بنابراین می تواند بیانگر وضعیت در منطقه محدود پیرامون محل نصب ابزار دقیق باشد. این نوع اندازه گیری ها تابعی از وضعیت زمین شناسی و دیگر مشخصات ژئومکانیکی منطقه پیرامون محل نصب ابزار دقیق می باشند و به این دلیل نمی توان انتظار داشت که این نوع اندازه گیری ها بیانگر وضعیت پارامتر مورد نظر در محدوده وسیعی باشند. با توجه به این واقعیت، معمولاً، تعداد اندازه گیری ها برای این نوع ابزار دقیق ها باید نسبتاً زیاد باشد.

از طرف دیگر، بسیاری از ابزار اندازه گیری تغییر شکل و جابجایی بیانگر تغییر رفتار محدوده وسیعی از توده سنگ و سازه می باشد. اطلاعات حاصله از این نوع ابزار دقیق در منطقه گسترده تری قابل تعمیم می باشد. به همین دلیل، معمولاً، اندازه گیری جابجایی بیشتر قابل اطمینان بوده و در تفسیر نتایج ابهام کمتری در تفسیر نتایج رنج می برد.

مهندس و تکنیسین ابزار دقیق نیز باید از دانش فنی کافی در زمینه مبانی مهندسی ژئومکانیک، مکانیک و برق و الکترونیک برخوردار بوده و امکانات، انگیزه، حوصله و دقت لازم برای انجام رفتارسنجی را داشته باشد.

نصب ابزار دقیق، می باید در زمانی مناسب که رفتارسنجی مورد نظر را ممکن سازد و دقیقاً بر اساس دستورالعمل های سازنده ابزار دقیق صورت گیرد. این مورد، بویژه به هنگام استفاده از ابزار دقیق الکتریکی، از اهمیت خاصی برخوردار می باشد. در جدول ۶، ابزار دقیق استفاده شده در تعدادی از سد های ایران ذکر شده است.

هزینه رفتارسنجی در یک پروژه ژئومکانیکی، در پروژه های معمولی حدود ۰.۱٪ و در پروژه های با اهمیت و حساسیت زیاد حداکثر ۲٪ هزینه کل پروژه می باشد.

ردیف	پارامتر رفتارسنجی	ابزار دقیق مورد استفاده
۱	تغییر شکل افقی بدنه سد	شیب سنج
۲	تغییر قائم بدنه سد	نشست سنج
۳	کرنش در جهت های مختلف	کرنش سنج
۴	تنش در جهت های مختلف	سلول های فشار سنج
۵	فشار آب منفذی در بدنه و پی سد	پیزومتر
۶	میزان آب نشتی	دبی سنج آب
۷	اثرات زلزله	شتاب نگار
۸	کنترل جابجایی و تغییر شکل	نقاط ثابت و کنترلی نقشه برداری
۹	ارتفاع آب مخزن	ارتفاع سنج آب دریاچه

جدول ۲: پارامترهای رفتارسنجی در سد های خاکی و ابزار دقیق مربوطه

ردیف	پارامتر رفتارسنجی	ابزار دقیق مورد استفاده
۱	تغییر شکل افقی بدنه سد	پاندول
۲	تغییر قائم بدنه سد	کرنش سنج
۳	تغییر قائم نسبی بدنه سد	انحراف سنج
۴	کرنش در جهت های مختلف	کرنش سنج
۵	تنش در جهت های مختلف	تنش سنج مستقیم و فشارسنج
۶	فشار آب منفذی در بدنه و پی سد	پیزومتر
۷	میزان آب نشتی	دبی سنج آب
۸	اثرات زلزله	لرزه نگار
۹	جابجایی پی سد	کشیدگی سنج
۱۰	دمای آب، بتن و هوا	دماسنج آب، بتن و هوا
۱۱	کنترل جابجایی و تغییر شکل	نقاط ثابت و کنترلی نقشه برداری (میکروژئودزی)
۱۲	جابجایی بین بلوک های بتنی سد	درزه سنج
۱۳	ارتفاع آب مخزن	ارتفاع سنج آب دریاچه

جدول ۳: پارامترهای رفتارسنجی در سدهای بتنی و ابزار دقیق مربوطه

ردیف	پارامتر رفتارسنجی	ابزار دقیق مورد استفاده
۱	تغییر شکل سطح مقطع فضای زیرزمینی	همگرایی سنج
۲	جابجایی توده سنگ دیواره	کشیدگی سنج
۳	نیروی وارده به آنکرها و تاندون ها	بارسنج آنکر
۴	فشار وارده به سیستم نگهدارنده	فشارسنج / تنش سنج
۵	میزان آب نشتی	دبی سنج آب

جدول ۴: پارامترهای رفتارسنجی در فضاهای زیرزمینی وابسته به سدها و ابزار دقیق مربوطه

ردیف	پارامتر رفتارسنجی	ابزار دقیق مورد استفاده
۱	جابجایی توده سنگ دیواره	کشیدگی سنج / شیب سنج / نقشه برداری
۲	تغییر شکل درزه های کششی بالای شیب	درزه سنج
۳	نیروی وارده به آنکرها و تاندون ها	بارسنج آنکر
۴	فشار وارده به دیوارهای حایل	فشارسنج / تنش سنج
۵	میزان آب نشتی	دبی سنج آب

جدول ۵: پارامترهای رفتارسنجی در شیب مخزن و ساختگاه سدها و ابزار دقیق مربوطه

#### ۴-۲- آرایش ایستگاه های ابزار دقیق

تعیین محل نصب هر یک از ابزار دقیق و یا ترکیب ابزار دقیق مورد استفاده در هر مقطع و یا ایستگاه رفتارسنجی، باید بگونه ای باشد که علاوه بر اندازه گیری پارامتر مورد نظر، امکان ایجاد ارتباط و همخوانی بین داده های ثبت شده توسط ابزار دقیق دیگر نیز وجود داشته باشد.

#### ۴-۳- قرائت، ثبت و پردازش داده های ابزار دقیق

زمانبندی قرائت ابزار دقیق نصب شده می باید بر اساس استورالعمل های تعیین شده توسط مهندس ابزار دقیق پروژه انجام شود. از آنجا که ارزیابی وضعیت پایداری و نیز پیجویی عوامل هر نوع ناپایداری احتمالی مستلزم داشتن اطلاعات کافی در مورد چگونگی وقوع تغییرات در اندازه گیری ابزار دقیق میباشد، این زمانبندی می باید بصورت پویا و مطابق با آهنگ تغییرات پیشبینی شده و یا ثبت شده تنظیم شود. ضمناً، ثبت هر نوع فعالیت اجرایی در محل پروژه، که به نوعی با پایداری و عملکرد سد و تاسیسات وابسته به آن ارتباط دارد، با ذکر جزئیات آن ضروری می باشد.

اندازه گیری های انجام شده می باید در فرم های استاندارد که به همین منظور تهیه و تدوین شده اند ثبت و نگهداری شوند. به منظور اجتناب از خطاهای مکرر در اندازه گیری ها، عدم پیوستگی داده ها و، در بسیاری از موارد، عدم اطمینان به صحت داده ها، و نیز تلقین حس دقت و جدیت در پرسنل ابزار دقیق، لازم است که کلیه قرائت های ابزار دقیق در فرم های استاندارد ثبت شوند.

شماره	نام سد	نوع سد	تراز آب مخزن	حرکات افقی	چرخشها	تنشها	کرنشها	حرکات درزه ها	درجه حرارت	آب زیر زمینی و فشار منفذی	نشت آب و فشار بر کنش	حرکات عمودی (نشست)	لرزه نگاری	شبکه ژئودزی
۱	زاینده رود	بتنی قوسی	+	+	+			+	+	+	+		+	+
۲	طرق	بتنی قوسی	+	+	+			+	+		+			+
۳	امیرکبیر	بتنی قوسی	+				+	+	+		+			+
۴	کارده	بتنی قوسی	+	+	+			+	+		+			+
۵	کارون ۱	بتنی قوسی	+	+	+		+	+	+	+	+		+	
۶	دز	بتنی قوسی	+	+	+			+	+	+	+			+
۷	لتیان	بتنی پایه دار	+	+	+		+	+	+		+		+	
۸	سفید رود	بتنی پایه دار	+	+	+			+	+	+	+			+
۹	اکباتان	بتنی پایه دار	+	+	+		+	+	+		+			+
۱۰	لار	خاکی	+	+						+	+	+	+	
۱۱	مهاباد	خاکی - سنگریزه ای	+					+		+	+			+
۱۲	گلپایگان	خاکی - سنگریزه ای									+			+
۱۳	قشلاق	خاکی - سنگریزه ای								+	+	+		+
۱۴	زرینه رود	خاکی - سنگریزه ای	+					+		+	+			+
۱۵	دروذن	خاکی	+								+			+
۱۶	گرگان	خاکی	+					+		+	+			+

جدول ۶ : فهرست انواع رفتارسنجی ها در سدهای جدید

متاسفانه، در تعدادی از سدها، فرم های ثبت داده های ابزار دقیق غیر استاندارد بوده و یا لاقط دستورالعمل های مربوط به قرائت، ثبت و پردازش داده های ابزار دقیق بخوبی رعایت نمی شود.

در زمان بهره برداری، اکثر تغییرات مشاهده و یا ثبت شده با نوسانات ارتفاع آب مخزن و شرایط جوی (درجه حرارت محیط، میزان بارندگی، ...) مرتبط است. بنابراین ثبت کلیه اندازه گیری های می باید با این دو پارامتر و با ذکر ساعت اندازه گیری توام باشند.

پردازش داده های قرائت شده با اعمال تصحیحات مربوط به خطاهای قابل پیشبینی و نیز تصحیحات لازم در ارتباط با لزوم هماهنگی قرائت های ابزار دقیق مختلف در یک ایستگاه (یا یک مقطع) انجام می شود.

رسم منحنی های رفتارسنجی، آنطور که رایج است، بصورت نمودارهای تغییرات اندازه گیری نسبت به زمان، و یا پارامترهای موثر دیگر می باشد. مثلاً، رسم منحنی تغییرات در پارامترهایی چون تغییر شکل در بدنه و پی سد، فشار آب منفذی در بدنه و پی سد و ... نسبت به نوسانات تراز سطح آب مخزن می تواند ارزیابی عوامل اصلی تغییرات را ممکن سازد. همچنین، در صورتی که اندازه گیری ها بطور پیوسته انجام نگرفته و نمودار تغییرات آن نسبت به زمان بیش از حد منقطع باشد، ترسیم تغییرات ثبت شده نسبت به تراز سطح آب مخزن قابل توصیه است. تعداد نمودارها در هر برگ نباید از ۴ الی ۶ تجاوز کند.

عوامل احتمالی		پارامتر اندازه گیری شده	نوع سازه
عوامل ثانوی	عامل اصلی		
درجه حرارت/حرکات پی	تراز سطح آب مخزن	تغییر مکان	سدهای بتنی
بارندگی/حرکات پی	تراز سطح آب مخزن	نش آب	
تغییر مکان ها در بدنه سد	تراز سطح آب مخزن	فشار آب منفذی	
حرکات پی	تراز سطح آب مخزن	فشار آب بالا برنده در پی	
بارندگی / حرکات پی	تراز سطح آب مخزن	دبی زهکش ها	
حرکات پی	تراز سطح آب مخزن	تغییر مکان افقی	سدهای خاکی
تراز سطح آب مخزن	نشست پی یا خاکریز	تغییر مکان قائم	
بارندگی/حرکات پی	تراز سطح آب مخزن	فشار آب منفذی	
بارندگی/حرکات پی	تراز سطح آب مخزن	نش آب	
بارندگی/حرکات پی/فشار آب منفذی	تراز سطح آب مخزن	دبی زهکش ها	
تنش های القایی/فرسایش توده سنگ	حرکات توده سنگ	تغییر شکل سطح مقطع	فضاهای زیرزمینی (تونل/مغار)
تنش های القایی/فرسایش توده سنگ	حرکات توده سنگ	جابجایی توده سنگ دیواره	
تنش های القایی/فرسایش توده سنگ	حرکات توده سنگ	تنش توده سنگ دیواره	
بارندگی/هوازدگی/فرسایش توده سنگ	حرکات توده سنگ	تغییر شکل/لغزش شیب	شیب مخزن و ساختگاه

**جدول ۲:** وابستگی تغییرات در پارامترهای اندازه گیری شده به عوامل اصلی و ثانوی

وابستگی هر یک از پدیده های اندازه گیری شده به عامل اصلی و عوامل موثر ثانوی، بطور فهرست وار در جدول شماره

۲ آمده است.



تفسیر نتایج رفتارسنجی می باید الزاماً بر اساس منحنی داده های پردازش شده باشد. در تفسیر منحنی های رفتارسنجی، آهنگ تغییرات داده ها بیش از مقدار کمی آنها مورد توجه و استناد قرار می گیرد. مقایسه مقدار اندازه گیری شده برای هر یک از پارامترهای رفتارسنجی با مقدار بحرانی (یا مجاز) تعیین شده برای آن پارامتر نیز از اهمیت ویژه ای برخوردار می باشد.

معمولاً، در گزارش تفسیر نتایج رفتارسنجی، موارد زیر می باید مورد توجه قرار گیرد:

- ارزیابی وضعیت پایداری سازه، با توجه به آهنگ تغییرات مقدار هریک از پارامترهای مورد نظر و نیز مقایسه اندازه آن پارامتر با مقدار بحرانی (یا مجاز) آن.
- پی جویی عامل اصلی و عوامل ثانوی احتمالی هر نوع ناپایداری احتمالی.
- ارائه پیشنهادات لازم برای پایداری و یا بهبود شرایط پایداری.

#### ۴-۴- آنالیز برگشتی داده های رفتارسنجی

آنالیز برگشتی داده های رفتارسنجی، به منظور محاسبه قریب به یقین ترین پارامترهای ژئومکانیکی توده سنگ و سازه و نیز وضعیت تنش محیط صورت می گیرد. در انجام آنالیز برگشتی، انتخاب مدل رفتاری مناسب برای ترکیب توده سنگ و سازه و نیز معیار شکست آنها اهمیت ویژه ای دارند.

#### ۴-۵- مشکلات و موانع موجود در رفتارسنجی

عمده ترین مشکل در استفاده از ابزار دقیق، عدم طراحی شبکه منطقی و سیستماتیک ابزار دقیق می باشد. تردیدی در این واقعیت وجود ندارد که در حال حاضر تکنولوژی ساخت ابزار دقیق به مراتب جلوتر از سطح دانش و عملکرد مهندسین ابزار دقیق پروژه ها می باشد. به همین دلیل، اکثر مشکلاتی که در عملکرد ابزار دقیق نصب شده در پروژه ها پیش می آید، اشکال های ناشی از مسایل مربوط به استفاده کننده به مراتب بیش از موارد نقص ابزار دقیق می باشد. به منظور استفاده بهینه از تکنولوژی ابزار دقیق، می باید علاوه بر شناخت کافی از پارامترهای مورد نظر برای رفتارسنجی، درک کامل از ابزار دقیقی که انتخاب می شود، سطح کیفی شناخت و عملکرد مهندس ابزار دقیق نیز ارتقا یابد.

استفاده کنندگان از ابزار دقیق، عموماً، تصور غلطی از شرکتهای تولید کننده ابزار دقیق دارند. آنها تصور می کنند که این شرکتها باید موسسات بزرگی باشند، در حالیکه اینطور نیست و شرکتهای تولید کننده ابزار دقیق در سراسر دنیا با حدود ۲۰۰ الی ۳۰۰ نفر کارشناس و کارگر مشغول فعالیت می باشند. این عدم شناخت، در بعضی موارد، باعث توقعات نابجایی از تولید کنندگان می گردد.

#### ۴-۶- دورنمای رفتارسنجی

با توجه به این واقعیت که اطلاعات مربوط به توده سنگ، که از طریق آزمایشهای آزمایشگاهی و صحرایی بدست می آید، همواره با درصد محدود اطمینان از صحت همراه می باشد، طبیعتاً، ابزار دقیق کماکان مهمترین وسیله برای رفتارسنجی و حصول اطمینان از صحت پارامترهای طراحی و اجرایی خواهد بود. مطمئناً، برخی موارد تخصصی و اتوماسیون همچنان در حال گسترش و توسعه خواهند بود. اخیراً، تمایل زیادی به اندازه گیری اتوماتیک و از راه دور ابزار دقیق وجود دارد علیرغم امتیازاتی که سیستم های قرائت خودکار دارند، محدودیت های آنها همراه باید مورد توجه قرار گیرند. هیچ سیستم خودکار و هوشمندی قادر به جایگزینی قضاوت مهندسی متخصص ابزار دقیق نمی باشد. به هنگام استفاده از سیستم قرائت خودکار ابزار دقیق، به احتمال خیلی زیاد، مراجعه به محل نصب ابزار و مشاهده عینی، ثبت و منظور کردن پارامترهای موثر در تغییرات پارامترهای اندازه گیری شده در آن محل صورت نمی گیرد. به این دلیل، در بسیاری از موارد، علت یابی برخی از تغییرات و اتفاقات ممکن نخواهد شد. مهندسین ابزار دقیق می باید، علیرغم حداکثر استفاده از قابلیت های سیستم ثبت و پردازش خودکار داده های ابزار دقیق، نقش غیرقابل انکار و غیر قابل جایگزین قضاوت مهندسی در پروژه های ژئومکانیک می باید همواره مورد توجه قرار گیرد.

به علت عدم شناخت اهمیت رفتارسنجی در پروژه های ژئومکانیکی، معمولاً علیرغم تمایل زیاد به خرید ابزار دقیق گران قیمت، متأسفانه هزینه کافی برای استفاده از مهندسين ابزار دقیق باتجربه و صاحب نظر صرف نمی شود. این روند مطمئناً باعث ترویج سیستم خدو کار ثبت، پردازش و رسم منحنی داده های ابزار دقیق با محدودیت های ذکر شده خواهد شد.

استفاده از روشهای مدلسازی عددی، مانند روش المان محدود، روش المان مرزی و ...، برای تحلیل پایداری در پروژه های ژئومکانیکی، نیاز به یک سیستم کنترل صحت نتایج (داده های رفتارسنجی) دارد.

رفتارسنجی و داده های ابزار دقیق می تواند به عنوان عامل اصلی در تایید عملکرد روشهای نوین اجرایی، تحکیم و پایداری در پروژه های ژئومکانیکی نیز مورد استفاده قرار گیرد.

#### ۴-۷- روند اجرایی طراحی سیستم ابزار دقیق

استفاده بهینه از شبکه ابزار دقیق در یک سیستم رفتارسنجی پروژه های ژئومکانیکی مشروط به رعایت دقیق مراحل طراحی و اجرایی باشد. کارآیی ابزار دقیق و تخصص مهندس ابزار دقیق در زنجیره این مراحل، با حلقه های بالقوه ضعیف و شکننده، کاملاً محسوس می باشد. موفقیت یک برنامه رفتارسنجی مستلزم تغویت هرچه بیشتر هر یک از این حلقه های ارتباطی می باشد.

- پیشبینی مکانیزم رفتاری توده سنگ و سازه
- طرح سوال های ژئومکانیکی که باید جواب داده شوند
- تعریف اهداف رفتارسنجی
- تعیین پارامترهای مورد نظر برای رفتارسنجی
- پیشبینی محدوده تغییرات در مقادیر پارامترهای رفتارسنجی
- انتخاب ابزار دقیق (تعداد و مشخصات فنی)
- انتخاب محل نصب ابزار دقیق
- برنامه ریزی برای اندازه گیری و ثبت عوامل موثر بر پارامترهای رفتارسنجی
- نصب ابزار دقیق
- برنامه ریزی نگهداری و حصول اطمینان از عملکرد ابزار دقیق
- برنامه ریزی و زمانبندی برای واسنجی و قرائت ابزار دقیق
- برنامه ریزی پردازش داده های ابزار دقیق و رسم منحنی های رفتارسنجی
- برنامه ریزی گزارش تفسیر نتایج رفتارسنجی
- برنامه ریزی برای آنالیز برگشتی نتایج رفتارسنجی، در صورت نیاز
- برنامه ریزی ارائه پیشنهادات بهینه سازی روش اجرا/بهره برداری و یا سیستم
- پیدارسازی
- برنامه ریزی مکانیزم اعمال پیشنهادات بهینه سازی

#### ۵- نتیجه گیری

استفاده از ابزار دقیق و رفتارسنجی در پروژه های ژئومکانیکی می تواند علاوه بر ارزیابی مستمر وضعیت پایداری توده سنگ و سازه های احداث شده، محاسبه قریب به یقین ترین پارامترهای موثر در طراحی و اجرا را نیز ممکن سازد. استفاده صحیح از این روش می تواند ایمن و اقتصادی بودن پروژه ها را تضمین نماید.

## منابع:

- 1- Dunnclyff J. & Green G.E. (1993); "Geotechnical instrumentation for monitoring field performance"; John Wiley & Sons Inc.
  - 2- Fell R. et. al. (1992); "Geotechnical engineering of embankment dams"; AA. Balkema, Rotterdam.
  - 3- Najm K. (1991); "stability analysis of rock-tunnel lining system"; Int. Conf. On Constitutive laws for engineering materials; Jan. 7-12, Tuscon, Arizona, USA.
  - 4- Najm K. \* Ishijima Y. (1991); " Passive Resistance Method (PRM) for analysis of rock-tunnel lining system" (In Japanese); Conf. on Mineral resources Engineering, Chiba, Japan.
  - 5- Najm K. (1996); "Mathematical model study of rock support system in caverns, Karun 3 HEPP."; Draft report No. C4-RS-001.
  - 6- Najm K. (1997); Interpretation of instrumentation data in diversion tunnel, Karun 3 HEPP."; Draft report No. C4-Rs-003.
  - 7- Najm K. (1997); "Stability analysis of rock mass in diversion tunnel, Karun 3 HEPP"; Int. Conf. on ROCK SUPPORT, Lillehamer, Norway.
- ۸- امامی، مهرداد (۱۳۷۵)، "اهمیت کنترل پایداری و ابزاربندی سدها در ایران"، پروژه درسی در گروه مهندسی مکانیک سنگ دانشکده مهندسی معدن و متالورژی دانشگاه صنعتی امیر کبیر.
- ۹- نجم، کاظم (۱۳۷۶)، "تحلیل پایداری و طراحی پوشش بتنی تونلهای انحراف و انتقال آب سد آیدوغموش، بر اساس داده های ابزاردقیق" گزارش نهایی قرارداد تحقیقاتی سازمان آب منطقه ای آذربایجان شرقی و اردبیل با گروه مهندسی مکانیک سنگ دانشکده مهندسی معدن و متالورژی دانشگاه صنعتی امیر کبیر.
- ۱۰- نجم، کاظم (۱۳۷۸ و ۱۳۷۹)، "تفسیر و تحلیل داده های ابزاردقیق تونل تالون (آزادراه تهران - شمال)، سری گزارش های دور های قرارداد خدمات ابزاردقیق بین شرکت لاینز (آزادراه تهران - شمال)

## بهسازی مصرف سیمان و ماسه در بتن حجیم

بابک عالی نژاد<sup>۱</sup>

### چکیده:

طرح اختلاط بتن حجیم با توجه به حجم عظیم مصرف آن در سدهای بتنی بسیار حایز اهمیت است. روشی مناسب برای طرح اختلاط بتن حجیم که بتواند نیازهای طراحی، اجرایی و اقتصادی را برآورده سازد، می‌تواند باعث افزایش بهره‌وری، در صنعت سدسازی گردد. مقاله حاضر تلاشی جهت انتقال تجربیات به دست آمده در پروژه سد و نیروگاه کارون ۳ می‌باشد. ضمن آنکه شرح مختصری از وضعیت طرح و ساخت و اجرای بتن حجیم در این پروژه را نیز در برمی‌گیرد.

### کلمات اصلی و مهم:

طرح اختلاط، بتن حجیم، ماسه، کارون سه، خمیر بتن و کلاسیفایر.

<sup>۱</sup> کارشناس دفتر فنی شرکت سایبر - کارگاه کارون ۳

**مقدمه:**

با توجه به رونق سده سازی در چند سال اخیر و هزینه هنگفت اجرای چنین پروژه‌هایی، هر گامی که به طریقی به کم هزینه تر شدن ساخت آنها بیانجامد، می‌تواند باعث استفاده بهتر، از سرمایه ملی و بازگشت سریعتر سرمایه گردد. یکی از نکاتی که در راستای کاهش هزینه می‌تواند در تمامی این پروژه‌ها به خصوص سدهای بتنی با توجه به حجم عظیم بتن مصرفی در نظر گرفته شود، طرح اختلاطی مناسب برای بتن است.

با توجه به آنکه مقاومت مورد نیاز در بدنه سدهای بتنی چندان بالا نیست و میزان آب مصرفی در بتن حجیم باید در حدی باشد که امکان جای دادن بتن را با ماشین آلات مناسب امکانپذیر سازد، در طرح این نوع بتن عموماً با مساله مقاومت روبرو نیستیم. در مقابل، کارایی مناسب، عدم آب اندازی، کنترل دمای بتن ساخته شده و... نکاتی است که باید در طرح یک بتن مناسب مد نظر قرار گیرد.

مصالح سنگدانه‌ای مورد استفاده در بتن حجیم بسته به امکانات و محدودیتهای اعمال شده از سوی مشخصات فنی هر پروژه به محدوده‌های مختلف تقسیم می‌شوند و افزایش این تقسیمات (تا حد امکان) گامی مثبت در راستای بهسازی وضعیت بتن مصرفی می‌باشد. در کارگاه کارون ۳ به طور خاص از ۴ محدوده درشت‌دانه 5-19 mm، 19-37.5 mm، 37.5-75 mm و 75-150 mm و یک بخش ریزدانه یا ماسه بتن 0-5 mm استفاده می‌شود. با توجه به آنکه گفتار حاضر شامل انتقال تجربیات این پروژه می‌باشد، از این پس این تقسیمات ملاک بحث قرار خواهد گرفت، با ذکر این نکته که نتایج در صورت تغییر محدوده‌ها نیز کاربرد دارد.

پیش از شروع بحث چند مفهوم در بتن حجیم را مورد توجه قرار می‌دهیم.

**زبری بتن:**

این مفهوم که مفهومی مشاهده‌ایست، بدان معناست که امکان پوشش تمامی سنگدانه‌ها توسط خمیر وجود ندارد و سنگدانه‌ها پس از پایان ویراسیون همچنان بدون داخل شدن به حجم بتن بر روی آن می‌مانند. نتایج منفی زبر بودن بتن عبارتند از:

- به وجود آمدن فضاهای خالی در بتن و در نتیجه افزایش نفوذپذیری و کاهش مقاومت آن.
- زمان ویراسیون طولانی و در نتیجه آسیب وارد آمدن به دستگاهها.
- جدایش دانه‌ها.

علل این امر را می‌توان در موارد زیر جستجو کرد:

- نامناسب بودن دانه‌بندی مصالح سنگی و یا تغییر زیاد در کیفیت این مصالح با آنچه در طرح نخستین بوده است.
- تغییر در کیفیت ماسه.
- نامتناسب بودن خمیر طرح بتن با درصد اختلاط سنگدانه‌ها.

بدین ترتیب برای حل مشکل فوق ضمن کنترل دایم کیفیت مصالح سنگی و ثابت نگه داشتن کیفیت ماسه در دامنه مجاز باید در صورت لزوم در طرح اختلاط تجدید نظر کرد تا خمیر کافی مورد نیاز سنگدانه‌ها تامین گردد.

**آب اندازی بتن:**

با توجه به آنکه آب مورد نیاز برای گیرش سیمان بسیار کمتر از میزان آب مصرفی در بتن است. اگر این آب به طریقی در بتن جذب نگردد به سطح آمده و به آب اندازی بتن می‌انجامد. نتایج منفی آب اندازی عبارتند از:

- دشوار سازی بتن ریزی.
- به وجود آمدن حفره در بتن.



- افزایش نفوذ پذیری و کاهش مقاومت.
- علل این امر را می‌توان در موارد زیر جستجو کرد:
- افزایش میزان آب در بتن تولیدی نسبت به آب مورد نظر در طرح اختلاط اولیه.
- کمبود ریزدانه یا تغییر کیفیت آن.
- کافی نبودن خمیر.
- بالا بودن درصد رطوبت ماسه و در نتیجه ورود آب بیشتر و ماسه کمتر در بتن تولیدی.
- روشهای ممکن برای بهبود این وضعیت:
- بهسازی کیفیت ماسه.
- بالا بردن مقدار سیمان.
- می‌باشند.

### چسبندگی بتن:

- خمیر بتن عامل چسبندگی در بتن می‌باشد. کم شدن چسبندگی بتن باعث جدا شدن دانه‌ها.
- بروز مشکلات در جای دادن بتن.
- خواهد شد. ضمن آنکه چسبندگی زیاد نیز باعث اشکال در جای دادن بتن می‌گردد. در صورت بروز اشکال در چسبندگی بتن، باید مقدار خمیر آن را مورد بررسی قرار داد.

### کارایی بتن حجیم:

- مفهوم کارایی در بتن حجیم با سایر انواع بتن کمی متفاوت است چه به علت درشتی دانه‌ها و عدم امکان مخلوط کردن آن در هنگام حمل انتقال توسط کامیونهای شوت‌دار یا سیلوباس (Silobus) و یا ماشین‌آلات مشابه انجام می‌پذیرد. این نحوه انتقال خود محدودیتی در روانی بتن ایجاد می‌کند.
- نحوه جای دادن بتن در محل که عمدتاً توسط ماشین‌آلات سنگین انجام می‌پذیرد به گونه‌ایست که روانی بتن را به شدت محدود می‌کند، به طوریکه افزایش روانی باعث فرو رفتن و گیر کردن ماشین‌آلات پنخش در بتن می‌گردد.
- امکان ویریه‌خوری مناسب بتن یکی از مهمترین عوامل تعیین کننده کارایی بتن می‌باشد که خود به شدت تابع مقدار خمیر آن است.
- در نهایت همانند سایر انواع بتن آنچه در زمینه نفوذپذیری بتن سخت شده و مقاومت آن تاثیر گذار است، میزان فشردگی بتن می‌باشد که تابع کارایی بتن در هنگام جابجایی می‌باشد.
- به طور کلی بتن حجیم باید به گونه‌ای باشد که بتواند تمامی موارد مطرح شده را پوشش دهد. برای رسیدن به این هدف می‌توان نکات زیر را در نظر گرفت.
- دمای بتن: دمای بتن تازه جدا از مسایل مربوط به تنشهای ناشی از دما در کارایی بتن بسیار موثر است و اصولاً افزایش دما باعث کاهش کارایی می‌گردد، این اثر تابعی از شرایط دمای محیط نیز می‌باشد و مشکلات در فصل گرم افزایش می‌یابد. کنترل دما در بتن حجیم می‌تواند توسط پایین آوردن دمای مصالح مصرفی، کاهش مصرف سیمان و کنترل دمایی آن و تغییر در میزان مصرف آب و یخ انجام پذیرد.

- مقدار آب (بخ): میزان مصرف آب و یخ علاوه بر تاثیری که بر روی دما دارد به طور مستقیم در کارایی بتن موثر است به طوریکه کمبود آن باعث کاهش شدید کارایی و زیادی آن باعث روانی بیش از حد بتن می‌شود به طوریکه کلیه مراحل حمل و جابجایی را با مشکل مواجه می‌کند.
  - میزان خمیر بتن: عمده‌ترین عامل موثر بر کارایی بتن مقدار خمیر آن است به طوریکه در هر دو حالت کمبود یا وجود بیش از حد آن، ویبراسیون بتن دچار اشکال خواهد شد. مشکلات ناشی از خمیر زیاد در بتن کاهش سریع کارایی، چسبندگی بیش از حد و در نتیجه عدم ویبراسیون مناسب را سبب می‌شود. در مقابل کمبود خمیر باعث جداشدن دانه‌ها می‌شود و امکان ویبراسیون و رسیدن به یک توده منسجم و همگن را از بین می‌برد.
  - سنگدانه‌ها: تاثیر ابعاد سنگدانه‌ها و میزان مصرف آنها در کنار میزان خمیر بتن مفهوم می‌یابد که پیش از این ذکر شد. ضمن آنکه همانند سایر بتن‌ها در بتن حجیم نیز سنگهای گرد گوشه کارایی بهتری نسبت به سنگ شکسته دارند.
  - مواد افزودنی: در کنار مواد روان کننده و کاهش دهنده میزان آب استفاده جزئی از هوازا می‌تواند تاثیر خوبی بر کارایی داشته باشد.
- در پایان این مبحث لازم به ذکر است که در کلیه بتن‌ها به خصوص بتن حجیم در صورت اشکال در کارایی باید به علت‌یابی آن پرداخت و بر مبنای آن طرح اختلاط را اصلاح کرد. به عنوان مثال در صورت کم بودن خمیر بتن با افزایش میزان آب (شیوه مرسوم) نمی‌توان به نتیجه مطلوب رسید.

### خمیر بتن:

- خمیر بتن به بخشی از بتن که وظیفه پر کردن فضای خالی بین سنگدانه‌ها را دارد اطلاق می‌گردد و شامل سیمان و بخشی از ریزدانه مصرفی می‌شود. مواردی که در مورد این بخش و نقش آن می‌توان ذکر کرد عبارتند از:
۱. با توجه به قیمت سیمان و ماسه، خمیر بتن تعیین کننده‌ترین عامل هزینه بتن سازی می‌باشند.
  ۲. آب اندازی در بتن، تنها توسط حجم مناسب خمیر آن قابل حل است.
  ۳. چسبندگی بتن چه در هنگام سخت شدن و چه در هنگام اجرا به شدت از میزان خمیر مصرفی تاثیر پذیر است. چسبندگی در هنگام اجرا باعث جلوگیری از جداشدن دانه‌ها می‌گردد.
  ۴. کارایی بتن حجیم نیز به شدت تابع تناسب میزان خمیر با میزان و ابعاد سنگدانه‌ها می‌باشد.
  ۵. کمبود خمیر در بتن باعث زبری آن می‌شود و این بدان مفهوم است که خمیر بتن در حدی نیست که بتواند سنگدانه‌ها را در بر بگیرد.

در اینکه خمیر بتن چه بخشی از ریزدانه را در بر می‌گیرد، نظرات متفاوتی وجود دارد. با توجه به آنکه در مقایسه دو بتن ساخته شده با یک طرح اختلاط ثابت و کیفیت ماسه متفاوت به وضوح می‌توان دید که ماسه با ضریب نرمی بیشتر دارای خمیر کمتری می‌باشد. این خود ثابت می‌کند که تمام حجم ماسه مصرفی را نمی‌توان به عنوان خمیر در نظر گرفت. بررسی بر روی تعدادی از طرح اختلاطهای کارگاه کارون سه نشان می‌دهد که بخش رد شده از الک شماره ۱۶ ASTM یعنی 1.18 mm نزدیکترین تعریف را برای خمیر تداعی می‌کند.

در این بررسی ابتدا با فرض کروی بودن سنگدانه‌ها، سطح مخصوص برای میانگین تمامی سایزها محاسبه شد. بر مبنای آن سطح کل سنگدانه‌ها برای چندین نوع بتن به تفکیک محاسبه گردید. سپس با در نظر گرفتن الکهای مختلف ماسه به عنوان مرز میان سنگدانه و خمیر، حجم خمیر و سطح کل سنگدانه‌ها برای واحد حجم محاسبه گردید. مطابق مشاهدات در هر مورد بتن ساخته شده و بررسی نمودار حاصل از نتایج محاسبات می‌توان دست کم در این نمونه‌ها مناسبترین مرز میان سنگدانه و خمیر را الک شماره ۱۶ انتخاب کرد.

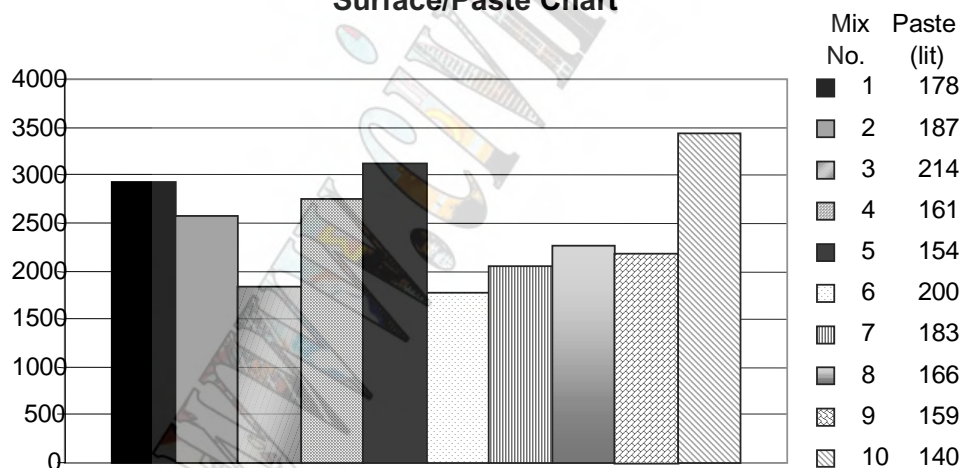
با توجه به نتایج به دست آمده از محاسبات در کنار تجربیات آزمایشگاهی می‌توان دریافت که میزان خمیر مناسب برای بتن بیش از حجم آن به نسبت سطح سنگدانه‌ها به حجم خمیر وابسته است. توجه به این عامل می‌تواند مبنای بهسازی طرح اختلاط بتن باشد. در ادامه طرح اختلاطهای مینا و نتایج محاسبات آمده است (نمودار ۱ و جدول ۱):

Mix Design	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
75-150 %	21	21	21	24.5	20	23	25	27	27	20
37.5-75 %	16	16	16	23.5	16	18	19	21	21	16
19-37.5 %	15	15	15	12	14	14	14	14	14	14
5-19 %	15.5	17	19	10.5	23	21	19	18	18	23
Sand %	32.5	31	29	29.5	27	24	23	20	20	27
F.M.	3.51	3.25	2.87	3.51	3.51	2.75	2.75	2.75	2.75	3.7
Cement	240	230	220	200	245	200	200	200	200	200
Surface/Paste	2927	2570	1837	2743	3120	1779	2054	2261	2194	3439
Paste	Enough	Good	Good/High	Good	Low	Good/High	Good/High	Good	Good	Too low
Coarseness	Coarse	Good	Good	Good	Coarse	Good	Good	Good	Good	Too Coarse
Workability	Good	Good	Good*	Good	Bad	Good	Good	Good	Good	Very Bad
Bleeding	High	Low	No	Low	High	No	No	No	No	High

\* In finer sand situation difficulty in placing  
 \*\* No. 8 and 9 have a difference in sand Grading

جدول ۱

Surface/Paste Chart



نمودار ۱

در این نمودار نسبت سطح به خمیر را می‌توان به مناسب بودن وضع بتن تعبیر کرد و حجم خمیر را به اقتصادی بودن آن. مقایسه طرحهای ۳ و ۶ نشان می‌دهد که با کاهش ۷ درصدی خمیر مشخصات بتن بهبود یافته است. به طور کلی می‌توان گفت که این نسبت می‌تواند ملاک مناسبی برای بهسازی طرح اختلاط باشد جدول ۲ می‌تواند مبنای یک قضاوت اولیه قرار گیرد:

محدوده نسبت سطح به خمیر	نتیجه مورد انتظار در بتن
کمتر از ۱۷۰۰	خمیر زیاد و اشکال در کارایی
بین ۱۷۰۰ تا ۲۰۰۰	بتن مناسب با امکان کاهش خمیر
بین ۲۰۰۰ تا ۲۵۰۰	بتن مناسب
بین ۲۵۰۰ تا ۳۰۰۰	بروز مشکلاتی نظیر آب اندازی و زبری در بتن
بیش از ۳۰۰۰	بتن نامناسب با آب اندازی زیاد و کارایی کم

## جدول ۲

### طرح اختلاط:

با توجه به آنکه روش طرح اختلاط بتن حجیم تقریباً مشابه بتن معمولی ست و روشهای آن در مراجع مختلف قابل دسترسی، در این بخش تنها به ذکر چند نکته اکتفا می‌گردد.

- مقدار سیمان: همانگونه که پیش از این گفته شد در بتن حجیم عموماً با مشکلی به نام مقاومت روبرو نیستیم. مواردی که علاوه بر مقاومت و اقتصاد طرح در میزان مصرف سیمان تاثیرگذارند عبارتند از: محدودیتهای دمای بتن در هنگام ساخت و در هنگام گیرش، زبری بتن و آب اندازی.
- آب و یخ: بسته به میزان کارایی دما و مقاومت (نسبت آب به سیمان)، آب مورد نیاز قابل تعیین است.
- مواد مضاف: بسته به شرایط محیط و مشخصات مورد نیاز تعیین می‌شود.
- مصالح سنگی: کیفیت و میزان مصرف این بخش نقشی بسیار تعیین کننده در بهسازی طرح اختلاط بتن حجیم دارد. به طوریکه در میزان مصرف سیمان، مواد افزودنی و یخ که هزینه‌های عمده در تولید بتن دارند نیز تاثیرگذار است.
- درصد اختلاط: منحنی دانه‌بندی مصالح سنگی تعیین کننده نهایی درصد اختلاط و منحنی نهایی بتن است. در منحنی نهایی باید در نظر داشت که شکستگی یا تغییر شیب ناگهانی به وجود نیاید. در میان بخشهای مختلف درشت دانه (با فرض منحنی دانه‌بندی مناسب که دستیابی به آن به اسانی میسر است)، درصد بیشتر مصرف بخشهای 75-150mm و 37.5-75mm با توجه به آنکه انرژی کمتری صرف تولید آنها می‌شود و سطح مخصوص کمتری دارند به اقتصادی ساختن بتن کمک شایانی می‌کنند. در مقابل کاهش میزان مصرف دو بخش دیگر درشت دانه به خصوص 5-19 mm باعث بهسازی طرح بتن می‌گردد. مهمترین عامل تعیین کننده در این میان ماسه بتن و کیفیت آن است. مسایلی که ماسه را از سایر سنگدانه‌های مصرفی متفاوت می‌کند عبارتند از:

- ۱- تولید ماسه در میان سایر مصالح سنگی حاصل از سنگ‌شکن دارای بیشترین دورریز (پرت) سنگ می‌باشد. این میزان با توجه به نوع سنگ و نحوه خردایش متفاوت است.
- ۲- تولید ماسه نیاز به تجهیزات و زمان بیشتری دارد.
- ۳- مطابق دو بند بالا گرانترین بخش مصالح سنگی، بخش ریزدانه آن است.
- ۴- ماسه در بتن نقش پرکننده و خمیر را به عهده دارد.
- ۵- مشکل آب اندازی بتن را به جز سیمان که بسیار گران است، تنها می‌توان با ریزدانه حل کرد.
- ۶- کیفیت ماسه و میزان مصرف آن، کیفیت بتن را به شدت تحت تاثیر قرار می‌دهد.

## بهسازی طرح اختلاط بتن حجیم:

با توجه به آنچه که در بخشهای پیشین ذکر شد، با انتخاب صحیح نسبتهای مصالح سنگی درشت دانه و استفاده از ماسه مناسب می‌توان به حجم خمیر بهینه در بتن دست یافت. کاهش حجم خمیر به عنوان پرهزینه ترین بخش بتن به نتایج زیر خواهد انجامید:

کاهش مصرف سیمان: مقدار سیمان مصرفی به عنوان بخش اصلی خمیر می‌تواند به این ترتیب محدود به سیمان لازم برای کسب مقاومت طرح در نظر گرفته شود و با توجه به آنکه با ثابت نگاه داشتن نسبت آب به سیمان مشخص می‌توان به مقاومت تقریباً ثابتی رسید، این کاهش مصرف می‌تواند چشمگیر باشد. به عنوان مثال در پروژه کارون سه در دوره کوتاهی به علت مشکلاتی که در تولید ماسه موجود بود، مصرف سیمان به ۲۴۵ کیلوگرم بر متر مکعب رسید که با در نظر گرفتن این نکته که مقدار سیمان مورد نیاز برای رسیدن به مقاومت طرح ۱۶۰ کیلوگرم در متر مکعب بوده است می‌توان به نقش یک ماسه مناسب در تولید بتن پی برد. لازم به ذکر است که افزایش مذکور تنها برای جلوگیری از آب اندازی و ایجاد کارایی در بتن بوده و برای حل مشکل مقاومتی انجام نگردیده بود.

کاهش مصرف ماسه: برای بررسی امکان کاهش ماسه ابتدا باید کیفیت آنرا بهبود بخشید. در این زمینه نخست نظری به پروسه تولید ماسه خواهیم داشت:

### پروسه تولید ماسه:

ریزدانه مورد مصرف از منابع زیر حاصل می‌شوند:

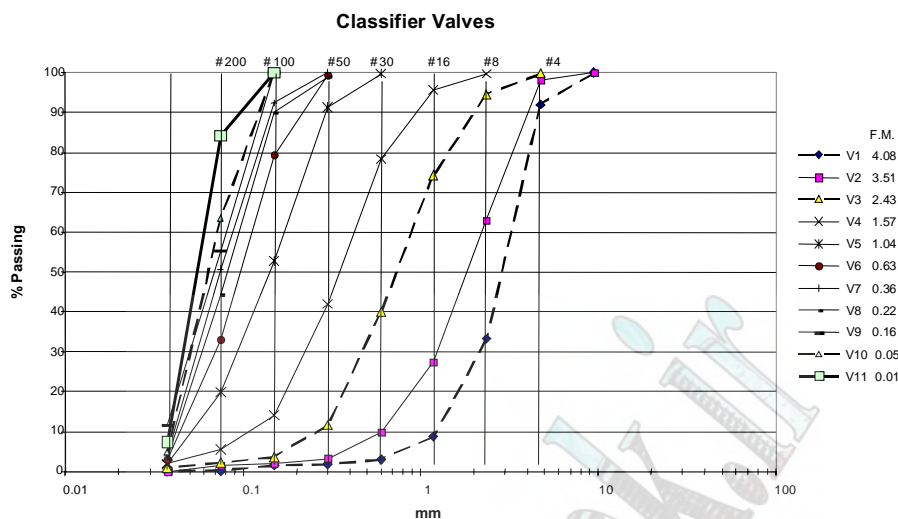
- ۱- ریزدانه حاصل از خرد شدن سنگ در سنگ شکنها در صورت استفاده از مصالح شکسته.
- ۲- دستگاههای ماسه‌ساز.

در کارگاه کارون ۳ به طور خاص از مصالح شکسته و آسیاب میله‌ای (Rodmill) استفاده و نتیجه تولید در پایان وارد کلاسیفایر می‌شود.

در این میان تنها به ذکر چند مورد درباره کلاسیفایر اکتفا می‌شود.

کلاسیفایر در واقع حوضچه ایست که ماسه (در اینجا) به همراه آب از یک سو وارد آن شده و دانه‌ها بر حسب وزن (با توجه به قانون استوکس) در طول این حوضچه شروع به ته‌نشینی می‌کنند. با توجه به آنکه نوع سنگ ورودی تقریباً ثابت است در نتیجه وزن دانه‌های ته‌نشین شده به طور مستقیم با ابعاد آن در ارتباط است. بنابراین همانگونه که انتظار می‌رود دانه‌ها از درشت به ریز در این حوضچه ته‌نشین می‌شوند. کلاسیفایر مورد استفاده در این کارگاه دارای سه ردیف ۱۱ درجه‌ای می‌باشد. خروجی هر یک از درجه‌ها در نمودار ۲ آورده شده است. نتیجه خروجی سه محصول (در اینجا دو محصول) است که بر حسب نیاز می‌توان با کنترل ۱۱ درجه هر محصول خروجی مناسب را دریافت کرد. سرریز آب به همراه پودر سنگ بسیار ریز باقیمانده از بالای حوضچه خارج شده که بخشی از پودر سنگ موجود در انتها جمع‌آوری می‌شود.





## نمودار ۲

منظور از کیفیت ماسه در طرح اختلاط دانه بندی مناسب آن می باشد با توجه به تجربیات موجود در پروژه کارون سه استفاده از ماسه ای با ضریب نرمی حدود  $2.75 \pm 0.2$  کمترین میزان انرژی اضافه را مصرف خواهد کرد و تولید ماسه مذکور با دستگاههای معمول امکانپذیر می باشد.

لازم به ذکر است امکان بهسازی کیفیت ماسه خاص کلاسیفایر نبوده و روشهای بسیاری را می توان برای این منظور به کار برد، ضمن آنکه به علت توانایی بالای این دستگاه در کنترل کیفیت ماسه تولیدی و کارکرد ساده آن برای پروژه های بزرگ سد سازی توصیه می گردد.

آنچه در زمینه کیفیت و کمیت ماسه در انواع بتن به خصوص بتن حجیم می توان عنوان کرد این است که برای انجام هرگونه بهسازی در تولید ماسه باید به عوامل زیر توجه کرد:

- نخستین و مهمترین عامل تعیین کننده در ماسه مصرفی بتن، ثابت بودن کیفیت آن می باشد. اهمیت این عامل به حدی است که می توان گفت داشتن ماسه ای با کیفیت نامناسب ثابت، بهتر از استفاده از ماسه با کیفیت بهتر و دامنه تغییرات زیاد می باشد.
- کیفیت ماسه مصرفی در میزان مصرف آن در بتن تأثیری عمده دارد و بتن شدیداً از ابعاد دانه های ماسه تأثیر پذیر است. این بدان معناست که استفاده از ماسه ای با کیفیت بسیار متفاوت نسبت به ماسه ملاک یک طرح اختلاط، در آن طرح اختلاط ناممکن است.

مطابق آنچه در بحث کاهش مصرف سیمان قید شد، می توان مصرف ماسه مرغوب را که هزینه ای بیش از تولید سایر سنگدانه ها دارد کاهش داد. به عنوان مثال برای داشتن دو بتن با کیفیت یکسان در سد کارون سه در صورت استفاده از ماسه با ضریب نرمی 3.4 نیاز به مصرف  $650 \text{ kg/m}^3$  ماسه خواهیم داشت که این میزان با ماسه ای با ضریب نرمی 2.75 به  $453 \text{ kg/m}^3$  می رسد. این کاهش مصرف ماسه برای سدی چون کارون سه با حجم بتن ریزی 1.2 میلیون مترمکعب، به 236400 تن کاهش در مصرف ماسه می انجامد که این میزان یعنی 43% مصرف کل ماسه و آنهم تنها در بتن بدنه سد.

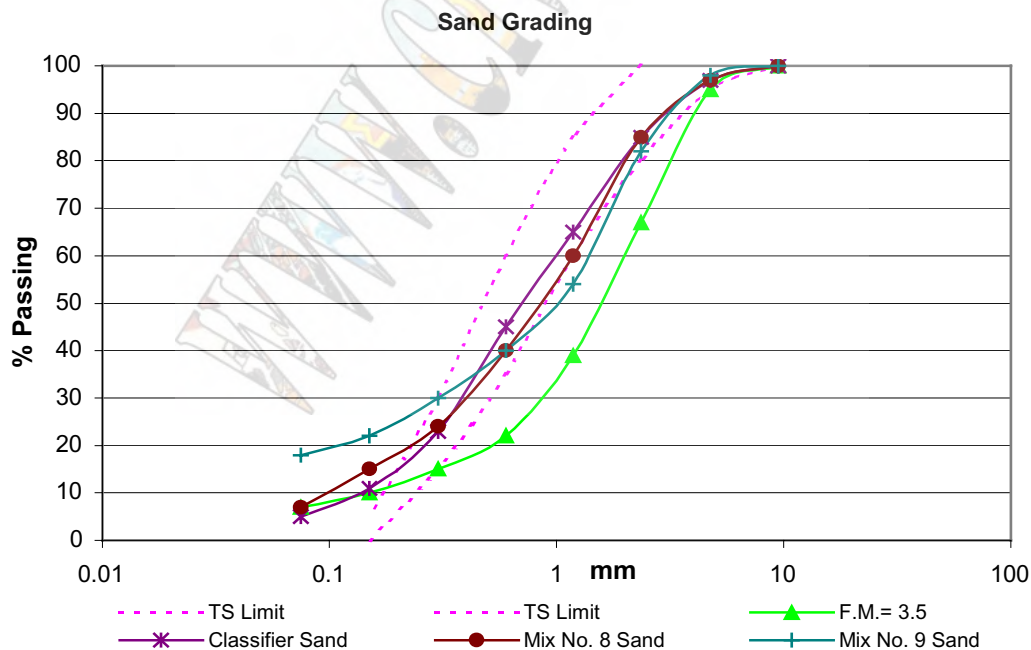
کاهش مصرف یخ: با توجه به آنکه سیمان حمل شده به کارگاه دارای دمای زیاد است و در فصل گرم دمای آن در در دوره انبار شدن بسیار بیشتر از دمای قابل قبول در بتن حجیم است، موثرترین مصالح بتن در افزایش دما، سیمان می باشد. بدین ترتیب کاهش مصرف سیمان باعث کاهش میزان یخ مصرفی نیز خواهد شد.

کاهش مصرف مواد افزودنی: میزان مصرف مواد افزودنی عموماً به صورت درصدی از وزن سیمان بیان می‌شود و با کاهش مصرف سیمان در نسبت‌های ثابت مصرف این مواد نیز کم می‌شود. ضمن آنکه متناسب بودن خمیر سیمان خود باعث افزایش کارایی و بهسازی مصرف مواد افزودنی می‌شود.

### مروری بر وضعیت تولید ماسه و طرح اختلاط‌های بتن حجیم در پروژه سد و نیروگاه کارون ۳:

مشکلات موجود در تولید ماسه در این پروژه باعث تغییرات بسیار در طرح اختلاط‌های بتن حجیم گردید. با توجه به آنکه مبنای تعیین شده از سوی مشاور طرح و کارفرما برای مصرف سیمان ۲۰۰ کیلوگرم بود، بیشتر این طرح‌ها بر مبنای ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در مترمکعب انجام پذیرفته است. با توجه به نامطلوب بودن کیفیت ماسه تولیدی در بدو امر و کار نکردن رادملها ماسه‌ای با ضریب نرمی بیش از ۳.۴ تولید می‌شد استفاده از این ماسه باعث آب اندازی بتن، کاهش کارآیی و ... می‌گردد. برای کم کردن مضرات فوق مقدار سیمان افزایش یافت (از ۲۰۰ kg/m<sup>3</sup> طرح ۱۰ در جدول ۱ به ۲۲۰ kg/m<sup>3</sup> و سپس ۲۴۵ kg/m<sup>3</sup> طرح پنجم در جدول ۱) این عمل خود باعث افزایش دمای بتن در هنگام ساخت و هنگام گیرش، به تعویق افتادن زمان تزیق درزها و ... در کنار غیر اقتصادی بودن آن می‌شود.

پس از شروع به کار رادمل وضعیت تولید ماسه بهبود یافت و ضریب نرمی ماسه تا حدود ۳.۱ نیز کاهش یافت. با توجه به آنکه خروجی رادمل تابع عوامل مختلفی از جمله تعداد میله‌ها و مقدار بار می‌باشد کیفیت ماسه تولیدی نیز متغیر بود. برای دستیابی به ماسه مورد قبول باید بخش نامطلوب ماسه از مخلوط خارج می‌شد و این عمل به راحتی توسط کلاسیفایر قابل انجام بود. نتیجه استفاده از کلاسیفایر دستیابی به ماسه‌ای مناسب بود، که به وسیله آن طرح اختلاط ۶ انجام پذیرفت که مبنایی بود برای طرح اختلاط ۷، ۸ و ۹ که بهبود بیشتری در وضع بتن ایجاد می‌کرد ضمن آنکه این طرح اختلاط‌ها هم قابل بهسازی می‌باشند. نمودار ۳ نمایشگر کیفیت ماسه‌های بالا می‌باشد با ذکر این نکته که ماسه کلاسیفایر ماسه مورد مصرف در طرح اختلاط ۶ بوده است.



نمودار ۳

طرح اختلاطهای سری SR: همانگونه که ذکر شد پس از رسیدن به کیفیت مطلوب برای ماسه با استفاده از کلاسیفایر طرح ۶ به منظور بهسازی بتن مصرفی مورد آزمایش قرار گرفت. مشخصات بتن مذکور عبارت بودند از:

7 days compressive strength = 31 MPa  
Hardened concrete density = 2509 kg/m<sup>3</sup>

Compaction Modulus = 1.2

Vibration time = 8 sec  
Settled height = 5 cm @ 30x30x30 cube mold  
W/C = 0.5

این بتن دارای خمیری مناسب و چسبندگی خوب، بدون آب اندازی بود. بر مبنای این طرح که SR0 نام گرفت طرح SRI (طرح ۷) به منظور بررسی امکان کاهش میزان مصرف ماسه انجام پذیرفت مشخصات بتن SRI عبارتند از:

7 days compressive strength = 27 MPa

Compaction Modulus = 1.3

Vibration time = 14 sec  
Settled height = 11.5 cm @ 25x50 cyl. Mold  
W/C = 0.5  
Concrete temp. = 28 °C

دمای بالا احتمالاً در کارایی و کیفیت بتن ساخته شده تأثیر نامطلوب داشته و در صورت پایین آمدن دما می‌توان به بهبود وضعیت بتن کمک کرد. پس از آن طرح SR II به منظور بررسی امکان کاهش چشمگیر میزان ماسه انجام شد. (طرح ۸) نتیجه این آزمایش رسیدن به مشخصات زیر بود:

7 days compressive strength = 28 MPa

Compaction Modulus = 1.23

Vibration time = 8 sec  
Settled height = 9.5 cm @ 25x50 cyl. Mold  
W/C = 0.5  
Concrete temp. = 19 °C

نتیجه مشاهدات: ظاهر بتن خوب و خمیر بتن کافی به نظر می‌رسید. با افزایش (هوازا) احتمالاً می‌توان به کارآیی بهتری رسید.

با توجه به توضیح طرح SR II، طرح SR III مطرح شد. منحنی دانه بندی ماسه مصرفی بتن و میزان اختلاط سنگدانه‌های مختلف همانند طرح SR II بوده و تنها به میزان 0.03% وزن سیمان از ماده هوازا استفاده گردیده است. مشخصات بتن SR III عبارت بودند از:

7 days compressive strength = 26.5 MPa

Compaction Modulus = 1.2

Vibration time = 3 sec  
Settled height = 8 cm @ 25x50 cyl. Mould  
W/C = 0.5  
Concrete temp. = 19 °C

توضیحات و مشاهده: ظاهر بتن بسیار خوب و خمیر بتن کافی بود. در پایان نیز بتن SRIV (طرح ۹ جدول ۱) مورد بررسی قرار گرفت که به منظور اثر تغییر کیفیت ماسه (منحنی دانه بندی بدون تغییر در ضریب نرمی) در بتن بود که تفاوت چندانی در این زمینه مشاهده نشد. به عنوان گامی جهت بهبود همین طرح از طرح

SRV با 147 lit خمیر و نسبت سطح به خمیر 2105 استفاده خواهد شد (این طرح در هنگام نگارش این مقاله در دست بررسی است).

### نتیجه گیری پایانی:

- همانگونه که گفته شد خصوصیات بتن بسیاری از مسایل از جمله مصالح، شرایط محیط و امکانات می باشد. بدین ترتیب ارایه یک روش واحد برای بهسازی بتن ممکن نیست. با وجود این شرایطی که می توان از آنها به عنوان گامهای نخست نام برد به طور خلاصه عبارتند از:

۱. تلاش برای بهسازی کیفیت ماسه.
  ۲. کاهش مصرف سیمان در طرح اختلاط با توجه به استفاده از ماسه نرمتر.
  ۳. کاهش مصرف ماسه نرم در بتن با توجه به کاستن سطح سنگدانه ها.
  ۴. مصرف مواد افزودنی به میزان مناسب برای بهبود کیفیت بتن در صورت امکان.
- با توجه به آنچه پیش از این ذکر شد می توان نتایج استفاده از این روش بهسازی را بدین ترتیب بیان کرد:
- الف - بهبود کیفیت به عنوان مهمترین عامل
- با این روش می توان با کنترل آب اندازی، کارایی و زبری بتن، نسبت به کیفیت نهایی آن از نظر دوام نفوذپذیری و مقاومت اطمینان یافت. کیفیت مناسب بتن و در نهایت سازه به کارایی مناسب پروژه در حالت بهره برداری می انجامد.
- ب- کاهش هزینه
- صرفه اقتصادی استفاده از این روش در هر دو جهت صرفه جویی در استفاده از سرمایه ملی و سود پیمانکار را مجری پروژه می توان به صورت زیر طبقه بندی کرد:
۱. با استفاده از کاهش مصرف سیمان، ماسه، یخ و مواد افزودنی می توان هزینه تولید بتن را پایین آورد.
  ۲. استفاده از بتن با مقدار خمیر مناسب و کارایی خوب دوام دستگاههای جایدهی بتن را بیشتر می کند.
- افزایش کمیت
۳. با توجه به آنکه تولید ماسه معمولاً نسبت به سایر مصالح کمتر است، با کاهش مصرف آن می توان کمیت بتن تولیدی را بالا برد.
  ۴. ت - کاهش زمان اجرا
  ۵. با توجه به آنکه تولید ماسه وقتگیرترین بخش تولید مصالح سنگی بتن می باشد، کاهش مصرف آن باعث افزایش تولید مصالح خام، در نتیجه بتن و افزایش سرعت می شود.
  ۶. کاهش مصرف سیمان با کاهش دادن دمای هیدراتاسیون، باعث پایین آمدن دمای نهایی بتن و در نتیجه امکان تزریق سریعتر درزها در سدهای بتنی می گردد.
- ث- تاثیرات روانی
- بتن ریزی در زمان کمتر و کار کردن با بتن کاراتر برای نیروهای اجرایی در حال کار در مقطع بتن ریزی باعث کاهش خستگیهای روانی شده و به کارایی بیشتر آنان می انجامد.
- و به طور کلی با داشتن طرح اختلاط مناسب می توان گفت کیفیت، کمیت، هزینه و زمان را به گونه ای همسو بهبود بخشید.
- در پایان لازم به ذکر است در کنار تمام تلاشهای لازم برای کاهش هزینه تولید بتن، باید همیشه در نظر داشت هزینه ایجاد پروژه های سدسازی چنان سنگین است که راه را بر سخت گیریهای تنگ نظرانه در موارد اضطراری می بندد و یقیناً پرداخت بهای کمی بیشتر در هنگام ساخت به مراتب بهتر از مرمت پس از ساخت می باشد.

**تشکر و قدردانی:**

بدینوسیله از آموزشهای اساتید بزرگوارم جناب آقای مهندس شریف‌النسب، آقای Campbell و سایر همکاران با سابقه آزمایشگاه بتن و مصالح کارگاه کارون سه در سال ۱۳۷۸ که همواره رهنمایهای بی‌دریغشان بوده‌ام، سپاسگذاری می‌نمایم.

www.civilbook.ir



# رفتارنگاری سد کرخه در دوران ساختمان با استفاده از نتایج ابزاردقیق

حبیب نیرومند<sup>۱</sup>

علی اصغر میرقاسمی<sup>۲</sup>

مهدی پاکزاد<sup>۳</sup>

## چکیده:

رفتارنگاری سدها از اهمیت ویژه‌ای در دنیا برخوردار است. در تمام سدهای بزرگ با نصب ابزارهای لازم مقادیر فشارهای منفذی، فشارهای توده‌خاک و تغییرشکلها در زمان ساخت، اولین آنگیری و دوران بهره‌برداری اندازه‌گیری شده و عملکرد سد مورد ارزیابی و تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد. در این مقاله سعی شده است عملکرد سد کرخه که یکی از سدهای خاکی بزرگ ایران بشمار می‌رود با استفاده از نتایج ابزاردقیق و آنالیز برگشتی که توسط نرم‌افزار CA2 انجام گرفته مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد.

## کلمات کلیدی:

سد کرخه، آنالیز برگشتی، رفتارنگاری، ابزار دقیق.

<sup>۱</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد، گرایش مکانیک خاک و مهندسی پی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

<sup>۲</sup> استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

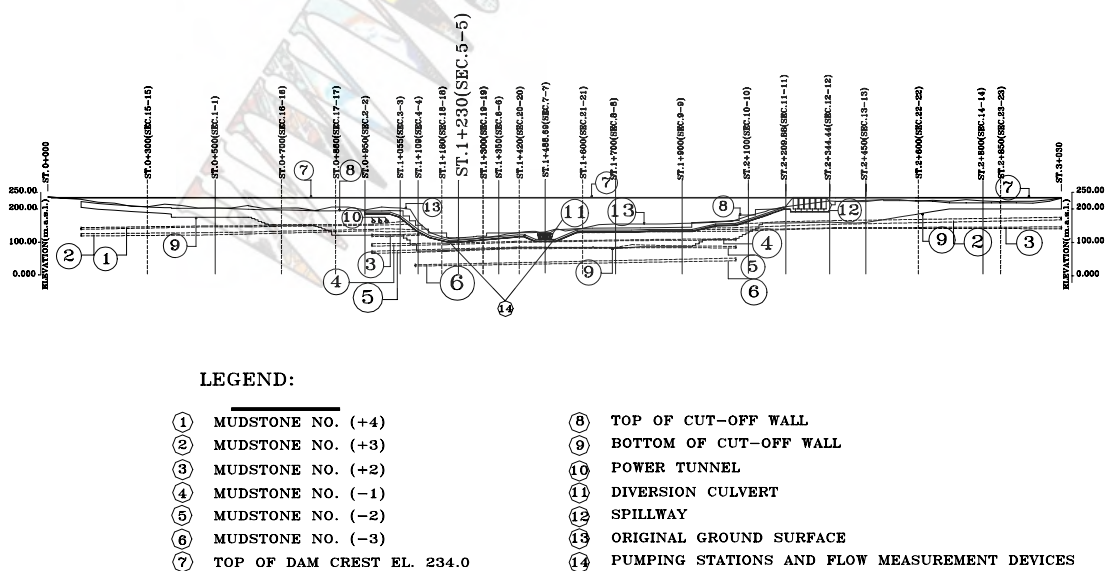
<sup>۳</sup> دکتری مکانیک خاک و پی، شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس

**مقدمه :**

تامین آب مورد نیاز انسان امروزه یکی از مشکلات جوامع انسانی به شمار می‌رود. انسان برای رفع این مشکل از راهکارهای زیادی سود می‌جوید. یکی از این راهکارها احداث سد می‌باشد. سدها محلی برای ذخیره و استفاده بهینه از آب می‌باشد. سد به دو نوع اصلی بتنی و خاکی تقسیم می‌شود که هر کدام از این دو نوع نیز دارای تنوع خاص می‌باشد. سدهای بتنی به سدهای بتنی دوقوسی، سدهای وزنی و غیره و سدهای خاکی نیز به سدهای سنگریزه‌ای، سدهای خاکی باهسته رسی و غیره تقسیم می‌شوند. سدهای خاکی بعلافت رفتار مناسب در مقابل زلزله و در دسترس بودن مصالح ساخت از اهمیت ویژه‌ای برخوردار هستند. رفتارنگاری سد خاکی با توجه به رفتار ویژه خاک که از سه عنصر خاک، آب و هوا تشکیل می‌شود بسیار مهم می‌باشد. یک سد خاکی ابتدا با استفاده از یک دسته مشخصات فنی بر گرفته از نتایج آزمایشگاهی روی منابع قرضه و همچنین تجربه سدهای دیگر، طراحی و تحلیل می‌گردد. در مرحله اجرا بانصب ابزارهای لازم (Instrumentation) مقادیر فشارهای منفذی، تغییر شکلها و فشارهای توده خاک اندازه‌گیری شده و با مقادیر مرحله طراحی مقایسه می‌گردد تا میزان تطبیق تحلیلهای تئوریک که طراحی سد بر پایه آن استوار است با رفتار واقعی سد مشخص شود. در صورت مشاهده مشکل در رفتار سد تعمهیدات لازم برای رفع آن صورت گیرد. همچنین رفتارنگاری می‌تواند تجربه برای طراحی سدها در آینده باشد. با توجه به اهمیت فوق‌العاده‌ای که رفتارنگاری دارد در این مقاله سعی شده رفتار سد کرخه در دوران ساختمان از لحاظ فشارهای منفذی، پدیده قوس زدگی (Arching) و تغییر شکلها هسته مورد بررسی و رفتارنگاری قرار گیرد.. [4]

**طرح مسئله :**

سد کرخه، بر روی رودخانه کرخه در جنوب غربی ایران در استان خوزستان در حال احداث می‌باشد. این سد ۳۰۳۰ متر طول و ۱۲۸ متر ارتفاع و حجم مخزنی حدود ۷ میلیارد مترمکعب دارد. سد فوق خاکی با هسته رسی مخلوط می‌باشد که بر روی سازند بختیاری با تناوب کنگلومرا و گل سنگ در حال احداث است. برای رفتارنگاری این سد در ۲۳ مقطع ابزارهای دقیق نصب شده است. این ابزارها شامل پیژومترها، سلولهای اندازه‌گیری فشار کل توده خاک، نشست سنجها و انحراف سنجها می‌باشد. شکل (۱) مقطع طولی از سد و محل مقاطعی را که ابزارهای دقیق در آن قرار دارند نشان می‌دهد.



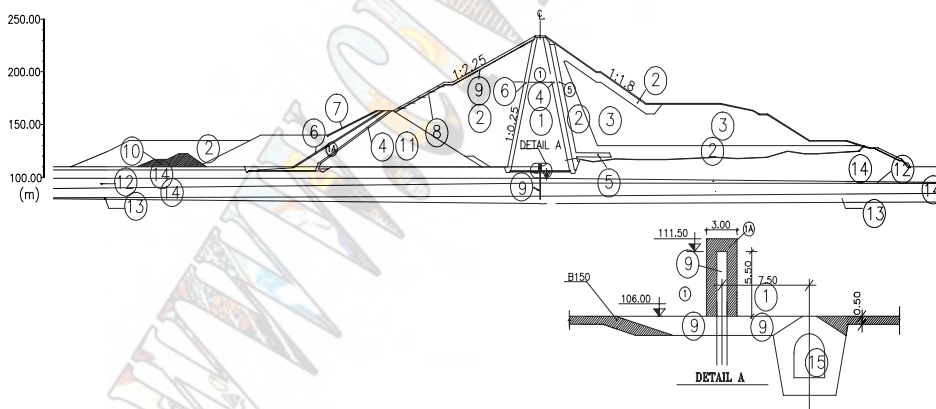
شکل ۱: محل قرار گیری مقاطع ابزار دقیق در امتداد محور سد کرخه

دز این مقاله به بررسی عملکرد بدنه سد پرداخته شده و در مورد پیزومترهای پی به مقاله‌ای که در بخش مراجع آورده شده رجوع شود . برای بررسی عملکرد سد در دوران ساختمان علاوه بر نتایج ابزار دقیق یک آنالیز برگشتی با استفاده از نرم‌افزار CA2 که بر پایه روش اختلاف محدود صریح می‌باشد انجام گرفته است . در این تحلیل از مدل رفتاری الاستوپلاستیک موهر کولمب استفاده شده است [3]. مشخصات مصالح از روی نتایج آزمایشهای که بر روی خاکریز آزمایشی انجام گرفته بدست آمده است . جدول (۱) مشخصات مصالح سد را نشان می‌دهد . [2]

مشخصات مصالح	وزن مخصوص (KPa/m <sup>3</sup> )	مدول الاستیسته (KPa/m <sup>2</sup> )*10 <sup>4</sup>	ضریب پواسون	زاویه اصطکاک داخلی (deg)	چسبندگی (KPa/m <sup>2</sup> )	زاویه اتساع (deg)
هسته رسی مخلوط زهکشی نشده (uu)	20.2	3.5	0.40	6	70	2
پوسته	20.5	10.2	0.27	39	0	10
فیلتر و مصالح انتقالی	19.5	7	0.25	35	0	8
گلسنگ (-۲)	19.5	12	0.23	22	70	5
کنگلومرای بین گلسنگ (-۲) و (-۱)	22	100	0.30	39.4	5	12
گلسنگ (-۱)	19.5	12	0.23	22	70	5
کنگلومرای بین گلسنگ (-۱) و (+۲)	22	80	0.30	39.4	85	12

جدول ۱: مشخصات مصالح بکار رفته در سد کرخه

تحلیل فوق بر روی مقطع (۵-۵) که در ایستگاه (۱+۲۳۰) قرار دارد انجام گرفته است (شکل ۲) . تحلیل در محیط تنش کل بوده و مقادیر فشار توده خاک و نشست هسته بدست آمده است .



1. Impervious core (mudstone mixed with sandy gravel)    1A. Impervious core (mudstone)
2. Sandy gravel    3. Conglomerate or sandy gravel
5. Gravel filter and drain    4. Sand filter
6. Sand-gravel filter    7. U/S slope protection using limestone riprap
8. U/S slope protection using soil cement    9. Plastic concrete cut off wall
10. Pre-coffer dam    11. Main cofferdam
12. Mudstone no. (-1)    13. Mudstone no. (-2)
14. Conglomerate    15. Inspection gallery

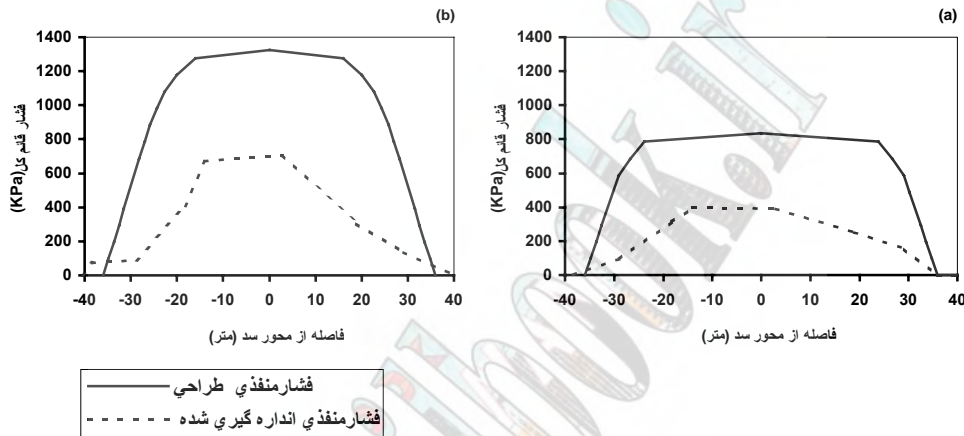
شکل ۲: مقطع عرضی سد در ایستگاه (۱+۲۳۰)

## نتایج تحلیل

### بررسی فشارهای منفذی در داخل هسته :

در شکل (۳) مقادیر فشارهای منفذی در مقطع (۵-۵) در محل اتصال هسته به پی در زمانی که ۵۴ و ۸۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده را نشان می‌دهد .

با توجه به شکل (۳) ملاحظه می‌شود که روند کلی فشار در داخل هسته با روند فشارها در زمان طراحی مطابقت دارد .



**شکل ۳:** مقادیر فشارهای منفذی بدست آمده از طراحی و اندازه گیری شده در مقطع عرضی (۵-۵) ایستگاه (۱+۲۳۰) در محل اتصال هسته به پی a-۵۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده b-۸۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده .

اما مقادیر فشارهای منفذی در زمان اجرا به مراتب از مقادیر فشار منفذی در زمان طراحی کمتر می‌باشد . کم بودن مقادیر فشار منفذی در دوران ساختمان با توجه به عوامل زیر می‌باشد: [5]

الف - پیش‌بینی زمان ساخت : مدت زمان اجرایی سد کرخه در زمان طراحی ۲۹ ماه در نظر گرفته شده بود که در عمل این مدت احتمالاً بیش از ۴۰ ماه به طول خواهد انجامید .

ب - استفاده از مصالح رس مخلوط به جای رس خالص : در طراحی سد کرخه مصالح هسته از رس خالص فرض شده بود که به علت قابلیت تراکم پذیری زیاد رس خالص مقادیر فشار منفذی زیادی بدست آمده بود ولی در عمل به خاطر استفاده از مصالح رس مخلوط که قابلیت تراکم پذیری آن از رس خالص کمتر است مقادیر فشار منفذی ایجاد شده در هسته سد کمتر بوده است . همچنین استفاده از مصالح رس مخلوط باعث افزایش نفوذ پذیری هسته شده و سرعت نزول فشار منفذی افزایش می‌یابد .

در بررسی فشار آب حفره‌ای در داخل هسته تعیین ضریب فشار منفذی ماگزیم از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. ضریب فشار منفذی ماگزیم ( $Ru_{max}$ ) از رابطه (۱) بدست می‌آید :

$$Ru_{max} = \left( \frac{\text{ماگزیم فشار منفذی اندازه‌گیری شده در داخل هسته}}{\text{فشار قائم کل اندازه‌گیری شده در آن نقطه}} \right)_{max}$$

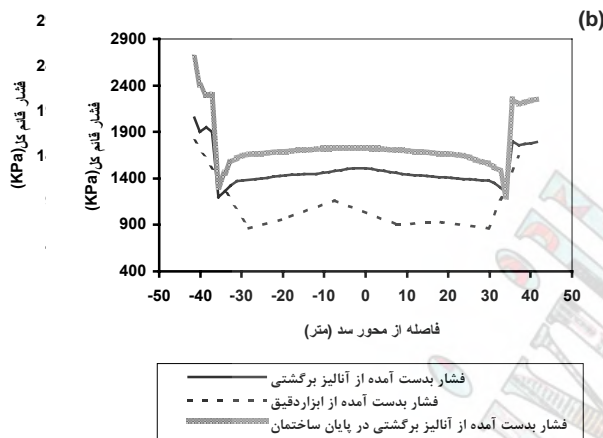
فشار قائم کل اندازه‌گیری شده در آن نقطه

**رابطه (۱)**

ضریب فشار منفذی بیشینه‌اندازه‌گیری شده در داخل هسته زمانی که ۵۴ و ۸۴ متر از ارتفاع خاکریزی سد اجرا شده به ترتیب برابر ۰/۶۰ و ۰/۴۶ می‌باشد که با توجه به مقدار پیش‌بینی شده در زمان طراحی مقدار پائین‌تری را نشان می‌دهد. پائین بودن ضریب فشار آب حفره‌ای نشان از ضریب اطمینان بالای سد در مقابل گسیختگی هیدرولیکی دارد .

### بررسی فشارهای توده خاک و پدیده قوس زدگی (Arching):

شکل (۴) مقادیر فشار قائم کل در داخل هسته در محل اتصال هسته به پی در مقطع عرضی (۵-۵) را نشان می‌دهد. شکل فوق مقادیر فشارهای توده خاک اندازه‌گیری شده بوسیله ابزار دقیق و فشارهای بدست آمده از آنالیز برگشتی (Back Analyse) در زمانی که ۵۴ و ۸۴ متر از ارتفاع خاکریزی سد اجرا شده را مورد مقایسه قرار می‌دهد. با توجه به شکل (۴-۵) ملاحظه می‌گردد که در زمانی که ۵۴ متر از تراز خاکریزی اجرا شده تفاوت نسبتاً زیادی بین مقادیر فشار قائم کل اندازه‌گیری شده و آنالیز برگشتی وجود دارد. با افزایش ارتفاع خاکریزی به ۸۴ متر همانطور که در شکل (۴-۵) دیده می‌شود این مقادیر به هم نزدیک شده‌اند. بنابراین با افزایش خاکریزی مقادیر آنالیز برگشتی و ابزار دقیق از انطباق نسبتاً خوبی برخوردار هستند. همچنین در شکل (۴-۵) مقادیر فشار کل خاک در پایان ساختمان



شکل ۴: مقادیر فشار توده خاک بدست آمده از آنالیز برگشتی و اندازه‌گیری شده در مقطع عرضی (۵-۵) در محل اتصال هسته به پی ۵۴-۵ متر از ارتفاع سد اجرا شده  
۸۴-۵ متر از ارتفاع سد اجرا شده

نیز آورده شده است. بنابراین با توجه به مقادیر بدست آمده ماکزیمم فشار قائم کل در داخل هسته در محل اتصال هسته به پی زمانی که تراز خاکریزی ۱۲۸ متر باشد حدود ۱۸۰۰ کیلو پاسکال خواهد شد. [۱]

یکی از مسائل مهم در سدهای خاکی پدیده قوس زدگی (Arching) می‌باشد. این پدیده عبارتست از آویزان شدن هسته از پوسته که باعث کاهش فشار قائم در هسته می‌شود. این امر به خاطر تفاوت تراکم پذیری مصالح پوسته و هسته اتفاق می‌افتد. چون نشستهای هسته بیشتر از پوسته می‌باشد هسته در اثر تغییر شکل زیاد به پوسته تکیه می‌کند. بیشترین قوس زدگی معمولاً در نزدیکی‌های فیلتر بوقوع پیوسته و مقدار قوس زدگی در وسط هسته کاهش می‌یابد. اگر پدیده قوس زدگی خیلی زیاد باشد باعث کاهش تنش در هسته شده و احتمال گسیختگی هیدرولیکی در زمان آبگیری وجود خواهد داشت.

مقدار ضریب قوس زدگی (Arching) در داخل هسته از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\text{(رابطه ۲)} \quad \sigma_v = \frac{\sigma_v}{\gamma h} \quad \text{ضریب قوس زدگی (Arching)}$$

$\sigma_v$ : فشار کل قائم در داخل هسته (KPa)

$\gamma$ : وزن مخصوص مصالح هسته (KPa/m)

$h$ : ارتفاع خاکریزی (m)



این ضریب هر چقدر کوچک باشد قوس زدگی اتفاق افتاده در داخل هسته بیشتر خواهد شد. جدول (۲) مقادیر بیشترین قوس زدگی در هسته در مراحل مختلف ساخت سد با استفاده از آنالیز برگشتی و نتایج ابزار دقیق را نشان می‌دهد. با توجه به جدول فوق مشاهده می‌شود که مقادیر قوس زدگی بدست آمده از آنالیز برگشتی و نتایج ابزار دقیق در زمانی که ارتفاع سد کم بوده تفاوت زیادی با هم دارند و با افزایش تراز خاکریزی این مقادیر بهم نزدیک شده‌اند. با توجه به مقادیر بدست آمده پیش‌بینی می‌شود که مقدار قوس زدگی در پایان ساختمان به حدود ۰/۴۶ برسد که این مقدار با توجه به ضریب

ارتفاع اجرا شده سد	آنالیز برگشتی	ابزار دقیق
۲۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده	0.79	0.65
۳۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده	0.76	0.62
۴۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده	0.73	0.60
۵۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده	0.70	0.58
۶۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده	0.66	0.55
۷۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده	0.56	0.52
۸۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده	0.54	0.50
۹۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده	0.55	0.49
۱۰۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده	0.50	0.47
۱۱۴ متر از ارتفاع سد اجرا شده	0.48	0.45
پایان ساخت	0.46	

## جدول ۲: ضریب قوس زدگی در مقطع (۵-۵) در مراحل مختلف ساخت.

قوس زدگی اتفاق افتاده در سدهای بزرگ دنیا مانند سد اسواتوان با ۱۳۰ متر در نروژ که ضریب قوس زدگی ۰/۳۲ الی ۰/۹ و سد واتنداکوانت با ارتفاع ۱۲۵ متر که ضریب قوس زدگی ۰/۳۵ الی ۰/۶۳ مطابق خوبی دارد. بنابراین ملاحظه می‌شود که پدیده قوس زدگی در هسته کم بوده و می‌توان گفت سد از لحاظ گسیختگی هیدرولیکی در زمان آبرگیری مشکلی نخواهد داشت. [1] اختلاف ایجاد شده بین مقادیر اندازه گیری شده و آنالیز برگشتی در زمانی که ارتفاع خاکریزی کم است به این علت می‌باشد که مقدار مدول الاستیسیته طبق رابطه (۳) با افزایش تنش همه جانبه افزایش می‌یابد.

$$E = E_0 \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_a} \right)^\alpha \quad (\text{رابطه ۳})$$

$E_0$ : مدول الاستیسیته اولیه (KPa)

$\sigma_3$ : فشار همه جانبه (KPa)

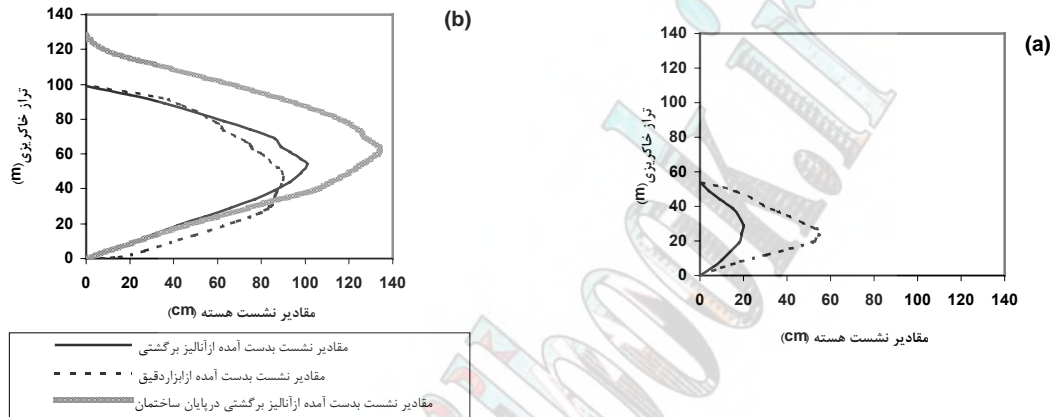
$\sigma_a$ : فشار اتمسفر (KPa)

$\alpha$ : ضریبی که به نوع خاک بستگی دارد.

چون در برنامه CA2 امکان تغییر مدول الاستیسیته با توجه به فشار همه جانبه در مراحل تحلیل لایه به لایه سد وجود ندارد مدول الاستیسیته متوسط با توجه به  $\sigma_3$  ایجاد شده در سد بکار گرفته شده که این امر باعث می‌شود که در تراز پائین مقادیر بدست آمده از ابزار دقیق و آنالیز برگشتی باهم تفاوت زیاد داشته باشد و با افزایش ارتفاع سد چون مقدار E افزایش می‌یابد کم مقادیر آنالیز برگشتی و ابزار دقیق به هم نزدیک می‌شود.

## بررسی نشستهای قائم :

برای اندازه‌گیری نشستهای قائم در داخل هسته صفحات مغناطیسی در ترازهای مختلف به فاصله حدود ۳/۵ متر از همدیگر نصب شده‌اند که مقادیر نشست هر تراز نسبت به صفحه مبنا نشان می‌دهند. شکل (۵) مقادیر نشست در داخل هسته در مرتفع‌ترین مقطع سد در زمانی که تراز خاکریزی ۵۶ و ۱۰۰ متر اجرا شده را نشان می‌دهد با توجه به



**شکل ۵:** مقادیر نشست بدست آمده از آنالیز برگشتی و اندازه‌گیری شده در مقطع عرضی (۵-۵) در داخل هسته  
 a- ۵۶ متر از ارتفاع سد اجرا شده b- ۱۰۰ متر از ارتفاع سد اجرا شده .

شکل (۵-a) مشاهده می‌شود که مقادیر نشست بدست آمده از ابزار دقیق در زمانی که ۵۶ متر از ارتفاع خاکریزی اجرا شده حدود ۵۵ سانتی‌متر بوده و مقادیر آنالیز برگشتی حدود ۲۲ سانتی‌متر می‌باشد. مقادیر نشست در زمانی که ۱۰۰ متر از ارتفاع خاکریزی اجرا شده با استفاده از اندازه‌گیری توسط ابزار دقیق حدود ۹۳ سانتی‌متر و آنالیز برگشتی حدود ۱۰۵ سانتی‌متر بوده است. چنانچه ملاحظه می‌شود مقادیر بدست آمده از آنالیز برگشتی در ابتدا کمتر از مقادیر واقعی نشست می‌باشد ولی وقتی تراز خاکریزی بالاتر رفته مقادیر آنالیز برگشتی و واقعی بهم نزدیکتر شده بطوریکه مقادیر آنالیز برگشتی نشست زیادتری را نشان می‌دهد. چون در زمانی که تراز خاکریزی پائین بوده مدول الاستیسیته هسته کمتر و نشستهای زیادی اتفاق افتاده است. با افزایش تراز خاکریزی و بالارفتن مدول الاستیسیته از نرخ افزایش مقدار نشست در تراز پائین کاسته شده و مقادیر نشست بدست آمده از آنالیز برگشتی و واقعی به هم نزدیکتر شده‌اند. مقادیر نشست واقعی نشان می‌دهد که مقدار نشست هسته در دوران ساختمان حدود ۱٪ ارتفاع سد می‌باشد که این مقادیر با توجه به مقادیر نشست سدهای دیگر مقدار معقولی می‌باشد. همچنین شکل (۵-b) نشست در پایان ساختمان را با استفاده از آنالیز برگشتی نشان می‌دهد چنانچه مشاهده می‌شود در پایان ساخت سد مقدار نشست ماکزیمم هسته در حدود ۱۳۰ سانتی‌متر خواهد بود که نزدیک به ۱٪ ارتفاع شده سد می‌باشد. [1]

## بحث و نتیجه‌گیری :

با توجه به مباحث ارائه شده مشاهده می‌شود که مقدار فشارهای منفذی ایجاد شده در داخل هسته در زمان ساخت سد با توجه به طولانی شدن مدت زمان اجرا و تغییر مصالح هسته از رس خالص به رس مخلوط حدود نصف مقادیر پیش‌بینی شده در زمان

طراحی بوده است. پایین بودن فشارهای منفذی باعث بالارفتن ضریب اطمینان سد از لحاظ پایداری و گسیختگی هیدرولیکی شده است.

پدیده قوس زدگی (Arching) اتفاق افتاده در سد با مقادیر پیش‌بینی شده در زمان طراحی مطابقت خوبی دارد و مقدار آن در مقایسه با ضریب قوس زدگی سدهای دیگر دنیا در حد معقول و قابل قبولی می‌باشد.

مقدار نشست هسته سد در حدود ۱٪ ارتفاع سد می‌باشد. که این مقدار نسبتاً قابل قبول می‌باشد البته مقدار نشست پیش شده در زمان طراحی بیش از ۱٪ ارتفاع سد بوده که به علت تغییر مصالح هسته از رس خالص به رس مخلوط مقدار نشست کاهش یافته است.

بررسی رفتار پیرومترهای داخل پی در مقاله که در بخش مراجع آورده شده می‌باشد. [5]

### تقدیر و تشکر:

نگارندگان بدینوسیله از مساعدت آقای مهندس ترکش‌دوز مدیر محترم طرح‌های کرخه و راهنمایی‌های ارزنده آقای دکتر میرحسینی و آقای مهندس صدر لاهیجانی و همچنین از همکاری شرکت مهندسی مشاور مهاب قدس که ما را در تهیه این مقاله یاری نموده‌اند، کمال تشکر و قدردانی را می‌نمایند.

### مراجع و مأخذ:

حبیب نیرومند (پائیز ۱۳۷۹) - رفتارنگاری سد کرخه در دوران ساختمان با استفاده از نتایج ابزار دقیق - پایان نامه کارشناسی ارشد - دانشکده فنی - دانشگاه تهران.

مجموعه گزارشات فاز ۱ و ۲ و ۳ سد کرخه - شرکت مهندسی مشاور مهاب قدس

دکتر فخیمی (۱۳۷۶) - تئوری و راهنمایی نرم‌افزار CA2 در تحلیل محیط‌های پیوسته.

Monitoring John Dunicliff & Gordon E.Green "Geotechnical Instrumentation For Field Performace", Publication John Wiley & Sons (1993)  
A.A.Mirghasemi, N.Tarkeshdooz, S.Daadgostarnia (2000), "Pore Pressure Monitoring Within The Foundation And Impervious Zone Of Karkheh Dam During Construction", Proc. 20th Int. Cong. Large Dam, ICOLD, PP. 259-274, Volume 3, Beijing.

## مطالعه حرکات درونی سد مارون با استفاده از اطلاعات ابزار دقیق

مسعود پلاسی<sup>۱</sup>  
حسن حاجیانی<sup>۲</sup>

### چکیده:

سد خاکی - سنگریزه ای مارون با پیشینه ارتفاع ۱۷۰ متر یکی از مرتفع ترین سدهای سنگریزه ای ایران میباشد که اجرای یک سیستم ابزار دقیق در داخل بدنه و اطراف آن امکان بررسی رفتار این سازه را فراهم آورده است. از جمله ابزار نصب شده در داخل بدنه سد مارون، انحراف سنجها و نشست سنجها می باشد. در این نوشتار سعی بر آنست که با تکیه بر قرائت های این ابزار و مقایسه آنها با مقادیر حاصل از تحلیل اولیه، تصویری مناسب از حرکات سد مذکور ارائه گردد.

### کلمات کلیدی:

سد خاکی، ابزار دقیق، انحراف سنج، نشست قائم، مارون

<sup>۱</sup> استادیار دانشکده فنی دانشگاه تهران و مشاور عالی جهاد توسعه منابع آب Email: mpalas@chamran.ut.ac.ir

<sup>۲</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد خاک و پی، دانشکده فنی دانشگاه تهران

## مقدمه

خرابی سدها با توجه به ابعاد بزرگشان میتواند خسارهای مالی و جانی فراوانی را به دنبال داشته باشد. لذا تأمین ایمنی این سازه‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار می‌باشد. از طرفی پیچیدگی رفتار مصالح مصرفی، تغییر خصوصیات مصالح با زمان، عدم امکان شبیه‌سازی دقیق روشهای اجرای خاکریز و بسیاری از عوامل دیگر، ارائه مدلی مناسب به منظور نمایش رفتار واقعی سدهای خاکی را غیر ممکن ساخته است. با وجود بکارگیری ضرایب اطمینان متعدد در مرحله طراحی جهت تعدیل عدم واقع‌نگری فوق، بازهم موارد متعددی از خرابی‌های کلی و موضعی سدها مشاهده شده است که علت اصلی آن را میتوان عدم آگاهی از وضعیت سد در حین اجرا و نیز هنگام بهره‌برداری دانست. نصب ابزارهای در داخل بدنه و بخشی از محیط پیرامونی سد و اندازه‌گیریهای منظم و زمانبندی شده کمیتهایی نظیر تنش، تغییر مکان و فشارهای آب حفره‌ای موجود در بدنه و اطراف سد از طریق این ابزار به منظور آگاهی از رفتار واقعی سد از مدتها قبل مرسوم شده است. با در دست داشتن مقادیر واقعی این کمیتهای ضمن اطلاع از چگونگی عملکرد سد، پیش‌بینی خطرات احتمالی و پیشنهاد راهکارهای مناسب جهت رفع آنها ممکن میگردد. بعلاوه تداوم چنین اندازه‌گیریهایی، بهبود مداوم روشهای تحلیل، طراحی و اجرا را بدنبال خواهد داشت و باعث اطمینان بیشتر از پایداری و صرفه‌جویی‌های لازم در هزینه‌ها خواهد گردید.

سد مخزنی مارون در استان خوزستان در جنوب غربی ایران، ۱۹ کیلومتری شمال شرقی بهبهان واقع شده است. بر مبنای ملاحظات اقتصادی، سد مارون از نوع خاکی - سنگریزه‌ای ناممکن انتخاب شده تا از مصالح محلی موجود بهترین استفاده بعمل آید. مقطع ایده‌آل سد مزبور با ناحیه بندی مربوطه در شکل (۱) نشان داده شده است

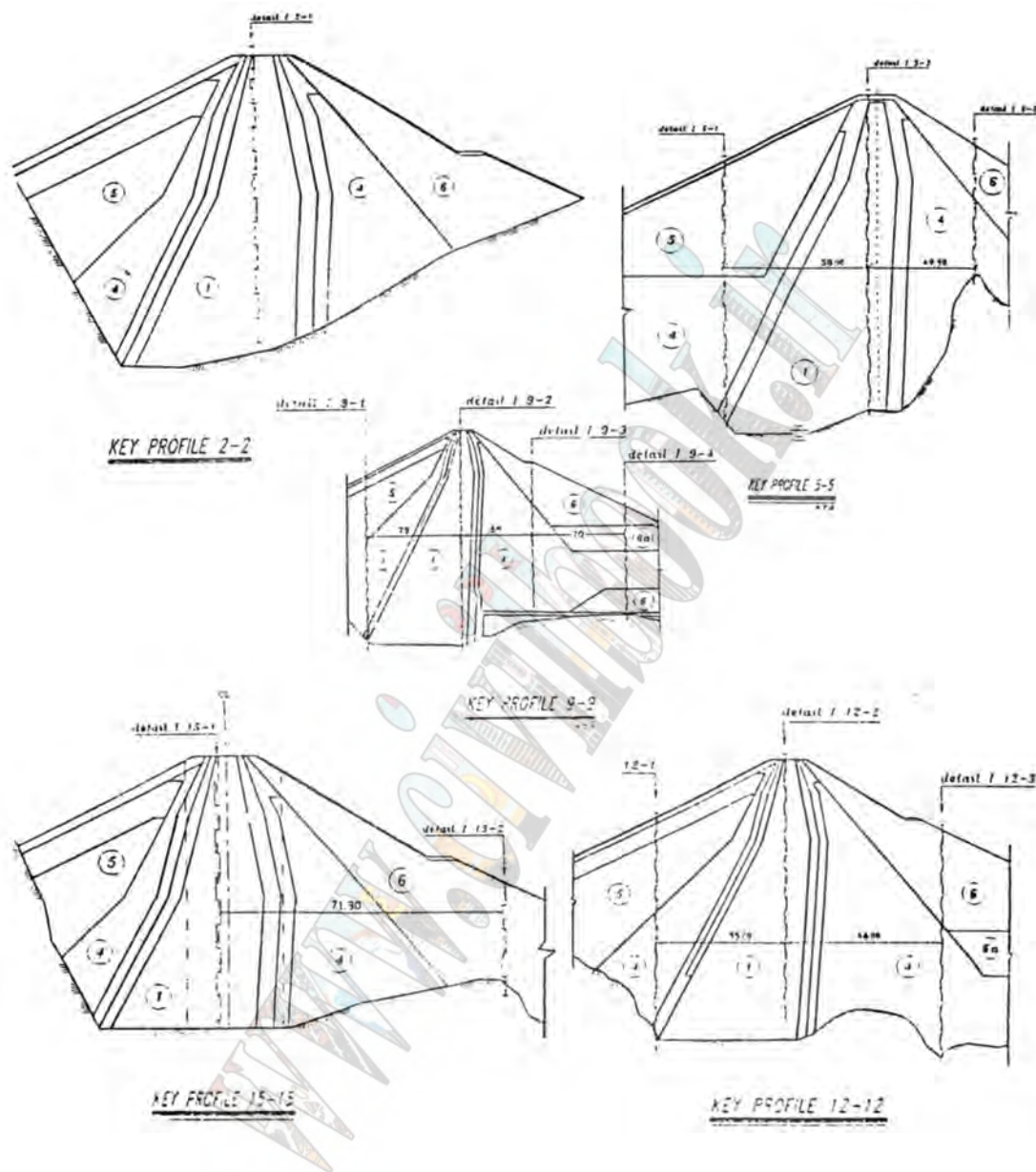


شکل (۱). مقطع سد خاکی - سنگریزه‌ای مارون

## سیستم ابزار دقیق سد مارون

با توجه به لزوم بررسی رفتار مقطع با حداکثر ارتفاع و نیز مقاطع واقع در نواحی با شیب زیاد سنگ بستر (در تکیه گاهها) و دیگر ملاحظات، تعداد ۵ مقطع به منظور ابزاربندی انتخاب شده و ابزار مختلفی نظیر سلولهای فشار کل (Total Pressure Cells)، پیزومترهای الکتریکی (Electrical Piezometers)، پیزومترهای لوله ایستا (Standpipe Piezometers) و انحراف سنجهها (Inclinometers)، در هر یک از این مقاطع نصب گردیده است. مقاطع (۱۵-۱۵) و (۲-۲) بترتیب در مجاورت تکیه گاههای راست و چپ سد و سه مقطع (۱۲-۱۲)، (۹-۹) و (۵-۵) بین این دو مقطع، از راست به چپ در نظر گرفته شده اند (شکل ۲). مطالعه حرکات درونی بدنه سد مارون توسط ۱۳ انحراف سنج که در قسمتهای مختلف بدنه نصب گردیده اند، انجام میگردد. تغییر شکلهای داخلی سد تغییراتی را نیز در موقعیت صفحات نشست سنج ویژه ای که به همین منظور در ترازهای مختلف لوله انحراف سنج بدان متصل گردیده اند، باعث میشود. با استفاده همزمان از یک کاوشگر (Probe) و یک سیستم نقشه برداری، می توان این تغییرات را به گونه ای مناسب اندازه گیری نمود.





شکل (۲). آرایش انحراف سنجهای نصب شده در مقاطع مختلف سد مارون

مطابق آنچه در شکل (۲) آمده است، از ۱۳ انحراف سنج مورد استفاده، ۵ عدد در داخل هسته رسی، ۵ عدد در داخل پوسته پایین دست و ۳ عدد در داخل پوسته بالادست بدنه سد نصب شده است.

#### نشست قائم در هسته سد مارون

در هر یک از مقاطع (۲-۲) تا (۱۵-۱۵)، یک انحراف سنج در داخل هسته رسی سد، به منظور بررسی حرکات این بخش از بدنه نصب گردیده است. بلندترین انحراف سنج متعلق به مقطع (۹-۹) با ارتفاع ۱۷۰ متر و کوتاهترین انحراف سنج متعلق به مقطع (۱۵-۱۵) با ارتفاع ۶۴ متر می باشد.

در شکل (۳) مقدار و نحوه تغییرات نشست قائم هسته نسبت به تراز نصب صفحات نشست سنج و زمان نشان داده شده است. مطابق این نمودارها لایه های جدیدالاحداث در هر زمان، مشخصاً لایه های فوقانی، بیشترین مقادیر نشستهای قائم را دارا میباشند. عبارتی قسمت اعظم نشستهای قائم در حین عملیات ساخت و تا قبل از رسیدن به تراز تاج سد بوقوع پیوسته و از اینرو تأثیر نشست های قائم بدنه در تراز تمام شده و نهایی سد و نیز ارتفاع آزاد مورد نیاز بسیار کم می باشد.

پس از اتمام عملیات ساخت سد، افزایش میزان نشست در ترازهای مختلف هسته همچنان ادامه می یابد؛ ولی سرعت این افزایش در ترازهای مختلف متفاوت است. لایه های زیرین بخش اعظم نشست خود را انجام داده و بدینترتیب به لایه ای سخت و تراکم ناپذیر نسبت به لایه های فوقانی خاکریز تبدیل شده اند. از همین رو مشاهده می شود که بعنوان مثال در مقطع (۹-۹) بیشینه نشست قائم هسته در راستای انحراف سنج نصب شده در داخل آن، پس از اتمام عملیات ساخت سد، حدود ۲/۱۵ متر و در تراز ۴۴۰ می باشد و پس از گذشت بیش از دو سال از پایان عملیات خاکریزی، این مقدار ثابت باقی مانده است ولی در المانهای هسته واقع در ترازهای بالاتر بدلیل تراکم پذیرتر بودن آنها از یکطرف و فاصله بیشترشان از لایه سخت و صلب سنگ بستر نسبت به المانهای لایه های پایینی از طرف دیگر، افزایش نشست پس از تکمیل بدنه سد همچنان با سرعتی نسبتاً زیاد ادامه پیدا کرده است.

مطابق انتظار، با بیشتر شدن ارتفاع خاکریزی شده یک مقطع، مقدار بیشینه نشست قائم ایجاد شده در آن مقطع نیز افزایش می یابد. از طرفی همانگونه که در شکل (۳) مشاهده میشود، در بین چند مقطع مختلف و با یک فاصله مشخص از سنگ بستر، هر چه ارتفاع خاکریز بالای تراز مزبور بیشتر باشد، میزان تغییر مکان قائم المانهای واقع در آن تراز نیز بیشتر خواهد بود.

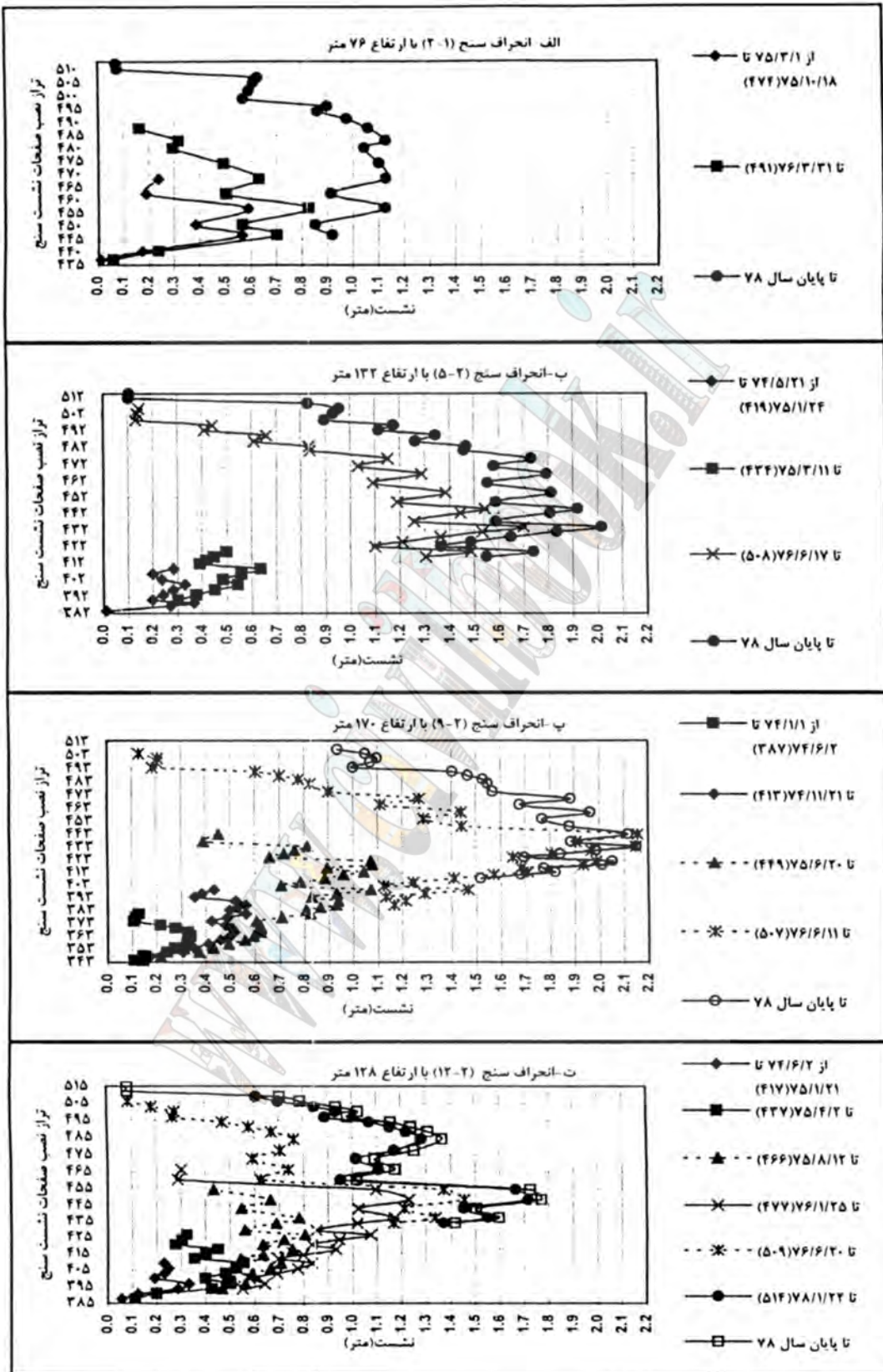
اختلاف نشست شدید در طول هسته بین المانهای واقع در یک تراز مشخص، عامل اصلی وقوع پدیده قوس زدگی ( Arching) طولی هسته و پیامدهای مخرب پس از آن از قبیل ایجاد ترکهای عرضی محسوب میگردد. با وجود چنین اختلاف نشستی بین المانهای هسته سد مارون، مقدار این اختلاف با توجه به انعطاف پذیری هسته، در حدی که بتواند باعث وقوع پدیده قوس زدگی طولی شود، نبوده است زیرا پیامدهایی نظیر ایجاد ترکهای عرضی در بخش های فوقانی تاج سد مشاهده نشده است.

در شکل (۴) تغییرات نشست قائم هسته سد مارون در چندین تراز و در مقاطع مختلف، با یکدیگر مقایسه شده اند. مطابق این شکل بیشترین اختلاف نشست بین مرتفع ترین و کوتاهترین مقطع ایزار بندی شده، حدود ۱/۲ متر و تقریباً در تراز ۴۶۰ اتفاق افتاده است.

همانگونه که در شکل (۳) ملاحظه می گردد، افزایش نشست قائم ماکزیمم در هسته، پس از پایان عملیات ساخت، در مقطع (۹-۹) که سنگ بستر در آن افقی است، نزدیک به صفر می باشد؛ در حالیکه در مقاطع دیگر بویژه مقاطع واقع در تکیه گاهها با شیب تند سنگ بستر، این افزایش محسوس و قابل توجه است. این امر میتواند به عملکرد سه بعدی سد و وقوع پدیده قوس زدگی در طول هسته مربوط گردد.

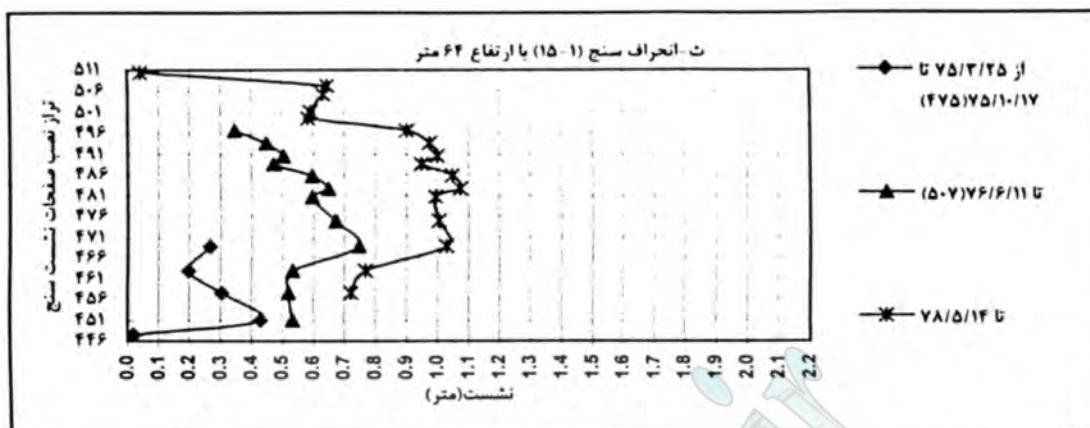
محل وقوع بیشینه نشست قائم در هسته مقاطع مختلف به عوامل بسیاری از جمله ارتفاع هسته، تراز و شیب سنگ بستر، جنس، درصد رطوبت و انرژی تراکم مصالح مصرفی بستگی دارد. بعنوان مثال همانطور که در شکل (۳) نیز دیده میشود، در مقطعی نظیر (۲-۲) و (۱۵-۱۵) با شیب تند سنگ بستر، محل وقوع نشست ماکزیمم با گذشت زمانی از اتمام عملیات خاکریزی، به جای یک نقطه مشخص، محدوده ای از ارتفاع هسته را در بر میگیرد؛ ولی در مقاطع دیگر که در آنها سنگ بستر افقی بوده و یا دارای شیب کمتری می باشد، نقطه با بیشترین نشست قائم مشخص تر است.

بطور کلی محل وقوع بیشینه نشست قائم در یک سوم میانی هسته خواهد بود. با صرف نظر از مقاطع تکیه گاهی، این محل به وسط ارتفاع انحراف سنج نزدیک و در مقاطع ۹ و ۱۲ نقطه با بیشینه نشست قائم تقریباً در میانه ارتفاع هسته ظاهر میشود.

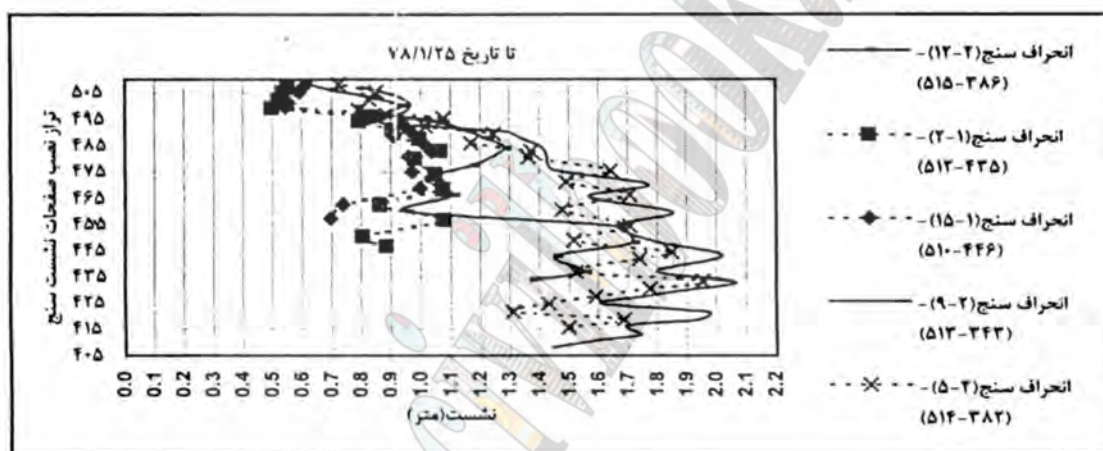


شکل (۳). تغییرات نشست قائم هسته رسی سد مارون (محور سد) در راستای انحراف سنجهای موجود





ادامه شکل (۳). تغییرات نشست قائم هسته رسی سد مارون (محور سد)



شکل (۴). تغییرات نشست قائم هسته سد مارون در مقاطع ابزارگذاری شده (تا تاریخ ۷۸/۱/۲۵)

### نشست قائم در پوسته پایین دست سد مارون

مطابق شکل (۲) در تمامی مقاطع ابزاربندی شده سد مارون، بغیر از مقطع (۲-۲)، در داخل پوسته پایین دست بدنه نیز انحراف سنجی نصب گردیده است. در این میان مقطع (۹-۹) دارای دو و بقیه مقاطع هر کدام دارای یک انحراف سنج میباشد. در شکل (۵) مقدار و نحوه تغییرات نشست قائم پوسته پایین دست سد مارون نسبت به تراز نصب صفحات نشست سنج و نیز زمان نشان داده شده است.

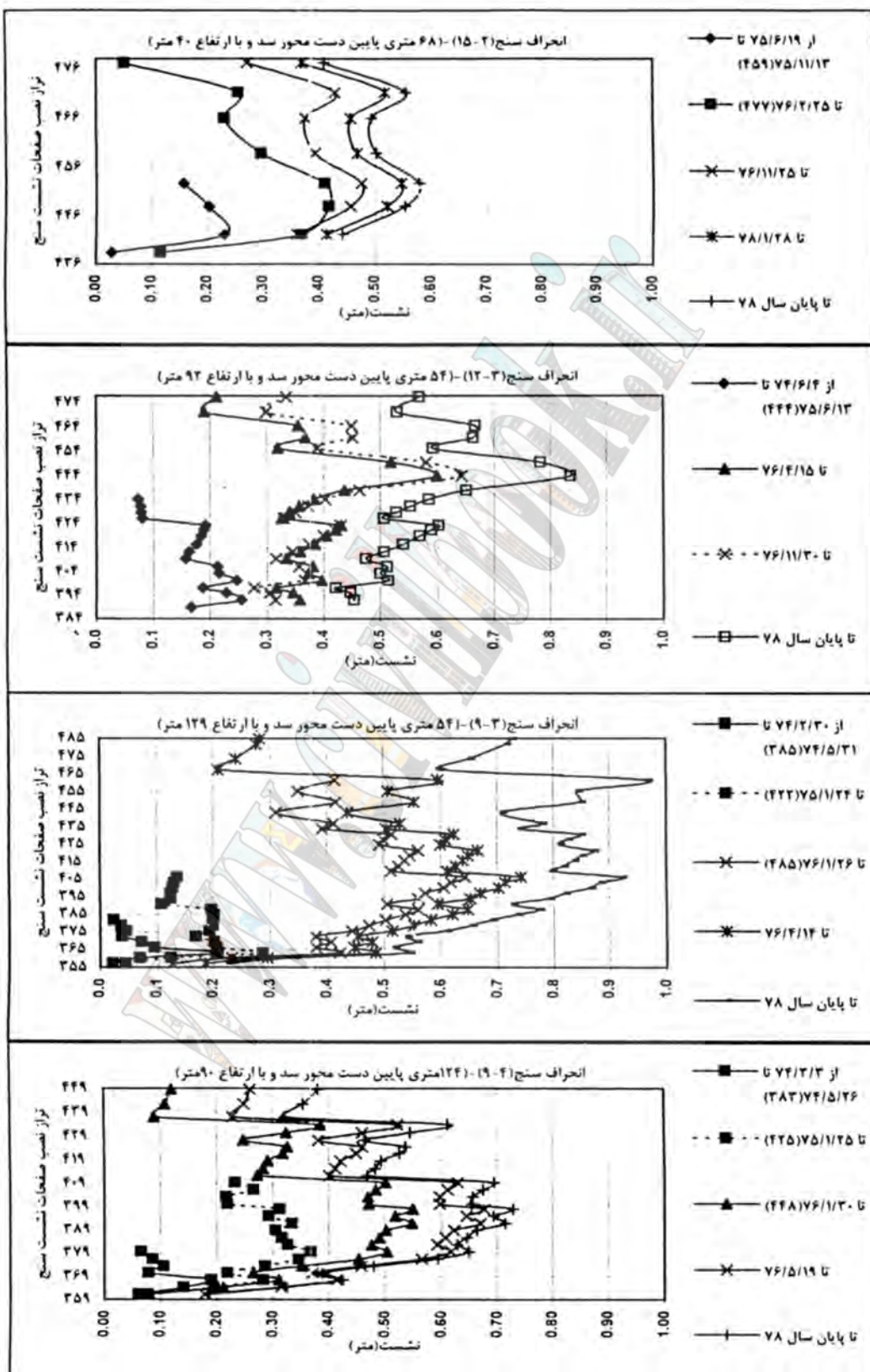
از آنجا که هدف اولیه از نصب انحراف سنج در پوسته پایین دست، بررسی تغییر مکانهای پوسته در نقاطی بوده است که در آن نقاط سنگ بستر تغییری ناگهانی در شکل و یا شیب خود داده است، لذا نباید انتظار الگویی واحد در نحوه تغییرات نشست قائم بین تمام انحراف سنجهای مقاطع مختلف را داشت. ضمن اینکه درشت دانه بودن مصالح این بخش از بدنه سد، باعث تفاوت رفتار کوچک مقیاس و بزرگ مقیاس آنها گردیده و تفاوتهای بعضاً اساسی را در چگونگی تغییرات نشست قائم در راستای انحراف سنجهای موجود موجب شده است.

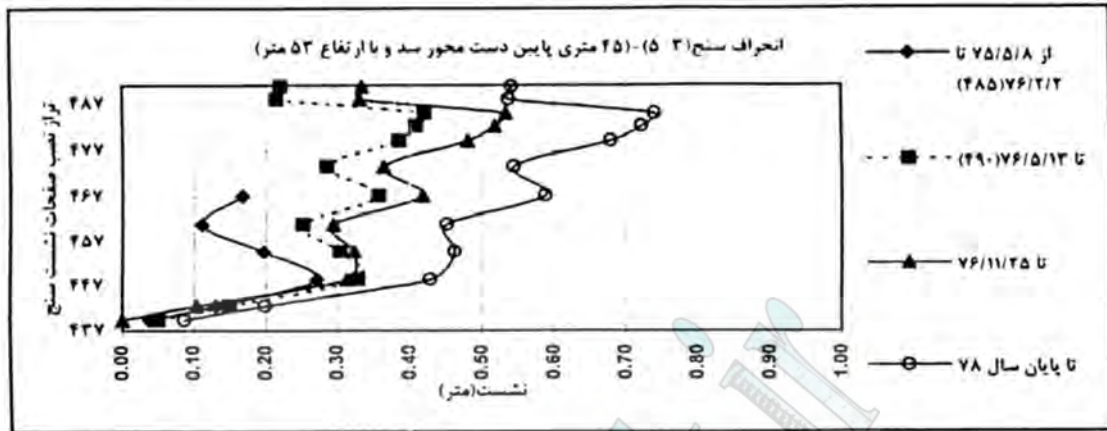
نکته دیگر تغییر محل وقوع نشست ماکزیمم در پایان ساخت و مدتی پس از آن میباشد. بعنوان مثال در مورد انحراف سنج (۹-۳)، در پایان عملیات خاکریزی نقطه نشست حداکثر در حدود ۰/۴. تحتانی و بعد از گذشت تقریباً سه سال از اتمام ساخت این قسمت، در حدود ۰/۸ تحتانی ارتفاع ابزار مزبور دیده میشود. این در حالیکه تراز تقریبی نقطه با بیشترین نشست در هسته با اتمام

عملیات خاکریزی مشخص شده و با وجود ادامه افزایش نشست لایه های فوقانی، تغییری در تراز نقطه مزبور رخ نمیدهد. در توجیه این تفاوت رفتاری، میتوان عواملی از قبیل تفاوت در شیب، شکل و تراز سنگ کف، تفاوت در جنس مصالح و نحوه و میزان تراکم آنها در ترازهای مختلف راستای انحراف سنجهای موجود را نام برد. در شکل (۶) نحوه تغییرات نشست قائم در راستای انحراف سنجهای مختلف واقع در پوسته پایین دست سد، تا اوایل سال ۷۸ نمایش داده شده است.

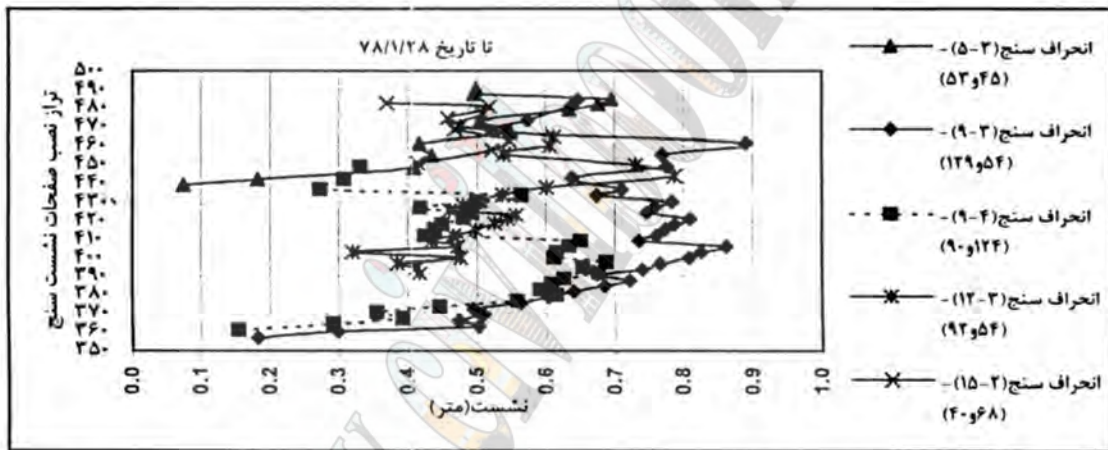








ادامه شکل (۵). تغییرات نشست قائم پوسته پایین دست سد مارون



شکل (۶). تغییرات نشست قائم پوسته پایین دست سد مارون در مقاطع ابزار گذاری شده (تا تاریخ ۷۸/۱/۲۸)

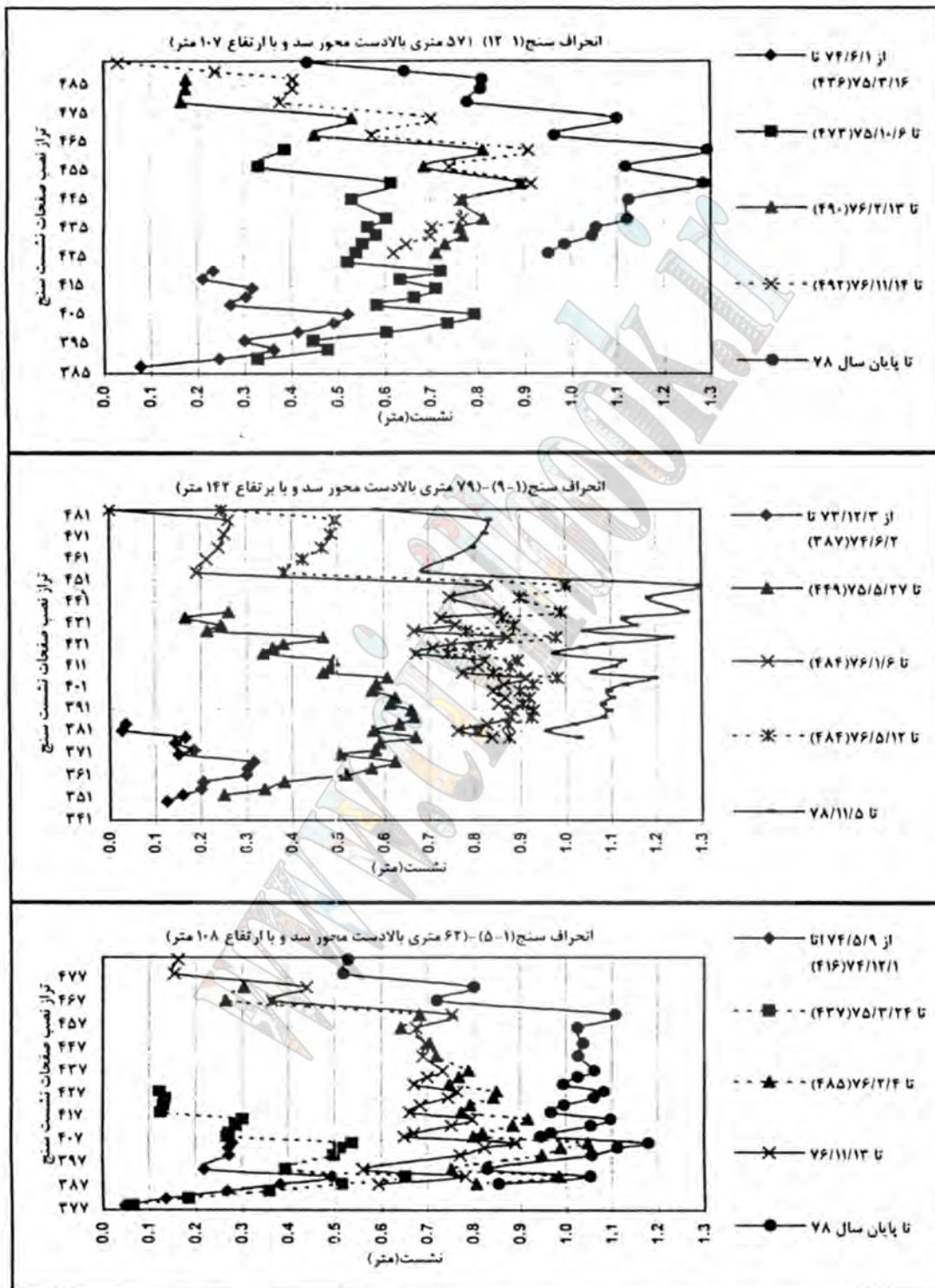
#### نشست قائم در پوسته بالادست سد مارون

در هر یک از مقاطع (۵-۵)، (۹-۹) و (۱۲-۱۲) یک انحراف سنج در پوسته بالادست سد تعبیه شده است که مرتفع ترین آنها انحراف سنج (۹-۱) با ارتفاع ۱۴۲ متر میباشد.

با رسم تغییرات نشست قائم در راستای هر یک از سه انحراف سنج فوق الذکر در شکل (۷)، میتوان دید که در یک فاصله زمانی مشخص در سال ۷۶، مقادیر نشست قائم در اغلب ترازهای ابزار مورد نظر کاهش یافته اند. این کاهش بدلیل اشباع شدن بخشهای پایینی پوسته بالادست، در نتیجه فرایند اولین آبدگیری و در نتیجه بالا آمدگی این بخش از بدنه سد میباشد. بررسی دقیقتر پدیده فوق در شکل (۸)، از طریق رسم تغییرات نرخ نشست در راستای ابزار مزبور نسبت به زمان، صورت گرفته است. تأثیر آبدگیری مخزن سد بصورت نرخ نشست منفی در خاک مجاور انحراف سنجهای موجود در پوسته بالادست خود را نشان داده است.

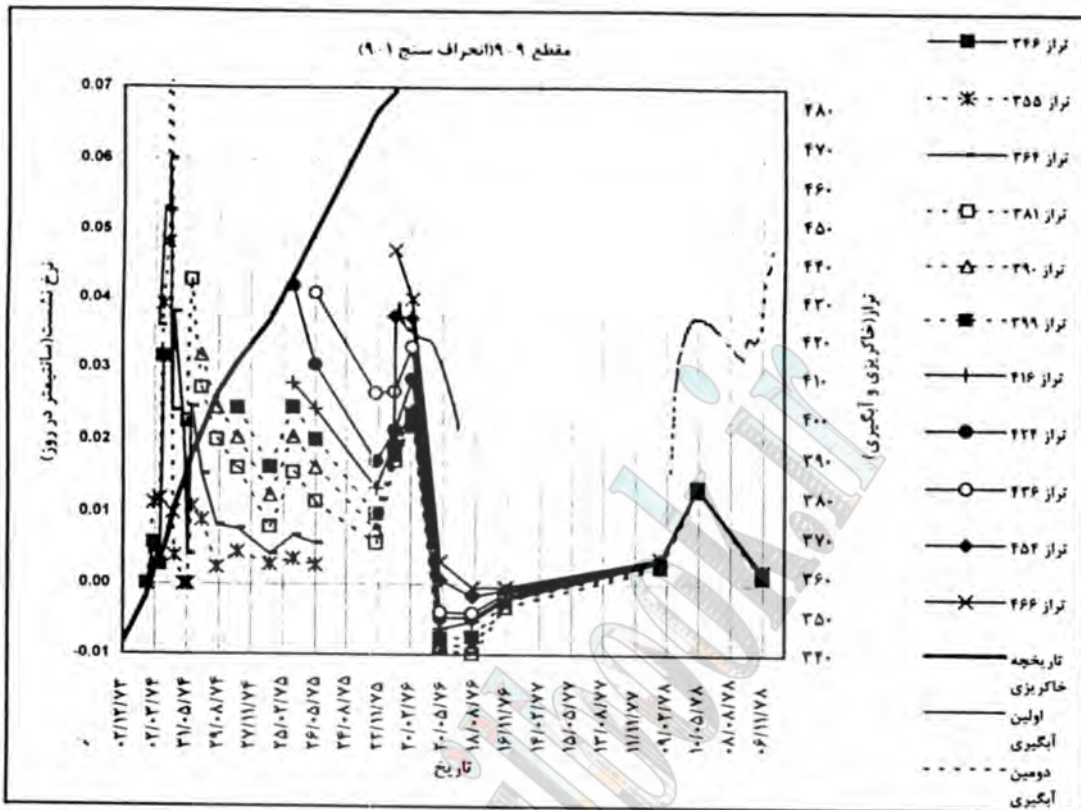
آنچه در شکل (۹) دیده میشود، مقایسه ایست که بین تغییرات نشست قائم در ترازهای مختلف سه انحراف سنج فوق الذکر، تا پایان سال ۷۸ صورت گرفته است. با توجه به این شکل میتوان پس از گذشت مدت زمان کافی از پایان فرایند خاکریزی بدنه سد، بیشترین نشستهای پوسته بالادست سد در نقاط نصب انحراف سنجها را، بین ترازهای ۴۲۵ تا ۴۶۰ جستجو نمود.

ضمناً با نگاهی جامع و کلی به نشستهای نواحی مختلف سد (پوسته پایین دست و بالادست و هسته رسی)، میتوان از ضعیف بودن عملکرد قوس زدگی عرضی بدنه سد اطمینان حاصل کرد.

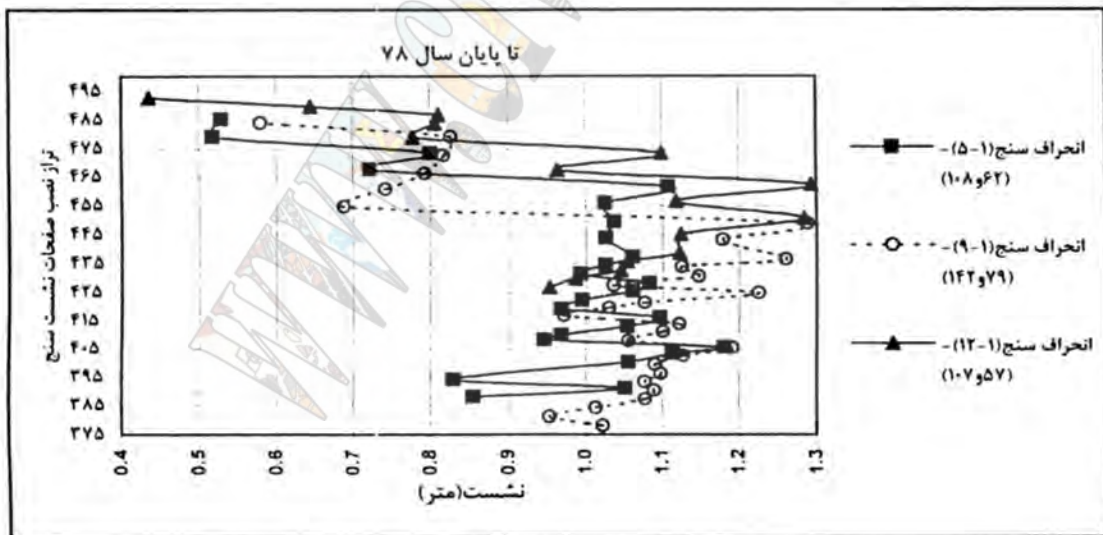


شکل (۷). تغییرات نشست قائم پوسته بالادست سد مارون در راستای انحراف سنجهای موجود





شکل (۸). تغییرات نرخ نشست قائم در پوسته بالادست مقطع (۹-۹) سد مارون



شکل (۹). تغییرات نشست قائم پوسته بالادست سد مارون در مقاطع ابزار گذاری شده (تا پایان سال ۷۸)

مقایسه نتایج اندازه گیری شده با مقادیر پیش بینی شده در مرحله طراحی

طبق گزارشات مراحل طراحی، برای تعیین چگونگی رفتار بدنه سد (تحت تأثیر نیروهای استاتیکی)، تجزیه و تحلیل غیر خطی به دو صورت تنش کلی و مؤثر صورت گرفته است. مدل ریاضی مورد استفاده در تجزیه و تحلیل استاتیکی بر اساس تقسیم

بندی سد به المانهای محدود بوده و با توجه به مراحل ساخت شبیه سازی گردیده است. مفروضات ساده کننده این مدل بشرح زیر است:

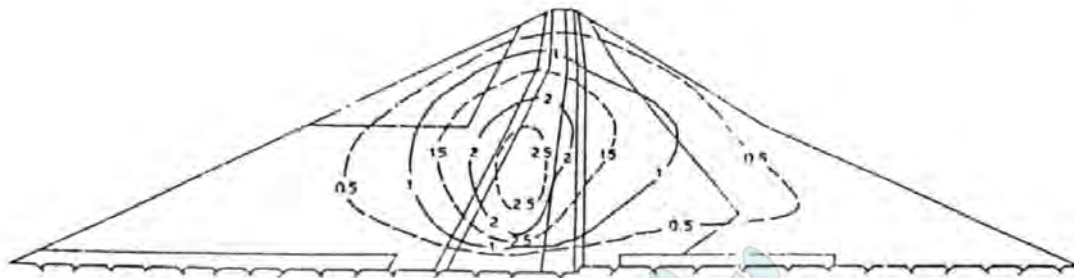
حالت کرنش بصورت صفحه ای فرض شده است. در تجزیه و تحلیل، مراحل ساختمان بین ۸ تا ۱۰ مرحله در نظر گرفته شده است. بار مرده مربوط به هر لایه ریزی بعنوان سربار در نظر گرفته شده و از تغییرشکل‌های ایجاد شده در لایه جدید صرف نظر گردیده است. برای منظور نمودن رفتار غیر خطی خاکریز، از فرضیه الاستیسیته چند خطی استفاده شده و مقادیر مدول الاستیسیته مماسی و ضریب پواسون بر اساس مدل معادل هذلولی و رابطه بین تنش و کرنش، بر طبق مدل Duncan و Chang تعریف شده است. هسته سد بصورت کاملاً اشباع فرض شده و از تئوری شبه استاتیکی سه بعدی تحکیم بر پایه فرمول بندی ترزاقی استفاده شده است. در این تجزیه و تحلیل با دو روش متفاوت به موضوع برخورد شده است. در روش اول از فشارهای آب منفذی صرف نظر گردیده و تعادل نیروها بر حسب تنش کل در نظر گرفته شده است. برنامه کامپیوتری بکار گرفته شده، موسوم به ISBILD میباشد. روش دوم بر پایه حل معادلات استهلاک فشارهای منفذی استوار می باشد و در آن از برنامه کامپیوتری MATLOC استفاده شده است.

برای ضریب نفوذپذیری هسته در جهات افقی و عمودی خواص غیر ایزوتروپیک در نظر گرفته شده است. مقدار این ضریب در جهت عمودی با توجه به روش خاکریزی و کوپیدن لایه به لایه، ده برابر کوچکتر از مقدار آن در جهت افقی میباشد. بر طبق آنالیزهای انجام شده، حد بالای مقادیر محاسبه شده حرکات سد در شکل (۱۰) نشان داده شده است. باتوجه به جابجاییها و اینکه مقادیر فشارهای منفذی در پایان مرحله ساختمان برابر صفر فرض گردیده (آنالیز تنش کل)، نتایج بدست آمده را میتوان بعنوان فرضیه بدینانه تلقی نمود که مقایسه این نتایج با قرائت انحراف سنجها نیز مؤید این نکته میباشد. در این شرایط حداکثر نشست حاصله ۴ متر و محل آن در محدوده فوقانی بخش میانی هسته میباشد. حد پایین نشستها در شکل (۱۱) نشان داده شده است. این مقادیر بر پایه فرضیه خوشبینانه و اینکه بعد از اتمام ساختمان بدنه سد هنوز مقادیر فشارهای منفذی قابل توجه میباشد (آنالیز تنش مؤثر)، محاسبه شده است. در این شرایط حداکثر نشستها، تا ۲/۵ متر، در قسمت تحتانی بخش میانی هسته بوقوع میبویند.



شکل (۱۰). نشستهای قائم بدنه سد مارون بر اساس آنالیز تنش کل





شکل (۱۱). نشستهای قائم بدنه سد مارون بر اساس آنالیز تنش مؤثر

### نتیجه گیری

در این نوشتار با بررسی تغییرات زمانی تغییر مکانهای قائم بخشهای مختلف بدنه سد (هسته رسی، پوسته بالادست و پوسته پایین دست)، به مطالعه عملکرد حرکتی سد مزبور از بعد داخلی آن پرداخته شد. ضمن آنکه چگونگی تغییرات کمیت نشست در ارتفاع و نیز در طول سد مورد توجه قرار گرفت. بعلاوه این مقادیر با مقادیر حاصل از تحلیلهای اولیه طرح مقایسه شد. با توجه به مجموع مطالب فوق میتوان اینطور نتیجه گرفت که آنالیز تنش کل صورت گرفته، مقادیر نشستهای قائم را بصورتی محافظه کارانه پیش بینی نموده است. اما با شبیه سازی فرایند تحکیم در آنالیز تنش مؤثر انجام شده، نتایج بهبود یافته و به واقعیت نزدیک شده است. ضمناً همانطوریکه در بخشهای قبلی نیز بدان اشاره گردید، تغییر مکانهای قائم بدنه سد در نواحی مختلف آن تا کنون در حد قابل قبولی بوده و مشکل خاصی را ایجاد نمی نماید.

### مراجع

- محمود وفائیان، سدهای خاکی، مرکز انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان، چاپ اول، تابستان ۱۳۷۷.
- Duncan, J. M., Chang, C. Y. Nonlinear analysis of stress and strains in soils. Proc. ASCE, Vol. 96, NO. :SM 5, 1970.
- Terzaghi, K. Soil mechanics in engineering practice. J. Wiley, N. Y., 1948.
- Naylor, D. E. Numerical models for clay core dams. Criteria and assumptions for dam analysis. Ed, O. C. pp. 490-511, 1975.
- Kulhawi, F. H., Duncan, J. M., Seed, B. Finite element analysis of stresses and movements in embankments during construction. Report TE-69-4. U. C. Berkeley, 1969.
- Stematiu, D., Popescu, R. solution technique for the dam clay core consolidation considering the core-shell interaction. Numerical models for transient field problems. Un. of Swansea. Venice, 1985.

# مدیریت ساخت و جایگاه آن در عرصه توسعه کشور

عباس صحت<sup>۱</sup>

## چکیده:

مدیریت ساخت بعنوان بخشی از عرصه مدیریت اجرا، مدیریت اجرا و جایگاه اجتماعی آن، علم مدیریت و مدیریت اجرا و قلمرو مدیریت، لزوم بررسی و تعیین و تعریف مرزهای مسئولیت در حوزه قلمرو مدیریت اجرا از اهم موارد مورد بحث این مقاله میباشد. در این گزارش ضمن پرداختن به اصول حاکم بر برخی از شیوه های مدیریت اجراء از مجموعه تجربه های بکار رفته در این زمینه به عنوان آموزه های مؤثر در مدیریت بهره برداری شده و مورد بحث و بررسی قرار گرفته اند و امیداست که نتایج آن مورد استفاده متخصصین ذیربط قرار گیرد.

---

<sup>۱</sup> فوق لیسانس راه و ساختمان - رئیس هیئت مدیره و مدیر عامل شرکت پیماب

**مدیریت ساخت :**

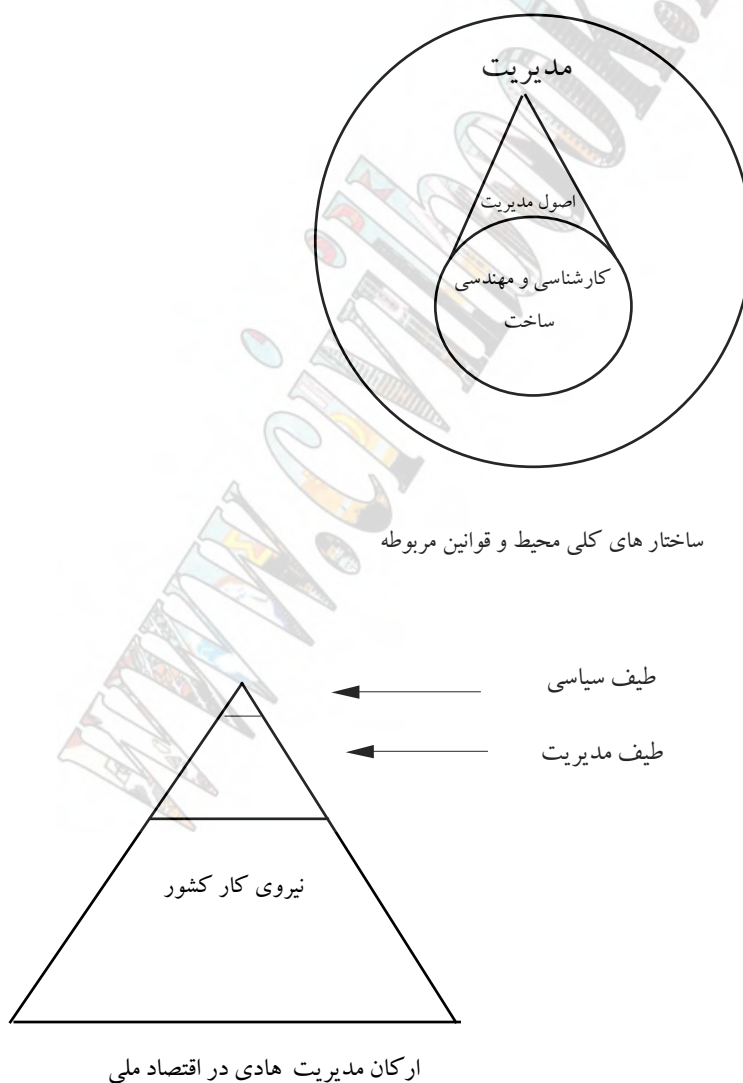
مفهوم کلی مدیریت ساخت در پهنه صنعت آب جدا از مدیریت ساخت بمعنای اعم آن نیست ، مدیریت ساخت خود بخش کوچکی از موضوع مدیریت اجرا بمعنای وسیع کلمه می باشد . مدیریت اجرا در بر گیرنده جمیع مدیریت هائی است که مجموعه ای از نیروهای انسانی را تحت پوشش گرفته و در چارچوب اهداف تعریف شده ای همراه با تشکیلات سازمانی مشخص باضافه منابع لازم ( منابع ماشین آلات و تجهیزات، منابع اطلاعات ، منابع مالی ) انجام وظیفه می نماید.

ارکان مربوط به مسائل اجرایی مدیریت ساخت را بشرح زیر میتوان مورد بررسی قرار داد:

۱- مسائل مربوط به کارشناسی و مهندسی ساخت

۲- اصول حاکم بر شیوه های مدیریت ساخت

۳- ساختار های کلی محیط و قوانین مربوطه



از سه مورد مذکور در فوق ردیفهای ۱ و ۲ بویژه ردیف ۲ مواردی هستند که خود از چگونگی مدیریت های ساخت تاثیر می پذیرند، ردیف ۳ موضوعی است که مدیریت ساخت جبراً تاثیر پذیر از آنست، لذا جایگاه مدیریت بعنوان یک اهرم اجرایی بینابین عوامل اجرا و عوامل قدرت سیاسی قرار میگیرد.

مدیریت اجرا با توجه به پوشش کلی بر مدیریت های ساخت جبراً تمامی نیروی کار کشور را در بر میگیرد به عبارت دیگر هر آنچه نیروی مولد یا نیروی کار در کشور وجود داشته باشد، لزوماً تحت پوشش مجموعه مدیریت های اجرا قرار دارد. در اینجا قبل از ورود به بحث جایگاه اجتماعی مدیریت بر میگردیم به مبحث مدیریت ساخت و مسائل مربوط به آن:

### ۱- مسائل مربوط به کارشناسی و مهندسی ساخت:

این مبحث علیرغم بزرگی و پیچیدگی آن در صنعت آب بویژه در سد سازی مثل هر موضوع اجرایی دیگر اصولاً از دو قسمت یا دو مرحله تشکیل می شود.

الف - بخش معماری کار:

قسمت معماری یا بخش سخت افزاری آن که در آن چارچوب های کلی روشن می شود و ما معمولاً بنا به عرف و یا به اشتباه برای این قسمت وقت کمتری اختصاص میدهم. در این مرحله استخوان بندی کار اجرا بعنوان یک تخصص پدیدار می شود، آشکار شدن صحیح چارچوب کار اجرا در این مرحله مستلزم وجود و طی مراحل زیر است:

- دانش کار (جمع آوری)

- روش شناسی کار (مقایسه)

- تکنولوژی اجرای کار (انتخاب)

در این مرحله ضمن جمع آوری اطلاعات کامل از مجموعه تجربیات بکار رفته در اجرای کارهای مشابه و با در نظر گرفتن مختصات هر یک از شیوه های اجرایی، مجموعه ای کامل از چند و چون مسائل ذیربط آن در دست مدیریت ساخت و کارشناسان او قرار میگیرد، با توجه به اینکه هر یک از شیوه ها دارای نقاط مثبت و منفی فراوانی ممکن است باشند و یا ضعف و قوت های موجودشان به تناسب امکانات پیمانکار، شرایط محیط، وضعیت طرح و خواسته های کارفرما هر یک شرایطی را ایجاد نمایند، لذا مدیریت اجرا ناچار است در این مرحله روش شناسی نماید و امکان مقایسه را فراهم سازد و یک تکنولوژی معین را برگزیند.

سلامت کار اجرا، سرعت عمل، دقت عمل، کیفیت اجرا و در یک جمله منافع ملی ما ایجاد می نماید که طی این مراحل از کارپیشاپیش و قبل از انعقاد قرار داد با همکاری مهندس مشاور صورت پذیرد.

ب- بخش نرم افزاری یا اجرای صرف:

از این مرحله به بعد کار در کارگاه صرفاً مدیریت اجرا + مهندسی ساخت است، دانش اجرایی در حال حاضر در کشور رشدمناسی داشته است و توان کارشناسی را در حد مطلوبی نمایان ساخته، این موضوع نشان از هوش و ذکاوت شخصی کارشناسان ما داشته و دارد.

لیکن باید پذیرفت که در کارهای بزرگ ممکن است، انتظار بیشتری داشته باشیم، اگر در نظر بگیریم که همه عرصه کار کارشناسی برای یک مهندس در کارگاه فقط و فقط به خود او مربوط نمیشود بلکه محیط اجرا، چگونگی مدیریت و هدایت مجموعه عامل مهمتری است در ایجاد انگیزه و پرورش مهندسین توانا و کارشناسان خبره، نتیجتاً بر میگردیم به

### ۲- اصول حاکم بر شیوه های مدیریت ساخت:

این اصول هر چه باشد از سه مجموعه مشروح زیر منبعث میگردد.

- تعاریف و اصول علمی شناخته شده مدیریت.

- یافته های تجربی مدیران مسئول در عرصه ساخت.

- تفکرات و تعهدات اجتماعی مدیریت ساخت مبنی بر میزان مسئولیت پذیری در همه زمینه ها از جمله در زمینه پرورش نیروی انسانی کارآمد. (آینده نگری اجتماعی و آینده سازی)

همه مسائل مربوط به مدیریت ساخت در جهت پوشش دادن به چهار عنصر شناخته شده زیر است.

۱- کاهش هزینه های اجرایی.

۲- کاهش زمان اجرای عملیات

۳- افزایش کیفیت اجرای عملیات.

۴- افزایش فرآوری های جنبی

بطور کلی کاهش هزینه های اجرایی ساخت پس از طی مراحل روش شناسی های لازم و انتخاب تکنولوژی اجرا، با فرض تکمیل و تامین نیروی انسانی کارآمد لازم، ارتباط اساسی پیدا میکند به چگونگی تجهیز کارگاه، انطباق ظرفیتهای انتخابی در طراحی و اجرای تجهیز کارگاه.

این مساله هم در استمرار توان مالی پیمانکار در طول تجهیز اثر می گذارد و هم در طول دوره اجرای کار اثر بخش است. لذا بحث تجهیز یک موضوع اصولی از دو جهت است.

ردیفهای ۲ و ۳ اصولاً به مهندسی اجرا و برنامه ریزی آن مربوط می شود و در اینمورد صحبت تازه ای نمیتوان داشت.

ردیف ۴- افزایش فرآوریهای جنبی، از جمله حفظ مناسبات زیست محیطی، افزایش جاذبه های گردشگری، توسعه کیفی روشها که باید جزء لاینفک اهداف مدیریت اجرا باشد.

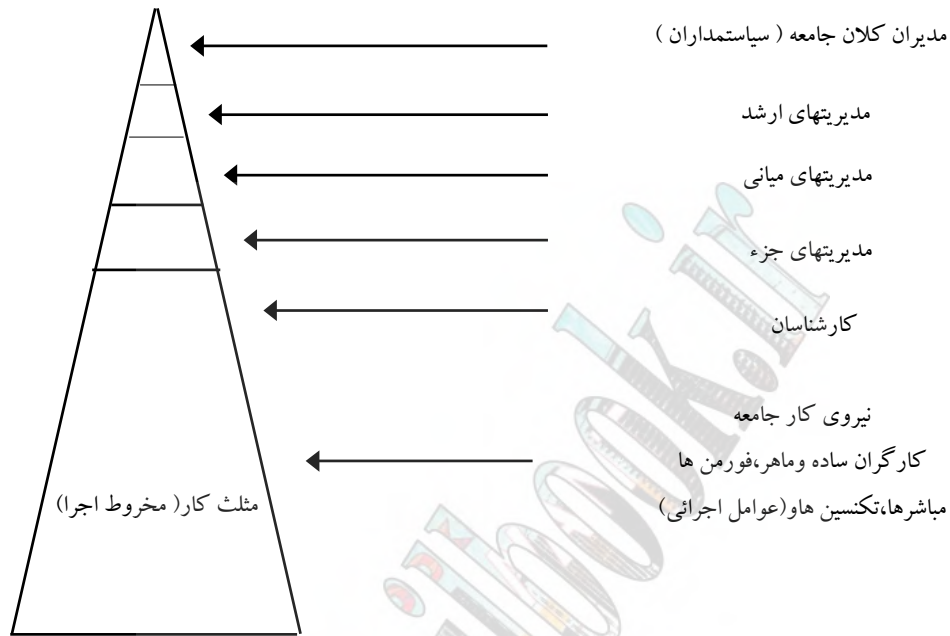
پرورش نیروی انسانی کارآمد:

یکی از فرصتهای مغتنم با هدف آینده نگری ملی، عبارت از همین موضوع هم جهت کردن مؤلفه های اجرا و توسعه کیفی نیروی انسانی کارآمد است، بکارگیری این ظرفیت پنهان بالقوه، یک انتظار انسانی و یک وظیفه میهن پرستانه و بشر دوستانه است. شیوه های تحقق این امر مهم و در عین حال ارزشمند، در کارگاهها و محیط های مختلف ممکن است بطرق مختلف تجربه شده باشد ولی یک راه شناخته شده آن عبارتست از تنظیم متوالی و با استمرار و کنار هم چیدن متناسب نیروهای انسانی ریز و درشت است. نیروی ( جوان کم تجربه + نیروی با تجربه کم + نیروی مجرب + نیروی پخته و تکامل یافته ) زنجیره بهم پیوسته این جریان هم موجب تنظیم و تکمیل مناسب جریان اجرایی می شود و هم باعث انتقال مستمر دیدگاههای اجرایی و مطالعاتی و ایجاد مجموعه ای کامل و بی نقص برای پایداری سیستم میگردد.



### ۳- ساختارهای کلی محیط و قوانین مربوطه :

در این قسمت بهتر است ابتدا جایگاه مدیریت اجرا را بررسی نمایم .



بر اساس آمار منتشره مرکز آمار ایران در سال ۷۵ جمعیت شاغل بکار کشور حدود ۱۴/۵ میلیون نفر بوده اند . اگر آمار تعداد قانونگذاران ، مدیریت‌های کلان و مشاغل متفرقه را کنار بگذاریم مشاغل مولد حدود ۱۰/۹ میلیون نفر را در برخواهد گرفت . ( حدود ۷۵٪ از کل شاغلین ) ۱۰/۹ میلیون نفر نیروی کار کشور ، در واقع نیروی که اقتصاد بالقوه کشور میتواند روی بازوی این افراد برنامه ریزی داشته باشد ، این تعداد نیروی انسانی در گروه های مختلف کاری و در نقاط مختلف کشور قطعاً تحت نظر مدیریت های مختلفی در حال انجام کار و تولید هستند .

اگر فرض کنیم که بطور متوسط هر ۵۰ نفر آنان تحت نظر یک نفر مدیر اجرایی یا مدیریت ساخت انجام وظیفه می نماید بطور متوسط تقریباً ۲۱۸،۰۰۰ نفر مدیر در گروه های مختلف کار و تولید در کشور فعال هستند این تعداد مدیران در سه رده مدیران جزء، مدیران میانی مدیران ارشد قرار دارند. در بررسی جایگاه قشر مدیریت در کشور دو نکته اساسی و مهم وجود دارد.

#### نکته اول :

چگونگی اداره امور مربوط به این قشر عظیم ۱۱ میلیونی بعنوان علم مدیریت (مدیریت یک علم است)، همان چیزی که در جامعه ما کمتر مورد باور قرار گرفته و به آن توجه جدی نشده است.

در مثلث کار هر قدر از سطح کارشناسان بالاتر میرویم سه طبقه نیروهای مدیریتی موجود بار کارشناسیشان کمتر ولی برد مدیریت بیشتری پیدا می کنند. در رده مدیران ارشد صرفاً کار در چارچوب یک اقدام مدیریتی است در حالیکه مدیران جزء خود با کارشناسان اجرائی در تماس عینی هستند.

مرز مشترک طیف مدیران ارشد و رده بالاتر از آن نکته دوم است. لذا :

## نکته دوم:

نکته دوم مساله مرز و قلمرو حوزه کار مدیریت است. بسیاری از جوامع صنعتی جواب هر دو سوال را خیلی پیش از ما داده اند و حدود و جایگاه هر دو نکته را قبل از ما روشن ساخته اند، لیکن این موضوع در کشور ما هنوز بروشنی مورد بررسی قرار نگرفته و مرز بین مسئولیت مدیریت و مرز سیاست بدرستی تبیین نشده است، لذا مدیریت در چالش های اجتماعی و سیاسی و حتی در ساده ترین نوسانات اجتماعی بشدت دچار دگرگونی و آسیب پذیری بوده و هست، بلکه مدیریت گاه بصورت ابزار در کم و کاستیهای سیاسی کشور بقیمت ارزان بکار برده شده است و در صورت لزوم بسیاری از فشارهای حاصله از نقصانهای عدم وجود بلوغ کافی در رفتار سیاسی را تحمل نموده است.

بسیاری از کشورهای صنعتی جهان که معمولا در کشاکش های سیاسی و نوسانات حاصل از آن دچار تغییرات شدید اقتصادی و تولیدی نمیشوند. حدود و ثغور دو موضوع فوق را قبلا تجربه نموده و راه های حل آن را پیدا کرده اند. اینجانب پیشنهاد می نماید بمنظور اولین قدم در جهت شفاف نمودن جایگاه، واقعی مدیریت بعنوان یک ضرورت تاریخی و ملی در جهت افزایش کارایی و گشودن توان بالقوه اجرائی در کشور سازمانی مستقل بنام سازمان نظام مدیریت متشکل از کلیه انسانهایی که بعنوان مدیر با شرایط لازم کار می کنند در آن عضویت یابند تا متعاقب آن بتوانیم هم جایگاه حقوقی و منزلت اجتماعی مدیران را تبیین کنیم و هم مدیریتها را از سیطره تاثیر پذیریهایی اضافی موجود بسوی کار صرفا در فضای دانش مدیریت سوق دهیم. انشا الله.

سازمان نظام مدیریت بعنوان تشکیلاتی که هم می تواند بسیاری از مسائل مربوط به چگونگی مدیریت های ساخت را نظام مند نماید و در چارچوب ارتقاء کیفی عملکرد مدیران و شناسنامه دار نمودن آنها، عملکردها را ساماندهی کند و هم از مدیر بعنوان یک عنصر اثر گذار در عرصه اجرا در چارچوب یک جایگاه اجتماعی تعریف شده ارزش گذاری نموده و حمایت نماید.

## جمع بندی و چکیده:

مدیریت ساخت یکی از مؤلفه های مدیریت اجرا بمعنای عام کلمه است، مدیریت اجرا تمام نیروهای کار کشور را در بر میگیرد، نیروی کار کشور پشوانه اصلی اقتصاد بالقوه کشور هستند، بخش وسیعی از رونق اقتصادی در کشور متکی به منابع نیروی انسانی می تواند باشد، این جمع عظیم نیروی انسانی تحت مدیریتهای اجرا ساماندهی و برنامه ریزی می شوند، لذا میتوان گفت که مجموعه مدیریتهای اجرا و اصولا مدیریتها استوانه های اصلی هدایت کننده اقتصاد کشور هستند این استوانه های عظیم نیازمند ساماندهی، ارزیابی های شخصی، بررسیهای کیفی، ارتقاء منزلت اجتماعی و تبیین جایگاهی هستند، بیش از هر کس دیگر این خود مدیریتها هستند که باید بعنوان اولین قدم اجرائی نسبت به تشکیل سازمان نظام مدیریت در کشور پیش قدم شوند تا آینده کشور تحت اداره مدیران توانا فردایی بهتر از دیروز نوید بخش ایرانی آباد و آزاد باشد.

## تجهیزات هیدرومکانیک سدها از نگاه مدیریت بهره‌برداری

سید مجتبی مجتبوی<sup>۱</sup>

رجبعلی محمدخانی<sup>۲</sup>

### چکیده:

تجهیزات هیدرومکانیک سدها یکی از بخشهای مهم هر سد می‌باشد و علیرغم پیشرفت تکنولوژی ساخت این تجهیزات هنوز مسائلی پیش روی طراحان و بهره‌برداران وجود دارد که نیازمند ارائه راه‌حل و بهینه کردن تأسیسات مزبور می‌باشد. مدیریت بهره‌برداری سدهای آب منطقه‌ای خراسان در دوران بهره‌برداری از سدهای طرق و کارده مشهد و نیز شهید یعقوبی تربت حیدریه و ارتباط با نقشه‌ها و مراحل اجرایی سدهای شیروان، تبارک آباد قوچان، شیرین دره بجنورد و ... تجربیاتی در زمینه هیدرومکانیک بدست آورده است که به منظور تبادل نظر با متخصصین فن آنها را در این کنفرانس سدسازی ارائه می‌نماید. در این مقاله به لزوم ساخت بخشهایی از تأسیسات هیدرومکانیک سدها از آلیاژهای زنگ‌زن (Inconel 625)، پیش‌بینی تأسیساتی در سمت سراب سیستم آبگیر و تخلیه کف سدها به منظور انسداد مسیر جریان در مواقع اضطراری، انتخاب شیرها و تأسیسات متناسب با کیفیت آب، دبی و سرعت جریان، طراحی تأسیسات با لحاظ کردن سهولت بهره‌برداری از آنها و نیاز بهره‌بردار، لزوم ساخت مدل هیدرولیکی برای سرریز، سیستمهای آبگیر و تخلیه کف، استفاده از آخرین تولیدات تکنولوژیک در زمینه ساخت تجهیزات هیدرومکانیک اشاراتی شده است.

### کلمات اصلی و مهم:

بهره‌برداری، هیدرومکانیک، طرق، بارزو، آبگیر، تخلیه کننده تحتانی، ssA yB، دریچه رأس.

<sup>۱</sup> مهندس عمران، مدیر امور بهره‌برداری و نگهداری سدها در آب منطقه‌ای خراسان مشهد MOJ37@Yahoo.com

<sup>۲</sup> کارشناس مکانیک، مدیر سد طرق مشهد

## ۱- مقدمه

بطور کلی تجهیزات هیدرومکانیکی سدها، بعنوان اصلی‌ترین تجهیزات تأمین اهداف احداث سد دارای جایگاه ویژه‌ای در زمان بهره‌برداری می‌باشد و علیرغم پیشرفت تکنولوژی در طراحی و ساخت این تجهیزات، بعلت بهره‌برداری مداوم و سایر شرایط حاکم هنوز مسائلی برای بهره‌برداران وجود دارد.

از بهره‌برداری سدها در استان خراسان در یک دوره دوازده ساله تجربیاتی در زمینه هیدرومکانیکی بدست آمده است. بررسی مشکلات سدهای در حال بهره‌برداری و سدهای در دست اجرا و نیز پیشنهاد راه‌حلهایی برای رفع آنها و تبادل نظر با متخصصین از اهداف ارائه این مقاله می‌باشد.

## ۲- سدهای در حال بهره‌برداری

۱-۲- سد طرق مشهد

۲-۲- سد شهید یعقوبی تربت حیدریه

## ۳- سدهای در دست اجراء

۱-۳- سد بارزو شیروان

۲-۳- سد شیرین دره بجنورد

## ۲-۱- سد طرق ( مشخصات فنی تأسیسات هیدرومکانیک )

سد بتنی دوقوسی طرق به منظور تأمین بخشی از آب شرب مشهد بر روی رودخانه طرق (یکی از سرشاخه‌های کشف رود)، در ۲۵ کیلومتری جنوب شرقی مشهد احداث شده است.

اجرای سد در اردیبهشت ۱۳۵۷ به وسیله گروه پیمانکاران مرکب از شرکت فرانسوی کامپون برنارد، سترا و شرکت ایرانی سایر آغاز شد. ولی با شروع انقلاب و خروج پیمانکار فرانسوی از کشور کار اجرائی متوقف گردید. شروع مجدد کار توسط شرکت سایر از سال ۱۳۶۲ آغاز گردید و عملیات ساختمان سد در سال ۱۳۶۷ به اتمام رسید و در همان سال آبیگری سد آغاز شد.

- تأسیسات و تجهیزات سد در دو بلوک نصب شده است.

تأسیسات آبیگری شرب و کشاورزی در بلوک ۷ واقع شده و شامل سه دریچه در سه تراز متفاوت است که این محلهای برداشت آب با یک چاه عمودی با مقطع دوزنقه‌ای با هم ارتباط دارند. و در اتاق فرمان تاج سد سه عدد وینچ جهت جابجائی دریچه‌ها وجود دارد.

در قسمت پایه توسط یک لوله فولادی جهت جریان به حالت افقی تغییر می‌کند. در پائین دست بلوک ۷ بر روی لوفه فوق یک دستگاه شیر پروانه‌ای نصب شده است و در انتهای خط لوله در اطاق فشارشکن یک عدد شیر دیسکی و دو عدد شیر سیلندری با دو سری مدولهای تنظیمی مقدار جریان مورد نیاز را تنظیم می‌کند.

- تجهیزات تخلیه کننده عمقی در بلوک مرکزی ۱۲ واقع شده که شامل دو کانال با مقطع مستطیلی با پوشش فلزی در ضخامت دیواره سد می‌باشد.

- دو دریچه فرازبند نوع واگنی از اتاق فرمان روی تاج سد تا تراز کف مخزن توسط اتصالات لولائی و به وسیله سروموتور هیدرولیکی جابجا می‌شوند.

- دو دریچه محافظ بعد از دریچه‌های فرازبند و دو دریچه تنظیم در انتهای کانالهای تخلیه کننده تحتانی وجود دارد که کلیه دریچه‌ها از نوع واگنی می‌باشند. هر چهار دریچه توسط یک سروموتور هیدرولیکی در قسمت داخلی بدنه سر (بلوک ۱۲) و اتاقک محل نصب جکها فرمان داده می‌شوند.

- یک مجموعه لوله گذاری با لوله به قطر ۱۵۰ میلیمتر برای  $ssaP\ yB$  کردن آب بین دریچه‌های فرازبند و محافظ و تنظیم کننده مجرای تخلیه کننده عمقی اجرا شده است .  
- مجرای هواکش در بخش مرکزی کانال تخلیه کننده کف فضای بین دریچه‌های محافظ و تنظیم کننده را با محیط خارج مرتبط می‌سازد .

### - مشکل ایجاد شده

#### خوردگی لوله *By Pass*

لوله‌ای فولادی با قطر ۱۵۰ میلیمتر جهت برقرار نمودن تعادل فشار دریچه‌های فرازبند و محافظ سیستم تخلیه کف از مخزن به طور مستقیم تغذیه می‌گردد . ( شکل‌های ۱ و ۲ )  
علی‌رغم ایجاد پوشش مناسب در مقابل زنگ زدگی و خوردگی و توجه خاص به نگهداری تأسیسات و انجام بازدیدهای دوره‌ای به منظور آماده به کار بودن تجهیزات طبق برنامه زمانبندی ، در طی بازدید دوره‌ای سال ۱۳۷۸ مشاهده گردید که در حد فاصل دیواره پائین دست سد و اولین شیر سرویس لوله  $ssaP\ yB$  روزنه‌ای ایجاد شده و آب به صورت مه از روزنه خارج می‌گردد . شدت آب خروجی هر لحظه بیشتر و قطر روزنه بزرگتر می‌شد . با توجه به اینکه محل روزنه در مقابل تابلو اصلی فرمان دریچه‌های محافظ و تنظیمی واقع شده بود و پرش آب مستقیم بر روی تابلو قرار داشت . لذا به منظور جلوگیری از بزرگتر شدن قطر سوراخ و از کار افتادن سیستم هیدرولیک به صورت اضطراری توسط کمر بند چدنی و با لایه‌ای از ورق منجید از فوران آب جلوگیری شد .

#### راه‌حلهای ممکن برای رفع نقص

به لحاظ رفع نقص کلی چندین گزینه مورد بررسی قرار گرفت .  
گزینه اول - تعویض لوله آسیب دیده : با توجه به عدم وجود هیچگونه کنترل کننده‌ای در بالادست و موقعیت محل نصب که باعث عدم دسترسی به وسیله عملیات غواصی به دهانه ورودی لوله بود تعویض لوله تا زمان وجود آب در مخزن ممکن نمی‌باشد .  
گزینه دوم - پوشش سطح خارجی لوله با یک ورق فلزی نورد شده توسط عملیات جوشکاری در حد فاصله دیوار تا اولین شیر ( بطول ۸۰ سانتیمتر ) : در حال بررسی این موضوع مشاهده شد که روزنه دیگری بعد از شیر سرویس مانند روزنه اولی ایجاد شده است و با توجه به اینکه شیر سرویس در بالادست روزنه دوم واقع شده بود با بستن شیر نسبت به ترمیم سوراخ توسط عملیات جوشکاری اقدام شد در حین جوشکاری به لحاظ خوردگی زیاد و نازک شدن ورق لوله روزنه فوق به سوراخی بزرگ تبدیل گردید . لذا این نگرانی را بوجود آورد که ممکن است در حین عملیات جوشکاری در اثر پوسیدگی و خوردگی لوله قطر روزنه افزایش یابد بنابراین با توجه به اینکه روی لوله جدار در دو محل باید عملیات جوشکاری انجام می‌پذیرفت . و در صورت ایجاد حادثه بهره‌برداری از سد دچار اشکال می‌شد از این گزینه هم صرف نظر شد .

گزینه سوم - با بررسی و تحقیقات گسترده‌تر بطور موقت تا بدست آمدن امکان تعویض کامل لوله محل روزنه با استفاده از کمر بند فولادی ( ورق نورد شده ۸ میلیمتر ) به طول ۱۵ سانتیمتر آب بندی گردید و به لحاظ تقویت جدار لوله حد فاصل دیوار تا شیر اصلی پوششی از مشتقات سیکا به ضخامت حداقل ۲ سانتیمتر روی آن ایجاد گردید .

لذا به منظور عدم وقوع این اشکال در سدهای در دست اجرا و طراحی به مشاوران محترم پیشنهادات ذیل ارائه می‌گردد .

۱- در اجرای لوله‌های بای پاس به طول حداقل ۴۰ سانتیمتر قبل از خارج شدن از بتن تا شیر اصلی از فولاد زنگ نزن (  $sselnatS$  ) استفاده شود .

۲- اولین شیر سرویس با دیوار حداقل فاصله را داشته باشد .

۳- تأسیسات برقی از جمله تابلوهای فرمان و سروموتورها با محلهای عبور لوله‌های آب فاصله مناسب داشته باشند .

۴- اتاقهای محل نصب تأسیسات فرمان و جکها و ... دارای مجرای تخلیه مناسب برای عبور جریانهای حداکثر نشتی به جهت جلوگیری از افزایش سطح آب در زمان وقوع حادثه در کف اتاق فرمان باشند .



۵- شیرهای مورد استفاده متناسب با فشار و نوع کار باشند.

## ۲-۲- سد شهید یعقوبی تربت حیدریه

این سد از نوع خاکی با هسته رسی می‌باشد و در سال ۱۳۷۶ در ۲۶ کیلومتری شرق تربت حیدریه بر روی رودخانه کال سالار ساخته شده است. ارتفاع سد از سطح زمین ۵۷ متر و طول تاج سد ۸۷۰ متر می‌باشد. تأسیسات هیدرومکانیک سد شامل دو قسمت است:

### الف - سیستم تخلیه کننده عمقی

هدف اصلی این سیستم کنترل سرعت آبیگری اولیه مخزن و تخلیه سریع آن در شرایط اضطراری و همچنین تخلیه حجمی از سیلابهای بزرگ و رسوبات حمل شده به مخزن سده می‌باشد. تجهیزات تخلیه کننده عمقی در گالری انحراف واقع شده که تونلی بتنی به قطر ۶/۵ متری باشد این تونل قبل از محور سد پلاگ بتونی گردیده و سپس لوله فولادی با قطر داخلی ۱۸۰۰ میلی‌متر آب را به تأسیسات خروجی منتقل می‌کند. این لوله در خروج از پلاگ بتنی مجهز به شیر پروانه‌ای می‌باشد. جهت ایمنی بیشتر و جلوگیری از ارتعاشات، لوله فولادی بعد از شیر پروانه‌ای در بتن دفن شده است. در انتهای لوله ۱۸۰۰ میلی‌متر شیر هاول بانگر ۱۴۰۰ میلی‌متر نصب شده است که این شیر دبی را بین صفر تا ۳۰ مترمکعب تنظیم می‌نماید. (شکل ۳)

### ب - سیستم آبیگری

هدف از این سیستم تأمین نیازهای آبیاری اراضی پائین دست است حداکثر نیاز آب کشاورزی ۴/۸۵ مترمکعب در ثانیه می‌باشد. دهانه ورودی این آبیگری یک سازه بتونی است که در سه تراز مختلف عمل آبیگری را انجام می‌دهد. (در طرح اولیه دو تراز وجود داشت با حجم مرده ۸ میلیون مترمکعب که در زمان اجراء به لحاظ بهره‌برداری بیشتر از حجم مخزن سد دهانه ورودی پائین تری پیشنهاد و اجراء گردید.)

ورودی آبیگری یک تونل بتونی با قطر داخلی ۱/۵ متر می‌باشد که قبل از محور سد پلاگ بتنی گردیده و سپس لوله فولادی با قطر داخلی ۱۰۰۰ میلی‌متر آب را به تأسیسات خروجی منتقل می‌نماید که بعد از پلاگ به دو عدد شیر پروانه‌ای مجهز می‌باشد. لوله فولادی پس از شیرهای پروانه‌ای بر روی تکیه‌گاههای فلزی از نوع غلطکی قرار گرفته است. در انتهای لوله تحت فشار (بعد از تلاقی با دیواره شوت سرریز) یک عدد شیر پروانه‌ای تنظیمی نصب شده که این شیر دبی را از صفر تا ۴/۸۵ مترمکعب بر ثانیه تنظیم می‌نماید. بعد از شیر تنظیمی لوله فولادی تبدیل به قطر ۱۴۰۰ میلی‌متر گردیده که آب را به سیستم شبکه آبیاری انتقال می‌دهد. (شکل ۴)

### اشکالات طرح

**الف -** با توجه به اینکه مجرای تخلیه کننده عمقی در بستر رودخانه واقع شده و تخلیه سیلاب و رسوبات مخزن از این سیستم انجام می‌شود. لذا قرار داشتن صفحه پروانه‌ای در مسیر جریان باعث فرسایش تدریجی و خورده شدن آن می‌گردد و چون در بالادست این سیستم هیچگونه تأسیسات کنترلی وجود ندارد عملاً تعمیر و یا تعویض شیر پروانه‌ای جز با تخلیه کامل مخزن امکان ندارد که با توجه به آورد متغیر رودخانه در سالهای تر و خشک جبران آب از دست رفته در این حالت تقریباً غیرممکن خواهد بود.

راه حل ۱:

به منظور بهبود عملکرد و افزایش عمر مفید تأسیسات سد باید تجهیزاتی متناسب با جریانهای عبوری تعبیه می‌گردید. لذا نصب یک عدد دریچه واگنی با سیستم هیدرولیک مجهز به دریچه etaG palF در انتهای خط لوله (قبل از شیر هاول بانگر) به جای شیر پروانه‌ای مناسب‌تر می‌بود.

## راه حل ۲:

پیش‌بینی دریچه فرازبند در بالادست سیستم تخلیه کف در داخل مخزن سد تا در مواقع اضطراری بتوان از تاج سد نسبت به انسداد مسیر جریان و انجام تعمیرات ضروری در سیستم اقدام نمود.

**ب -** با توجه به اینکه تونل آبیاری به قطر داخلی ۱/۵ متر می‌باشد و بعد از پلاگ لوله فولادی به قطر ۱ متر از داخل تونل عبور می‌کند و دو عدد شیر پروانه‌ای بعد از پلاگ بر روی لوله فوق نصب شده که در فضای باقی مانده امکان تعمیر و تعویض شیرها و سیستم پاورپک (سیستم هیدرولیک و تابلو فرمان که در مجاورت شیرهای فوق نصب شده) وجود ندارد.

## راه حل ۳:

به منظور سرویس لازم شیرها و سیستم هیدرولیک پس از بررسی و تحقیق نسبت به تغییر محل تابلوهای فرمان و سیستم هیدرولیک به فاصله ۷۰ متری شیرها (خروجی گالری) اقدام گردید.

## ۳-۱- سد بارزو شیروان

سد شیروان به منظور تأمین آب شرب و کشاورزی شهرستان شیروان در حال اجراء است. این پروژه بک سد بتنی دو قوسی غیرمتقارن به ارتفاع ۸۳ متر از پی و سازه‌های هیدرولیکی از قبیل آبگیر تحتانی، آبگیر آبیاری و کشاورزی و همچنین سرریز لاله‌ای می‌باشد.

الف) تخلیه کننده عمقی با محور مرکزی واقع در تراز ۱۴۰ متر در بلوک شماره ۱۶ سد واقع شده است. برای کنترل دبی از یک دریچه کشوئی مستطیلی به ابعاد  $1 \times 1/2$  متر استفاده شده است و یک دریچه کشوئی بازبینی و تعمیرات به ابعاد  $1/2 \times 1/2$  متر در بالادست دریچه اول تعبیه شده است. حداکثر دبی عبوری از مجرا برابر ۳۳ مترمکعب در ثانیه است. (شکل ۵)

ب) آبگیر آبیاری و کشاورزی: این سیستم در تراز ۱۵۰ در بلوک ۱۵ قرار دارد که در ابتدا بامقطع مستطیلی و در داخل بدنه سد به مقطع دایره‌ای تبدیل می‌شود و سیستم دریچه رأس بامجرای تخلیه کننده عمقی مشترک بوده و در پائین دست مجرا یک عدد شیر پروانه‌ای و یک عدد شیر هاول بانگر به منظور تنظیم دبی در نظر گرفته شده بود. (شکل ۶)

## اشکالات طرح:

۱- پیرو بازدید از کارگاه و بررسی نقشه‌های تأسیسات سد طرح پیشنهادی جهت تغییر محل اطاق فرمان دریچه رأس که در تراز ۱۷۰ متر و در سمت سراب سد واقع شده بود ارائه گردید و این تراز نسبت به تراز نرمال مخزن سد ۱۸ متر زیر آب وجود داشت. با توجه به اینکه بیشترین حجم دریاچه سد در ترازهای بالا می‌باشد به منظور دسترسی به دریچه فوق جهت مانور دریچه رأس در مواقع لازم اقدام به تخلیه آب مخزن تا تراز ۱۷۰ ضروری بود که در این صورت حجم آب تخلیه شده به لحاظ آورد رودخانه جبران ناپذیر می‌باشد.

۲- یکی دیگر از اهداف سد بارزو تأمین آب شرب شهر شیروان است. در حالیکه برای این منظور یک دریچه آبگیری در تراز (۱۵۰) پیش‌بینی گردیده بود.

## راه حل:

طرح پیشنهادی به مشاور داشتن دو دریچه رأس به طور مجزا برای هر مجرا، امکان مانور تأسیسات فوق از محل تاج سد و حتی الامکان برداشت آب شرب و کشاورزی از دو تراز با توجه به عمق آب از سطح دریاچه تا محل دهانه مجرا بود. پس از ارائه نظریه، مشاور طرح سکوی مانور دریچه رأس را به مقدار ۱۰ متر افزایش داد (تراز ۱۸۰). (شکل ۷/۲)

از آنجائی که اهداف بهره‌بردار تأمین نشده بود و با توجه به تجربیات بدست آمده از سدهای در حال بهره‌برداری مجدداً درخواست تغییر طرح به مشاور اعلام گردید که پس از چند مرحله بحث و بررسی، مشاور محترم استدلال امور بهره‌برداری را پذیرفت و نسبت به تغییر طرح شامل ایجاد مجرای آبگیر شرب و کشاورزی در ترازهای ۱۵۰ و ۱۶۶ متر و انتقال اتاقهای فرمان دریچه‌های رأس به تاج سد اقدام نمود. (شکل ۸ و ۹)

### ۳-۲- سد شیرین دره بجنورد

سد مخزنی شیرین دره به ارتفاع ۶۳ متر از کف رودخانه و طول تاج ۴۲۳ متر بر روی رودخانه شیرین دره احداث می‌گردد. بدنه سد از نوع خاکی با هسته رسی است.

- تونل انحراف در توده سنگی به طول ۳۱۰ متر و قطر داخلی ۶ متر می‌باشد.

- سیستم تخلیه کننده تحتانی در سیستم انحراف ادغام شده و ظرفیتی حداکثر برابر ۲۶/۷ مترمکعب در ثانیه دارد. در فاصله ۱۱۴ متری از ورودی تونل انحراف مجرای تخلیه کننده تحتانی با انسداد تونل و نصب یک مجرای فولادی به ابعاد  $1/4 \times 1/8$  و طول ۲/۱۳ متر به دریچه کشوئی  $0/9 \times 0/9$  تبدیل می‌شود که جریان پس از عبور از این دریچه از طریق کانال به خروجی تونل انتقال می‌یابد.

- در ورودی سیستم آبگیر از یک شبکه آشغالگیر فولادی استفاده شده و قطر شافت قائم ۱/۸ متر بوده که با یک تبدیل به قطر ۱/۲ متر تغییر می‌یابد و در اطراف (نصب دریچه‌های عمقی) توسط یک شیر پروانه‌ای کنترل شده و سپس در مسیر تونل انحراف با یک خط لوله فولادی به طول ۲۶۵ متر با پوشش بتن از تونل انحراف خارج می‌گردد.

با بررسی نقشه‌های موجود و بازدید از محل اشکالات ذیل به مشاور طرح اعلام گردید.

۱- دستیابی مناسب به اتاق دریچه‌ها: دستیابی به اتاق فرمان دریچه‌ها از پائین دست تونل انحراف (خروجی تونل) به طول ۱۶۹ متر از روی پوشش بتونی لوله فولادی پیش‌بینی شده‌است در حالیکه هنگام عبور سیلاب از کانال تخلیه کننده عمقی با دبی حدود ۲۷ مترمکعب در ثانیه و سرعت ۲۶ متر بر ثانیه دسترسی پرسنل بهره‌بردار به تجهیزات اتاق دریچه‌ها غیرممکن می‌باشد. همچنین مجری تأمین هوا برای زمان باز شدن دریچه تنظیمی و خروج آب از مجرای فلزی تعبیه نشده است.

۲- پیش‌بینی دریچه eteG palF برای دریچه رأس جهت امکان تعمیر و سرویس دریچه محافظ. (شکل ۱۰)

در خاتمه از همکاری مدیران محترم طرح‌های سد بارزو شیروان، شیرین دره بجنورد تشکر می‌شود.

### مراجع:

- گزارشات فنی و نقشه‌های اجرائی سدهای مورد اشاره تهیه شده توسط مشاورین مهتاب قدس، طوس آب و ستیران.

۱. نقشه شماره ۱: تأسیسات سد طرق
۲. نقشه شماره ۲: تأسیسات سد طرق
۳. شکل شماره ۳: سد شهید یعقوبی (تأسیسات تخلیه کننده عمقی)
۴. شکل شماره ۴: سد شهید یعقوبی (تأسیسات آبگیر آبیاری)
۵. شکل شماره ۵: سد بارزو شیروان
۶. شکل شماره ۶: سد بارزو شیروان
۷. شکل شماره ۷، ۱: سد بارزو شیروان (آبگیر کشاورزی و شرب)
۸. شکل شماره ۷، ۲: سد بارزو شیروان (تخلیه کننده عمقی)

۹. شکل شماره ۸: سد بارزو شیروان  
۱۰. شکل شماره ۹: سد بارزو شیروان  
۱۱. شکل شماره ۱۰: سد شیرین دره بجنورد



## بکارگیری روش ساخت - بهره برداری - واگذاری (BOT) در توسعه نیروگاههای برق آبی ایران

سلیمان شکارچی<sup>۱</sup>

روبین طاهری<sup>۲</sup>

علی بهرنگی<sup>۳</sup>

### چکیده:

دولت ایران اخیراً تصمیم به بکارگیری سرمایه های خارجی در توسعه پروژه های زیربنایی نموده است. از آنجایی که احداث و ساخت نیروگاههای برق آبی به سرمایه گذار بهای عظیمی نیاز دارد، اخیراً روش تأمین مالی ساخت - بهره برداری - واگذاری (BOT) مدنظر مسئولان وزارت نیرو قرار گرفته است. در ازای منافع ارزنده ای که از بکارگیری روش BOT حاصل می گردد، فرایند توسعه پروژه به این روش، بسیار هزینه بر، زمان بر و پیچیده می باشد که در این مقاله سعی می شود تجارب دیگر کشورها در این زمینه و روش BOT و ساختار آن در توسعه نیروگاههای برق آبی مورد بررسی قرار گیرد.

### کلمات کلیدی :

BOT خصوصی سازی، تأسیسات زیربنایی، نیروگاه برق آبی، توسعه، مناقصه، ارزیابی.

<sup>۱</sup> رئیس هیئت مدیره شرکت مهندسی دریاپالا، daryapalaeng@dpir.com

<sup>۲</sup> معاون مدیرعامل شرکت توسعه B.O.T، rubin\_taheri@yahoo.com

<sup>۳</sup> کارشناس فنی پروژه های حفاری شرکت سایبر، a\_behrangi@yahoo.com



## مقدمه

در حال حاضر مفهوم **BOT** یا ساخت - بهره‌برداری - واگذاری (Build-Operate-Transfer) به عنوان یکی از روشهای پذیرفته شده جهت مشارکت بخش خصوصی در توسعه پروژه‌های زیربنایی در سطح جهانی شناخته شده است. دولتهای مختلف نیز **BOT** را به عنوان یک روش مناسب برای سرمایه‌گذاری در ساخت پروژه‌های زیربنایی که به شدت مورد نیاز جامعه می‌باشد، در نظر می‌گیرند. در این رابطه کشور ما نیز به جمع کشورهایی که از طرفداران خصوصی‌سازی می‌باشد در آمده است و **BOT** را به عنوان یکی از روشهای خصوصی‌سازی در توسعه بخش انرژی خصوصاً صنعت برق که نقش مهمی در رشد اقتصادی - اجتماعی کشور دارد، اتخاذ کرده است.

با توجه به برگزاری اولین مناقصه‌های رقابتی در دو بخش صنعت برق و احداث بنادر که توسط ارگانهای دولتی جهت سرمایه‌گذاری به روش **BOT** انجام شده است، لازم می‌باشد که تلاش فزاینده‌ای جهت هرچه بهتر انجام شدن این روش خصوصاً فرایند مناقصه و انتخاب متقاضیان که هم از نظر مالی و هم از نظر فنی، مشکل‌تر و حساستر و هزینه‌برتر از استاندارد معمول می‌باشد، صورت پذیرد. در این مقاله بکارگیری روش **BOT** و وظایف دولت و وزارت نیرو در این مورد با توجه به تجربه کشورهای مختلف نظیر ترکیه در توسعه نیروگاههای برق آبی، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

## مبانی و ساختار BOT

اصطلاح **BOT** از اوایل دهه ۱۹۸۰ یعنی هنگامی که ترکیه اعطای امتیاز چند نیروگاه را به مناقصه گذاشت به رسانه‌های مالی راه یافت. استفاده از این تکنیک به ویژه در مورد تأسیسات زیربنایی بتدریج توسعه یافت به طوری که هم اکنون این روش در کشورهای در حال توسعه مقبولیت زیادی یافته است [توسلی، ۱۳۷۴]. در این روش ساخت و بهره‌برداری پروژه به مدت معینی توسط شرکتی به نام شرکت پروژه انجام می‌شود و انتقال پروژه به دولت میزبان پس از طی مدت معین بعد از تحویل درآمد، تحقق می‌یابد.

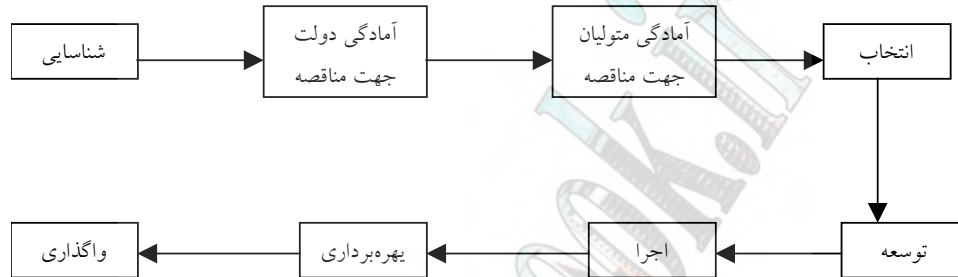
انجام پروژه به این روش مستلزم شناخت عوامل درگیر در چنین پروژه‌هایی در مقایسه با شیوه‌های سنتی توسعه پروژه که عوامل عمده درگیر در آن شامل ۱. مؤسسه دولتی یا خصوصی ۲. مؤسسه‌های اعتباری و ۳. شرکتهای مهندسی می‌باشند، مناسب می‌باشد چراکه موجودیت این عوامل در روش **BOT** به گونه‌ای دیگر می‌باشد و تعداد این عوامل بسیار فراتر از روشهای سنتی توسعه پروژه می‌باشد به طوری که تمام عوامل درگیر، هویت مستقل در پروژه پیدا می‌کنند (United Nations, 1997). این عوامل مستقل شامل ارگانهای ذکر شده در فوق و مؤسسه‌های بیمه، شرکتهای تأمین مواد اولیه، شرکت خریدار محصول یا خدمات پروژه و دیگر عوامل بسته به شرایط پروژه می‌باشند. آنچه که در این ساختار قراردادی مهم می‌باشد آن است که بسته به شرایط و محیط پروژه این عوامل با موافقتنامه‌های مربوط می‌توانند در یکدیگر ادغام گردند تا حدی که شبیه ساختار پروژه‌های سنتی گردد، اگرچه معمولاً به علت حجیم بودن پروژه‌های **BOT** از لحاظ ابعاد مالی و کاری به همان صورت تفکیک شده باقی می‌ماند [طاهری، ۱۳۷۹].

در فرایند اجرای طرح **BOT** بعد از درخواست رسمی دولت یا عوامل او برای توسعه و احداث پروژه‌ای به این روش، ابتدا، کنسرسیومی از متولیان بخش خصوصی به منظور مطالعه و بررسی اسناد مناقصه و امکان‌سنجی پروژه و ارائه پیشنهاد جهت شرکت در مناقصه تشکیل می‌شود.

در مرحله بعد از مناقصه متولیان و سرمایه‌گذاران برگزیده شده برای انجام پروژه اقدام به تأسیس یک شرکت (مسئولیت محدود) معمولاً با عنوان شرکت پروژه، می‌کنند. این شرکت که در بعضی کشورها صاحب امتیاز پروژه **BOT** محسوب می‌شود، با سرمایه متولیان تشکیل می‌شود. این شرکت علاوه بر تهیه وام لازم برای تأمین مالی پروژه افزون بر میزان سرمایه مؤسسان، اقدام به منعقد کردن توافق‌نامه‌های لازم با دولت میزبان، پیمانکار اجرایی، پیمانکار تأمین‌کننده تجهیزات و شرکت بهره‌بردار و دیگر شخصیت‌های حقوقی می‌کند. این شرکت معمولاً با عوامل دولتی پروژه برای فروش محصول بر مبنای توافق نامه تحویل با شرایط

قراردادی take or pay (مخصوصاً در توافق نامه‌های خرید برق یا تبدیل انرژی) یا دیگر شرایط که شرکت پروژه را در مقابل خطرات ناشی از تقاضای محصول و عدم کسب درآمد مصون بدارد، قرارداد منعقد می‌نماید [توسلی، ۱۳۷۴].

قابل ذکر است که در این شرایط دولت بازپرداخت هیچ وامی را از طرف سرمایه گذاران و متولیان پروژه تضمین نمی‌کند و با توجه به اینکه سرمایه گذاری مستقیم از بودجه دولتی نیز نمی‌باشد، فشار ناشی از استقرار کاهش می‌یابد و علاوه بر آن ریسکهای مربوط به ساخت و تکنولوژیهای جدید بکار برده شده نیز به بخش خصوصی انتقال داده می‌شود. همچنین دولت علاوه بر موارد فوق هم در زمان ساخت پروژه و هم در زمان بهره‌برداری پروژه توسط شرکت خصوصی منافع بسیاری را از تجربه‌های بخش خصوصی بدست می‌آورد [Jabbari, 2000]. شکل ۱ روند انجام این مراحل را که در بالا ذکر شد، نشان می‌دهد.



شکل ۱. مراحل اجرای یک پروژه BOT

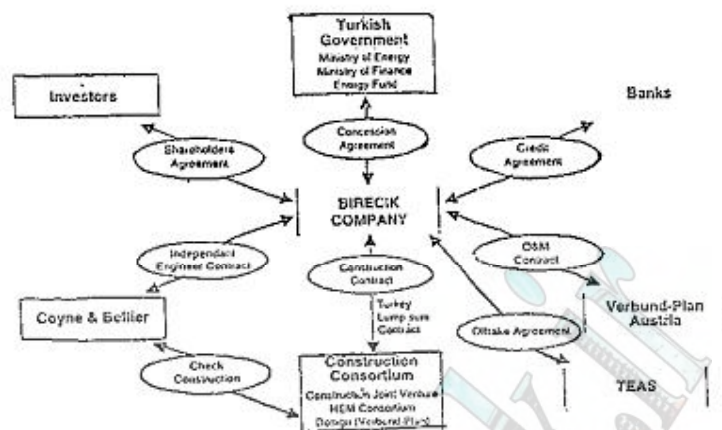
حال با توجه به اتخاذ روش BOT در سرمایه گذاری در بخشهای زیربنایی مختلف نظیر صنعت برق و توسعه بنادر در ایران، شایسته است که از تجارب دیگر کشورها استفاده گردد. در همین راستا خصوصی سازی صنعت برق و احداث یک نیروگاه برق آبی در کشور ترکیه به روش BOT که مبدع این روش در بازار بین‌المللی می‌باشد، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

### نیروگاه بیرجیک ترکیه

از اوایل دهه ۱۹۸۰ ترکیه می‌کوشید تا اجرای طرحهای مستقل تولید نیرو را مطرح کرده و شتاب بخشد، اما بیشتر این طرحها به دلیل چالشهای قانونی با توقف روبرو شدند. به هر شکل، اینک بسیاری از دشواریهای پی در پی که مانع پیشبرد طرحهای خصوصی بود برطرف شده است و دولت ترکیه طرحهای جدیدی را دنبال می‌کند. یکی از اقدامات ترکیه در این امر مشارکت سرمایه گذاران خارجی در امر توسعه طرحهای مستقل برق آبی می‌باشد و بر این اساس در سالهای گذشته، وزارت نیرو و منابع طبیعی ترکیه پیشنهادهایی را جهت این امر ارائه کرده است. این طرحهای برق آبی به هنگام بهره برداری، یک هزار و ۵۰۰ مگاوات به توان اسمی شبکه ملی ترکیه اضافه خواهد کرد. [اخوان و غروی، ۱۳۷۸].

موقعیت این نیروگاه آبی در جنوب شرقی ترکیه روی رود فرات در نزدیکی مرز سوریه می‌باشد. قرارداد اجرایی این نیروگاه در سال ۱۹۹۳ با شرکت بیرجیک بر اساس BOT بسته شد. سهام داران این شرکت، شرکت برق منطقه‌ای TEAS و شرکت ساختمانی محلی GAMAK و شرکتهای ساختمانی خارجی به نامهای Phillip Holzmann، STRABAG و چند شرکت دیگر با سهام کمتر می‌باشند. ۵۰٪ سهام این شرکت متعلق به شرکتهای داخلی ترکیه می‌باشد، که به عنوان یک شریک می‌تواند در فائق آمدن به مشکلات سیاسی - اقتصادی کمک کنند.

شروع احداث این نیروگاه در سال ۱۹۹۶ برنامه ریزی شد و انتظار می‌رفته است که در سال ۲۰۰۱ بهره‌برداری آن آغاز شود. دوره بهره برداری این نیروگاه به غیر از دوره ساخت ۱۵ سال می‌باشد که بعد از اتمام این دوره (در سال ۲۰۱۵) مالکیت این نیروگاه به دولت ترکیه واگذار خواهد شد. در این دوره بهره برداری، شرکت بیرجیک برق تولیدی را به شرکت تولید و انتقال برق ترکیه (TEAS) تحت شرایط take or pay خواهد فروخت [Roland Berger & Partner GmbH, 1996]. شکل ۲ ساختار قراردادی این پروژه را نشان می‌دهد.



شکل ۲. ساختار قراردادی نیروگاه برق آبی BOT بیرجیک

### شرایط موجود ایران

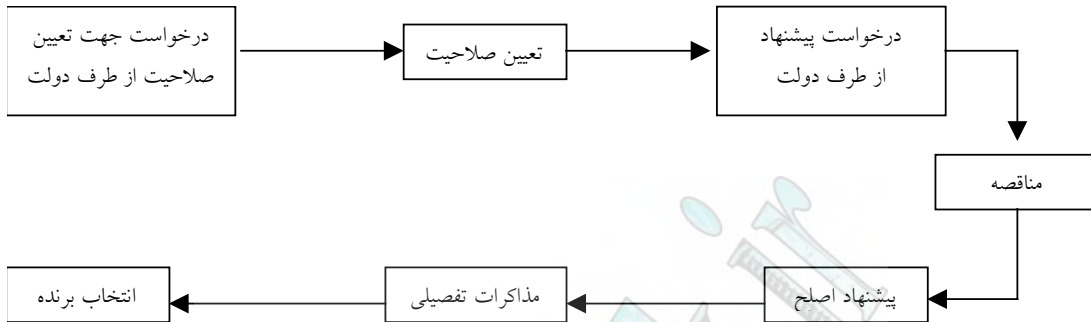
در حال حاضر حدود ۵۴۰۰ مگاوات نیروگاه برق آبی در حال احداث می‌باشد که بنا به گفته مسئولان نه تنها این ظرفیت کافی نیست بلکه برای اینکه بتوان ظرفیت نیروگاههای برق آبی را افزایش داد قطعاً باید سرمایه‌های زیادی را در این بخش صرف کرد. از طرف دیگر وضع اقتصادی ایران ایجاب می‌کند که دولت جهت بازسازی و توسعه واحدهای زیربنایی مخصوصاً صنعت برق که خسارت عظیمی در دوران جنگ تحمیلی به آنها وارد شده است، شروع به اصلاح ساختار اقتصادی و مدیریتی در قالب طرح توسعه سوم فرهنگی، اجتماعی و اقتصادی نماید. تأمین این منابع مالی با توجه به اولویت‌های طرح توسعه سوم، بستگی به سرمایه‌گذاری خارجی دارد و در همین راستا می‌باشد که جذب منابع مالی خارجی و سرمایه‌گذاری به روش BOT با ضمانتهای منطقی و قانونی تضمین می‌شود [کرامتی، ۱۳۷۸]. از آنجایی که هنوز دستورالعمل خاصی در مورد اجرای مناقصات به این روش در ایران صادر نشده است، جای آن را دارد که فرایند اینگونه مناقصات مورد بررسی قرار گیرد.

### نقش دولت و عوامل آن در بکارگیری BOT

به طور اصولی قبل از درخواست پیشنهاد از طرف دولت یا سازمان وابسته، شناسایی پروژه‌های مناسب برای BOT از اساسی‌ترین مراحل برای پیشبرد صحیح این فرایند می‌باشد. با توجه به میزان مصرف انرژی در ایران که سالانه ۶/۵ درصد به طور متوسط رشد دارد و همچنین ضریب ذخیره پایین انرژی و استراتژیک بودن این محصول برای توسعه نیاز به احداث نیروگاههای تولید برق احساس می‌شود. برای اینکه بتوان ظرفیت تولید برق مخصوصاً ظرفیت نیروگاههای تولید برق آبی را در کشور افزایش داد به حجم عظیم منابع مالی نیاز می‌باشد که در این راستا بکارگیری روش BOT بسیار مناسب به نظر می‌رسد.

با توجه به مبانی BOT که در قبل اشاره شد، بخش قابل ملاحظه‌ای از بارکاری که شامل مسئولیت‌پذیری نسبت به سرمایه‌گذاری و طراحی و ساخت نیروگاه می‌باشد، از طرف دولت به بخش خصوصی منتقل خواهد شد. این بدین معنا نیست که نقش دولت محدود به مدیریت و هدایت پروژه می‌گردد، بلکه تهیه و تدارک سازمان جهت انجام مناقصه و فرآیند انتخاب سرمایه‌گذار از جمله وظایفی می‌باشد که کارفرما بیش از همه با آن سروکار دارد [UNIDO, 1996]. تعیین صلاحیت شرکت کنندگان و بعد درخواست پیشنهاد، سپس مناقصه و مذاکرات تفصیلی که در نهایت به انتخاب سرمایه‌گذار منجر می‌شود از اهم این فرایند می‌باشد که در شکل ۳ نشان داده شده است. البته علاوه بر فرآیند تهیه و تدارک و انتخاب سرمایه‌گذار وظایف دیگری هم به عهده دولت و عوامل آن می‌باشد که در حقیقت به عنوان پشتیبانی دولت از این طرح تلقی می‌شود. این مواد در خصوص نیروگاههای برق آبی و کلاً چنین

پروژه‌هایی می‌تواند بسته به توافق طرفین در تنظیم قرارداد BOT تعیین شود در ادامه با توجه به اهمیت ارزیابی پیشنهادها که حساس ترین وظیفه دولت می‌باشد مبانی ارزیابی پیشنهادات واصله از طرف متقاضیان مورد بررسی قرار می‌گیرد.



شکل ۳. فرایند انتخاب در اجرای پروژه به روش BOT

### مبانی ارزیابی پیشنهادات واصله برای نیروگاههای BOT برق آبی

ارزیابی پیشنهادات از طرف دولت یا مشاورانش مهمترین و حساسترین وظیفه دولت به حساب می‌آید که در صورت نداشتن تجربه کافی در این امر، استفاده از مشاوران حرفه‌ای لازم می‌باشد. به طور اصولی در پروژه‌های ساخت و توسعه نیروگاه‌ها به روش BOT به غیر از تعرفه نهایی نیرو که مهمترین فاکتور ارزیابی جهت تعیین برنده مناقسه می‌باشد ارزیابی سرمایه‌گذاری، ارزیابی فنی و ارزیابی حقوقی نیز از جمله ملاکهای ارزیابی بحساب می‌رود که بی تأثیر در تعیین برنده نهایی نمی‌باشد. این دو مورد به ترتیب در ذیل مورد نقد قرار گرفته است. [UNIDIO,1996]

### ارزیابی سرمایه‌گذاری

ارزیابی سرمایه‌گذاری در حقیقت این تضمین را به ما می‌دهد که آیا این پیشنهادات از لحاظ مالی و اقتصادی عملی می‌باشند یا خیر. این ارزیابی شامل دو مورد ارزیابی اقتصادی و ارزیابی مالی است. بخش مالی شامل سوددهی تجاری است و مشخص می‌سازد که آیا سرمایه کافی جهت اجرای پروژه طبق برنامه زمانبندی موجود می‌باشد یا خیر، که علاوه بر دولت، وام دهندگان نیز به این ارزیابی توجه زیادی دارند. قابل توجه باشد که این ارزیابی به تنهایی برای دولت کافی نمی‌باشد. آنچه برای دولت مهم می‌باشد ارزیابی اقتصادی است یعنی مقایسه هزینه‌های ملی و بهره‌های اجتماعی که منجر به اعطای پروژه از طرف دولت به سرمایه گذار می‌گردد. این دو نوع ارزیابی با توجه به اینکه ارزش زمانی پول و دخل و خرج را در کل دوره زمانی در نظر می‌گیرند مشابه می‌باشند [UNIDIO,1996].

با این وجود هر دو نوع ارزیابی مالی و اقتصادی از لحاظ اینکه دارای میزان هزینه و بهره متفاوت می‌باشند با یکدیگر فرق دارند. چراکه حساب نیروگاه با هزینه و سوددهی مستقیم سروکار دارد، درحالی که دولت معمولاً با هزینه و منافع اجتماعی ناشی از توسعه تجاری و موارد مشابه سروکار دارد. قابل توجه باشد که روش ارزش خالص فعلی معمول ترین روش در ارزیابی سرمایه‌گذاری مخصوصاً ارزیابی مالی دولت‌های دیگر کشورها در پروژه BOT در نظر گرفته شده است [UNIDIO,1996]. ارزش همسطح شده (levelised) در طول بهره‌برداری از پروژه نیز وسیله دیگری برای مقایسه پیشنهادات می‌باشد.

### ارزیابی فنی

اهداف ارزیابی فنی در حقیقت اطمینان دادن به این مورد می‌باشد که آیا طراحی مورد نظر و تکنولوژیهای به کار گرفته شده با استانداردهای بین المللی مهندسی مطابقت دارد. چنین ارزیابی نه تنها از طرف دولت بلکه به صورت جدی‌تر از طرف وام‌دهندگان کنترل می‌شود و به همین علت است که اهمیت کلی آن از اهمیت ارزیابی مالی برای دولت کمتر است [Wang, et al., 1998].

به طور کلی عواملی که در ارزیابی فنی یک نیروگاه مورد بررسی قرار می‌گیرند عبارتند از طراحی و فن آوری، سایت، نحوه اتصالات الکتریکی، نحوه بهره‌برداری و نگهداری که این امر توسط مشاوران حرفه‌ای صورت می‌پذیرد.

### ارزیابی حقوقی

مسئله قابل اجرا بودن پروژه از نقطه نظر حقوقی، عدم مغایرت آن با قوانین جاری، امکان کسب مجوزهای لازم برای اجرای کار و تجزیه و تحلیل دقیق اثرات و تبعات حقوقی در صورت وقوع حوادث قهریه، در صورت بروز اختلاف و در صورت خاتمه دادن پیش از موقع به موافقتنامه، همگی، ارزشهای ویژه خود را دارند.

### نتیجه

سرمایه گذارهای زیربنایی در هریک از بخشهای صنعت اثرات بسزایی بر فعالیتهای اقتصادی دارد زیرا که توسعه این امکانات زیربنایی علاوه بر فواید ملموس اقتصادی و بازرگانی دربرگیرنده فواید وسیع رفاهی و اجتماعی می‌باشد. از آنجا که صنعت برق اهمیت عمده‌ای به دلیل نقش مؤثر آن در ایجاد توسعه، تأمین انرژی و ثبات سیاسی و تأمین امنیت دارند، توسعه و اعمال سرمایه گذاری‌های صحیح و منطقی در احداث نیروگاهها مخصوصاً نیروگاههای برق آبی با توجه به اهداف برنامه توسعه سوم که خصوص سازی محور اصلی آن می‌باشد، ضروری به نظر می‌رسد.

با توجه به نیازهای کشور و وظائف و عملکرد دولت و عوامل آن جهت هر چه بهتر انجام شدن روش BOT و با توجه به تجربه کشور ترکیه این برداشت حاصل می‌شود که بکارگیری این روش علاوه بر رفع تنگناهای مالی دولت، موجب رشد و توسعه اقتصادی کشور می‌شود.

سیاست کلی ارزیابی پیشنهادات از حساس‌ترین قسمت این فرآیند می‌باشد و با توجه به تجارب موجود، اهمیت و لزوم ساختار قانونی و سیاست مناسب و استفاده از یک مشاور حرفه‌ای برای کشورهایی که از تجربه کافی در این زمینه برخوردار نیستند، توصیه می‌گردد.

### مراجع

۱. اخوان، م. و غروی، م. (۱۳۷۸)، "محقق ساختن طرحهای نیروگاهی توسط بخش خصوصی"، ماهنامه صنعت برق، شماره ۴۰، صفحه ۳۷-۳۹.
۲. توهلی، ف. (۱۳۷۴)، "روشهای جدید تأمین مالی پروژه‌ها BOO, BOT, BTO"، بولتن بازرگانی توانیر (قسمت دوم)، شماره ۸، صفحه ۱۵-۱۹.
۳. توهلی، ف. (۱۳۷۸)، "ضرورت اصلاح سیاستهای مالیاتی برای اثرگذاری روش B.O.T"، ماهنامه صنعت برق، شماره ۳۹، صفحه ۴-۵.
۴. طاهری، ر. (۱۳۷۹)، "بکارگیری روش ساخت - بهره برداری - انتقال (BOT) در توسعه نیروگاههای ایران". پایان نامه کارشناسی ارشد گروه مدیریت پروژه و ساخت، دانشگاه تربیت مدرس.
۵. کرامتی، ن. (۱۳۷۸)، "خصوصی سازی، راهی برای تحول اقتصادی و صنعتی"، ماهنامه صنعت برق، شماره ۴۰، صفحه ۶-۱۰.

6. Jabbari, A. (2000), "Energy & Power Privatization (BOT) in the Middle East", Fifth International Civil Engineering Conference, Iran.
7. Roland Berger & Partner GmbH (1996), "Public Private Privatization in Central Europe", Vien.
8. UNIDO (1996), "Guidelines for Infrastructure Development through Build - Operate- Transfer (BOT) Projects", Vienna.



9. United Nations (1997), "Assessment of Privatization of the Electric Power Sector in Selected ESCWA Member Countries" VOL.1, New York
10. Wang, S.Q., Tiong, R.L.K., Ting, S.K., Chew, D. and Ashley, D. (1998), "Evaluation and Competitive Tendering of BOT Power Plant Project in China" J. Constr. Engrg. And Mgmt., No. 4, Vol. 124, pp 333-341.

www.civilbook.ir

## توسعه و کاربرد نرم افزار تحلیل توزیع حرارت ناشی از هیدراسیون سیمان در ساخت لایه ای سدهای RCC

دکتر سعیدرضا صباغ یزدی<sup>۱</sup>

دکتر علیرضا باقری<sup>۲</sup>

### چکیده:

استفاده از بتن غلتکی (RCC) میتواند سرعت عملیات ساخت سدهای بتنی را بنحو چشمگیری افزایش دهد. از سوی دیگر عدم امکان استفاده از سیستم های پس سرد کن بتن (Post Cooling) و محدود بودن تعداد درزهای عرضی در این نوع سدها باعث شده تا بررسی مسائل حرارتی و پروفیل های زمانی دمای بتن بدنه سد از پارامترهای مهم در طراحی و برنامه ریزی اجرایی این نوع سدها بشمار آید. با استفاده از نرم افزار مناسب میتوان گزینه های مختلف مواد و مصالح مورد روش های و عملیات اجرایی و عواقب آن بر توزیع حرارتی بدنه سد را تجربه نموده به گزینه بهینه از نظر فنی و اجرایی دست یافت. در این مقاله خلاصه ای از اقدامات انجام شده در تدوین، صحت یابی و کاربرد نرم افزار تحلیل عددی توزیع حرارت ناشی از هیدراسیون مواد سیمانی و پیش بینی پروفیل های زمانی دما در نقاط مختلف بدنه سدهای RCC با لحاظ نمودن روش لایه ای ساخت این نوع سدها ارائه شده است.

### کلمات کلیدی :

حل عددی تولید و پخش دما، حرارت زائی بتن غلتکی (RCC)، شبکه اجزاء محدود مثلثی

<sup>۱</sup> عضو هیئت علمی دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی - SYazdi@computermail.net

<sup>۲</sup> عضو هیئت علمی دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

## ۱- مقدمه

از مهمترین مسائل مطرح در سازه های بتنی حجیم نظیر سدها، مسئله افزایش دما در بدنه سد ناشی از حرارت تولید شده توسط هیدراسیون سیمان در بتن میباشد. قیده های داخلی ناشی از گرادانهای حرارتی ایجاد شده و همچنین قیده های خارجی اعمال شده روی انقباض بتن در حین افت دما از دمای حداکثر به دمای ثابت نهایی، تنشهای کششی قابل توجهی در بتن ایجاد مینماید که میتواند منجر به ایجاد ترکهای حرارتی در سازه گردد. جهت جلوگیری از ایجاد ترکها و یا به حداقل رساندن امکان ایجاد آنها، مطالعات حرارتی از مهمترین بخشهای طراحی سازه های بتنی حجیم خصوصاً سدهای بتنی و تعیین روشهای بهینه اجرای آنها میباشد.

در نظر گرفتن مسائل حرارتی فوق الذکر برای سدهای بتن غلتکی حساس تر میباشد زیرا در این نوع سدها با توجه به روش اجرایی خاص ( غلتک زدن بتن و اجرای لایه های نازک از ۳۰ تا ۵۰ سانتیمتر) امکان کاربرد روش پس سرد کردن (Post-Cooling) وجود ندارد. همچنین با حذف قالبهای عرضی و اجرای لایه ها از یک تکیه گاه به تکیه گاه دیگر درزهای عرضی در مواردی حذف شده و یا فواصل بین آنها طولانی تر از وضعیت معمول برای سدهای متعارف وزنی بتنی در نظر گرفته میشوند. از طرف دیگر یکی از اهداف مهم کاربرد بتن غلتکی در سدسازی افزایش سرعت ساخت میباشد و لذا فاصله زمانی بتن ریزی دو لایه از اهمیت خاصی برخوردار میباشد. از اینرو پیش بینی پروفیل های دمایی در سدهای بتن غلتکی بصورت توابعی از شکل مقطع سد، ضخامت و زمان بتن ریزی لایه ها حائز اهمیت ویژه ای میباشد.

با عنایت به شروع ساخت سدهای بتن غلتکی در داخل کشور و تعداد قابل توجه سدهای بتن غلتکی در مرحله طراحی لزوم تدوین نرم افزار جهت پیش بینی پروفیل های دمایی در پروژه ها محسوس میباشد. لذا تدوین نرم افزار رایانه ای جهت تعیین پروفیل های دمایی با توجه به مبانی تئوری حاکم بر پدیده تولید و انتقال حرارت در بدنه سدهای بتن غلتکی و تبادل حرارت با عوامل محیطی و پی سد در قالب یک طرح تحقیقاتی مورد اهتمام قرار گرفته است. از خصوصیات عمده این نرم افزار لحاظ نمودن جزئیات روش ساخت (ضخامت و زمان بتن ریزی) مرحله ای و لایه به لایه، میباشد.

## ۲- معادله حاکم بر پدیده تولید و انتقال حرارت

معادله آشنا برای تعریف مسئله تولید و انتقال حرارت که در منابع مختلف و کتب مرجع بحث انتقال حرارت بکار میرود رابطه عمومی ذیل میباشد.

$$\kappa \nabla^2 T + \dot{Q} = \rho c \dot{T} \quad (1)$$

اگر چه بطور کلی جریان انتقال حرارت یک پدیده سه بعدی است لکن به علت یکنواخت بودن پروفیلهای دمایی در امتداد طولی سدها، علی الخصوص سدهای RCC و با توجه به اینکه عمده تبادل حرارتی با محیط از وجوه عمود بر مقطع عرضی سد میباشد، کاربرد رابطه فوق در محاسبه پروفیل های دما در بدنه سدها عموماً به شکل دو بعدی مطرح میگردد [1,2]. براین اساس عبارت پخشودگی رابطه فوق به شکل زیر قابل کاربرد خواهد بود:

$$\kappa \nabla^2 T = \kappa \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) \quad (2)$$

که بر این اساس رابطه (۲-۱) به شکل ذیل در خواهد آمد:

$$\kappa \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + \dot{Q} = \rho c \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3)$$

در معادله فوق بترتیب  $\rho$ : جرم حجمی ( $kg/m^3$ )،  $C$ : گرمای ویژه ( $KJ/Kg^{\circ}c$ )،  $T$ : دما در هر نقطه از سازه و یا پی آن ( $^{\circ}c$ )،  $\kappa$ : ضریب هدایت حرارتی ( $W/m^{\circ}c$ ) یا ( $KJ/hm^{\circ}c$ ) و  $\dot{Q}$ : روند تولید حرارت در واحد حجم سازه ( $KJ/m^3h$ ) میباشد. رابطه (۳) را به طریق ذیل نیز میتوان نوشت:

$$\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\dot{Q}}{\kappa} = \rho C \frac{\partial T}{\partial t} \quad (۴)$$

در اینصورت  $\alpha = \kappa / \rho C$  را قابلیت پخش (*Diffusivity*) تعریف کرده و با نماد  $\alpha$  نشان میدهند. با کاربرد  $\alpha$  رابطه (۴) بشکل زیر درخواهد آمد:

$$\alpha \left( \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + \frac{\dot{Q}}{\kappa} = \frac{\partial T}{\partial t} \quad (۵)$$

در کار حاضر، رابطه (۵) بعنوان معادله حاکم بر تولید و انتقال حرارت بر حسب قابلیت پخش مورد استفاده قرار میگیرد. لازم بذکر است که در معادله مذکور برای سنگ پی عبارت آهنگ زمانی حرارت زایی  $\dot{Q}$  برابر صفر منظور میگردد. نحوه محاسبه آهنگ زمانی حرارت زایی بتن در بخشهای بعد مورد بحث قرار گرفته است.

### ۳- تولید حرارت در بتن

از مهمترین پارامترهای تعیین کننده پروفیل‌های دمایی در مقاطع بتنی حرارت زایی ناشی از هیدراسیون سیمان و واکنش پوزولانی مواد پوزولانی موجود در بتن میباشد. مقدار حرارت تولید شده در بتن عمدتاً به مقدار و نوع مواد سیمانی بستگی دارد. جهت تعیین مشخصات حرارت زایی یک نوع بتن کاربرد روشهای آزمایشگاهی مورد توصیه میباشد.

با توجه به تاثیر بسیار قابل توجه دما روی سرعت واکنش هیدراسیون سیمان با آب، مشخص است که نقاط مختلف یک مقطع بتنی که دارای پروفیل‌های دمایی متفاوت می باشد، دارای سرعت های مختلف واکنش و در نتیجه روندهای مختلف تولید حرارت خواهند بود. بنابراین ضروری است این مسئله در محاسبات حرارتی مقاطع بتنی لحاظ گردد [4,5,6,7].

توابع مختلفی جهت لحاظ نمودن دما در سرعت واکنش در قالب توابع رشد (*Maturity Function*) در منابع معرفی شده اند که دو نمونه ذیل از موارد عمده میباشد [4].

$$f(T) = k 2^{\left(\frac{T}{10}\right)} \quad (\text{Rastrup}) \quad (۶)$$

$$f(T) = k \exp\left\{\frac{-E}{R(273+T)}\right\} \quad (\text{Arrhenius}) \quad (۷)$$

$k$  ضریب ثابت،  $T$  دمای بتن بر حسب درجه سانتیگراد،  $E$  انرژی فعالیت (*Activation Energy*) بر حسب  $J/mol$  میباشد.

$$E = 33500 \quad T \geq 20^\circ C \quad \text{برای دمای بتنی}$$

$$E = 33500 + 1470(20 - T) \quad T \leq 20^\circ C \quad \text{برای دمای بتنی}$$

$R$  ثابت گاز مولار (*Molar Gas Constant*) که مقدار آن  $(J/^\circ C \text{ mol})$  8.314 در نظر گرفته میشود.

حال با استفاده از توابع رشد میتوان سرعت واکنش را در دمای مورد نظر نسبت به یک دمای مرجع تعیین نمود. با استفاده از رابطه *Rastrup* سرعت نسبی واکنش بشکل زیر خواهد بود:

$$H(T) = 2^{0.1(T-T_r)} \quad (۸)$$

که در آن  $H$  سرعت نسبی واکنش در دمای  $T$  نسبت به دمای مرجع  $T_r$  میباشد.

با استفاده از تابع *Arrhenius* سرعت نسبی واکنش بشکل زیر قابل محاسبه است.

$$H(T) = \exp\left\{\frac{E}{R}\left(\frac{1}{273+T_r} - \frac{1}{273+T}\right)\right\} \quad (۹)$$

در محاسبات حرارتی مقاطع بتنی جهت در نظر گرفتن حرارت زایی بتن با لحاظ نمودن تاثیر دمای بتن در هر نقطه به صورت زیر عمل میشود. حرارت زایی بتن مورد نظر با روش آزمایشگاهی و معمولاً تحت شرایط بدون اتلاف حرارت تعیین میگردد. با این روش دمای بتن در بازه های مختلف زمانی از پایان اختلاط بتن ( و بدون اتلاف حرارت از نمونه) اندازه گیری میشود. با استفاده از گرمای ویژه و جرم حجمی بتن مقدار حرارت تولید شده در بتن در واحد حجم بتن قابل محاسبه میباشد:

$$(10)$$

$$Q(t) = \rho C \Delta T$$

بدین شکل حرارت زایی بتن در شرایط آدیاباتیک قابل تعیین میباشد.

در مرحله بعد بر اساس اطلاعات آزمایشگاهی فوق، تابعی که بر حسب زمان مقدار حرارت تولید شده در بتن را بدست دهد تعیین میگردد. این تابع بصورت اطلاعات پایه اولیه بتن در محاسبات تولید حرارت در مقطع بتنی مورد استفاده قرار میگیرد. معمولاً جهت تسهیل کار، تابع تولید حرارت بر اساس زمان معادل  $t_e$  در یک دمای  $T_r$  مرجع محاسبه میگردد. با استفاده از روابط سرعت نسبی واکنش هیدراسیون نظیر روابط (۸) و (۹) زمانهای معادل مربوط به دمای مرجع  $T_r$  از روی اطلاعات آزمایشگاهی حرارت زایی محاسبه میگردند.

$$t_e = \int H(T) dt \quad (11)$$

این رابطه را بصورت گسسته چنین میتوان نوشت.

$$t_e = \sum_{k=1}^M H(T) \Delta t_k \quad (12)$$

بر این اساس مقدار حرارت تولید شده را چنین خواهیم داشت.

$$(13)$$

$$Q(t_e) = \rho C \Delta T$$

توابع متفاوتی که عمدتاً توابع توانی هستند جهت تعریف حرارت زایی بتن بر حسب زمان معادل  $t_e$  در دمای  $T_r$  توسط محققین بکار رفته اند. *Gotfredson [3]* تابع زیر را جهت تعریف حرارت زایی بتن پیشنهاد میکند.

$$Q(t_e) = A(1 - e^{-\frac{t_e}{B}}) \quad (14)$$

که در آن  $t_e$  زمان معادل در دمای مرجع مورد نظر،  $A$ ،  $B$  ثابتهای رابطه که بر اساس برازش نقاط آزمایشگاهی قابل تعیین می باشند. رابطه دیگری معادل پیشنهاد شده توسط مرجع [8] برای تعریف حرارت زایی بر حسب زمان بشکل ذیل میباشد.

$$Q(t_e) = A + E \exp\{-b[t_e]^n\} \quad (15)$$

که در آن  $A$ ،  $E$ ،  $b$ ،  $n$  ثابتهایی هستند که بر اساس برازش نقاط آزمایشگاهی قابل تعیین میباشند. علاوه بر دستیابی به حرارت زایی بر حسب زمان معادل  $t_e$  میتوان با مشتق گیری روابط تعیین شده برای حرارت زایی، روند تولید حرارت در زمانهای معادل را نیز تعیین نمود. بنابراین برای بدست آوردن آهنگ زمانی حرارت زایی بتن میتوان از رابطه ریاضی ذیل سود جست.

$$\dot{Q}(t_e) = \left( \frac{dQ(t_e)}{d(t_e)} \right) \left( \frac{d(t_e)}{dt} \right) \quad (16)$$

بعنوان گزینه اول برای محاسبه  $d(t_e)/dt$ ، با در نظر گرفتن رابطه (۸) ارائه شده توسط *Rastrup*،

$$\frac{d(t_e)}{dt} = H(T) = 2^{0.1(T-T_r)} \quad (17)$$

گزینه دوم برای تعیین  $d(t_e)/dt$  با در نظر گرفتن پیشنهاد *Arrhenius* طبق رابطه (۹) میتوان نوشت،



$$\frac{d(t_e)}{dt} = H(T) = \exp \left\{ \frac{E}{R} \left( \frac{1}{273+T_r} - \frac{1}{273+T} \right) \right\} \quad (18)$$

برای بدست آوردن  $d(t_e)/dt$ ، بعنوان گزینه اول، اگر تابع جهت برازش به اطلاعات آزمایشگاهی تولید حرارت بر حسب زمان معادل  $t_e$  مربوط به دمای مرجع  $T_r$  را طبق (۱۴) فرض نماییم، خواهیم داشت:

$$\frac{dQ(t_e)}{d(t_e)} = A \left( \frac{1}{B} \right) e^{-\frac{t_e}{B}} \quad (19)$$

و بعنوان گزینه دوم برای بدست آوردن عبارت  $\frac{dQ(t_e)}{d(t_e)}$ ، اگر تابع جهت برازش به اطلاعات آزمایشگاهی تولید حرارت بر حسب زمان معادل  $t_e$  مربوط به دمای مرجع  $T_r$  را طبق (۱۵) فرض نماییم خواهیم داشت:

$$\frac{dQ(t_e)}{d(t_e)} = nbE[t_e]^{n-1} \exp\{-b[t_e]^n\} \quad (20)$$

#### ۴- حل عددی معادله حاکم

امروزه بسیاری از پدیده های طبیعی بوسیله معادلات شامل مشتقات پاره ای قابل تبیین هستند. استخراج معادلات حاکم بر مسائل واقعی مهندسی در مقابل حل آن از دشواری کمتری برخوردار است. اگرچه در پاره ای از موارد ساده حل تحلیلی معادلات مذکور امکان پذیر است، لکن در بسیاری از مسائل بکارگیری روشهای تحلیلی میسر نمیباشد. در اینصورت استفاده از روشهای عددی حل مسائل میتواند بعنوان ابزار مفیدی در تجزیه و تحلیل پدیده های مهندسی مورد رویکرد واقع گردد. برای حل عددی معادله اصلی حاکم بر پدیده تولید و پخش دو بعدی دما، میتوان آنرا با فرم عمومی زیر در نظر گرفت.

$$\frac{\partial T_n}{\partial t} + \alpha_n \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \frac{\partial T}{\partial x_i} \right)_n = S_n \quad (i=1,2) \quad (21)$$

می توان این معادله را برای  $n$  گره در قالب شکل ذیل بازنویسی کرد.

$$\frac{\partial T_n}{\partial t} + \left( \frac{\partial}{\partial x_i} F_i^T \right)_n = S_n \quad (i=1,2) \quad (22)$$

که در آن پارامتر مجهول  $T$  دما می باشد.  $F_i^T$  شار پخشودگی (Diffusion Flux) پارامتر  $T$  دما در راستای  $S_n$  چشمه (Source) تولید می باشد.

از جمله روشهای عددی کارآمد برای حل عددی این نوع معادلات سهموی، روش گرهی گالرکین برای شبکه اجزاء محدود مثلثی (شامل اجزاء سه گرهی) می باشد. با این روش جوابهای مناسبی برای معادلات انتقالی و پخشودگی بدست آمده است [9,10]. بر مبنای روش گالرکین پس از ضرب متغیرهای وابسته در تابع آزمون  $\phi$  خطی در هر جزء شبکه، معادلات در هر زیر حوزه حل  $\Omega$  به مرکز گره  $n$  انتگرال گرفته می شوند.

$$\int_{\Omega} \left( \frac{\partial T_n}{\partial t} \right) \phi d\Omega + \int_{\Omega} \left( \frac{\partial F_i^d}{\partial x_i} \right)_n \phi d\Omega = \int_{\Omega} S_n \phi d\Omega \quad (i=1,2) \quad (23)$$

لازم بذکر است که تابع آزمون  $\phi$  مربوط به هر گره، بعنوان تابع درونیایی خطی، در محل آن گره مقدار واحد و در سایر گره ها مقدار صفر بخود میگیرد. بعد از انتگرال گیری جزء بجزء رابطه (۲۳) و حذف عباراتی که انتگرال آن صفر است خواهیم داشت:

$$\int_{\Omega} \left( \frac{\partial T_n}{\partial t} \right) \phi d\Omega = \int_{\Omega} \left( F_i^d \frac{\partial \phi}{\partial x_i} \right)_n d\Omega + \int_{\Omega} S_n \phi d\Omega \quad (i=1,2) \quad (24)$$

انتگرال طرف چپ با در نظر گرفتن اینکه شار دما  $F_i^d$  در داخل هر مثلث بصورت پاره ای ثابت است، برای هر عنصر مثلثی (در شبکه دو بعدی) چنین نوشته میشود:

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Lambda} \phi T d\Lambda = \frac{\Lambda}{3} \frac{dT}{dt} \quad (25)$$

که در آن  $\Lambda$  سطح عنصر مثلثی متصل به گره  $n$  مرکز حجم کنترل  $\Omega_n$  می باشد. با توجه به اینکه برای مقادیر مجهول در هر گره  $n$  از مثلث، تابع آزمون  $\phi$  در گره های غیر از  $n$  صفر میباشد، عبارت اول طرف راست معادله (۲۴) برای هر جزء مثلثی شبکه (دو بعدی) باین صورت نوشته میشود:

$$\int_{\Lambda} F_i^d \frac{\partial \phi}{\partial x_i} d\Lambda = -\frac{1}{2} F_i^d \sum_{k=1}^3 (\Delta l_i)_k \quad (26)$$

برای محاسبه عبارت چشمه، عبارت دوم طرف راست معادله (۲۴)، برای یک جزء مثلثی میتوان نوشت:

$$\int_{\Lambda} \phi S d\Lambda = \frac{\Lambda}{3} S \quad (27)$$

لازم بذکر است که در محاسبه معادله (۲۶) بایستی جهت استاندارد (پادساعتگرد) را رعایت کرد. در صورتیکه روابط جبری بدست آمده از (۲۵)، (۲۶) و (۲۷) برای آن دسته از اجزاء شبکه که در گره  $n$  مشترکند با یکدیگر جمع شوند، مشارکتهای اضلاع داخلی حجم کنترل  $\Omega_n$  بدلیل تفاوت علامت اجزاء مجاور با یکدیگر حذف شده و فقط اضلاع خارجی حجم کنترل در محاسبات مربوط به گره  $n$  نقش ایفا مینمایند. پس از انجام عملیات ریاضی و ساده سازی، معادله بالا برای مسائل دو بعدی (روی شبکه عناصر مثلثی) برای هر نقطه گرهی  $n$  بشکل معادله جبری ذیل قابل نوشتن میباشد [9,10].

$$\Omega_n \frac{dT_n}{dt} = \Omega_n S_n - \frac{3}{2} \left( \sum_{k=1}^N F_i^d \Delta l_i \right)_n \quad (i=1,2) \quad (28)$$

که در آن  $N$  تعداد اضلاع محیطی حجم کنترل  $\Omega_n$  و  $\Delta l_i$  مولفه راستای  $i$  از بردار عمود بر اضلاع خارجی حجم کنترل  $\Omega_n$  می باشد.

همانگونه که مشاهده می شود در صورتیکه مقادیر متغیرهای وابسته فقط در نقاط گرهی مورد نظر باشد، معادله جبری حاصل فاقد تابع آزمون  $\phi$  خواهد بود. این نتیجه صرفه جویی قابل ملاحظه ای را در انجام محاسبات در پی خواهد داشت. لکن در غیاب تابع شکل لازم است در مناطقی از جریان که گرادیان تغییرات متغیرهای وابسته زیاد هستند برای حفظ دقت بر تعداد نقاط گرهی افزود. برای گام زنی زمانی صریح در محاسبه دمای هر نقطه گرهی با استفاده از رابطه (۲۸) میتوان نوشت:

$$T_n^{t+\Delta t} = T_n^t + \Delta t \left[ S_n - \frac{3}{2\Omega_n} \left( \sum_{k=1}^N F_i^d \Delta l_i \right)_n \right] \quad (i=1,2) \quad (29)$$

با استفاده از قابلیت پخش حرارتی ( $\alpha = k/\rho C$ ) با واحد  $m^2/s$  که نشانگر قابلیت جسم جهت تغییر در دمای آن میباشد، میتوان معیاری برای سرعت انتقال دما در سطح، در هر گره  $n$  بصورت تناسب زیر بدست آورد.

(۳۰)

$$\frac{\Omega_n}{\Delta t} \approx \alpha_n$$

بنابر این میتوان مقدار مناسب گام زمانی را چنین در نظر گرفت:

(۳۱)

$$\Delta t = \frac{\Omega_n}{k\alpha_n}$$

که در آن  $k$  ضریب تناسب است. اما در استفاده از شبکه های بدون ساختار، ممکن است سطح  $\Omega_n$  برای گره های مختلف متفاوت میباشد و در صورت منظور نمودن چند نوع مصالح (بتن و سنگ پی)، قابلیت پخش حرارتی  $\alpha_n$  گرهها نیز متنوع است. لذا برای حفظ

پایداری حل صریح و حفظ دقت زمانی مسئله لازم است گام زمانی برای کلیه گره ها، به گام زمانی گرهی که دارای کندترین سرعت انتقال دما در سطح می باشد محدود شود. پس گام زمانی به حداقل مقدار آن در کل حوزه حل چنین محدود میشود.

$$\Delta t = \frac{1}{k} \left( \frac{\Omega_n}{\alpha_n} \right)_{\min} \quad (32)$$

$F_i^d$  شار پخشودگی دما در راستای  $i$  در جزء مثلثی  $\Lambda$  متناظر با  $\Delta l_i$  در حجم کنترل  $\Omega_n$  میباشد. در این رابطه  $F_i^d$  شار دما محاسبه شده در راستای  $i$  برای جزء  $\Lambda$  شبکه میباشد. برای مثلث:

(33)

$$\int_{\Lambda} F_i^d d\Lambda = \int_{\Lambda} \left( \frac{\partial T}{\partial x_j} \right) d\Lambda = \sum_{m=1}^3 (\bar{T} \Delta l_i)_m$$

در اینجا  $(\Delta l_i)_k$  مولفه ضلع خارجی  $m$  جزء  $\Lambda$  شبکه است که عمود بر آن در راستای  $i$  می باشد و  $\bar{T}$  متوسط دمای آن ضلع است. بنابراین از رابطه (33) خواهیم داشت:

$$F_i^d = \frac{1}{\Lambda} \sum_{m=1}^3 (\bar{T} \Delta l_i)_m \quad (34)$$

با توجه باینکه چشمه حرارت زایی برای هر نقطه گرهی  $n$  واقع در بدنه بتنی با رابطه  $S_n = \alpha_n \dot{Q}(t_e)_n / \kappa_n$  تعریف میشود، بنابراین پارامترهای  $\alpha$ ،  $\kappa$  و  $Q(t_e)$  در گره و زمان مورد نظر مورد استفاده قرار گیرد. اگر دو عامل  $\alpha$  و  $\kappa$  را مستقل از زمان در نظر بگیریم و یا بعبارت دیگر آنها را تابعی از حرارت و مراحل گیرش بتن لحاظ نکنیم، برای محاسبه  $S_n$  در هر گام زمانی تنها بایستی مقدار  $\dot{Q}(t_e)$  تازه گردد.

با توجه به رابطه (۱۶)، برای محاسبه مقدار  $\dot{Q}(t_e)$  در هر گام زمانی با استفاده از دو عبارت  $dQ(t_e)/d(t_e)$  و  $d(t_e)/dt$  صورت میپذیرد. برای محاسبه جمله  $d(t_e)/dt$  از روابط جبری (۱۷) یا (۱۸) استفاده میگردد و عبارت  $dQ(t_e)/d(t_e)$  میتوان با کمک روابط جبری (۱۹) یا (۲۰) بدست آورد. اما باید توجه داشت که  $dQ(t_e)/d(t_e)$  در هر گره خود تابعی از  $t_e$  آن گره میباشد که بایستی طبق رابطه (۱۲) بصورت تجمعی از زمان بتن ریزی در گره مورد نظر مورد محاسبه قرار گیرد.

## ۵- شرایط اولیه و شرایط مرزی

بعنوان شرایط اولیه، لازم است دمای اولیه بتن و همچنین پی سد جهت شروع محاسبات تعیین پروفیلهای دمایی مشخص باشد. این دما بر اساس شرایط خاص هر پروژه قابل تخمین بوده و به عنوان اطلاعات ورودی برنامه در نظر گرفته میشود. شرایط مرزی در سطح خارجی بتن بشکل زیر در نظر گرفته میشود.

(35)

$$\kappa \frac{dT}{dn} + q = 0$$

که در آن  $q$  روند تبادل حرارت به ازای واحد سطح بین بتن و محیط اطراف بوده و واحد آن میباشد. برای مسائل دوبعدی رابطه فوق بشکل ذیل نیز ارائه شده است [7,8].

$$\kappa \left( \frac{\partial T}{\partial x} n_x + \frac{\partial T}{\partial y} n_y \right) + q = 0 \quad (36)$$

که در آن  $n_x$  و  $n_y$  کسینوسهای هادی (*Direction Cosine*) بردار عمود بر سطح بتن میباشد. روند تبادل حرارت سطح بتن و محیط اطراف یعنی  $q$  عمدتاً توسط سه مکانیزم تبادل حرارت شامل:  $q_c$  تبادل حرارت توسط انتقال سطحی (*Convection*)،

دفع حرارت از سطح بتن به محیط توسط تشعشع موج بلند (*long Wave Radiation*) و  $q_s$  جذب حرارت توسط سطح بتن از طریق تشعشع خورشیدی (*Solar Radiation*) می‌باشد. باین ترتیب

$$q = \pm q_c + q_r - q_s \quad (37)$$

که در آن ( $q_c$ ) روند انتقال حرارت از سطح (*Convection*) از طریق حرکت هوا می‌باشد و به اختلاف دمای سطح بتن و هوای محیط بستگی دارد. بنابراین:

$$q_c = h_c (T_s - T_{air}) \quad (38)$$

$T_s$  دمای سطح بتن  $T_{air}$  دمای هوا ( $^{\circ}C$ ) و  $h_c$  ضریب انتقال حرارتی ( $W/m^2 \cdot ^{\circ}C$ ) می‌باشد. مقدار  $h_c$  بستگی به عواملی نظیر سرعت جریان هوا دارد.

رابطه زیر جهت تعیین روند تبادل حرارت از طریق تشعشع موج بلند (*Long Wave Radiation*)،  $q_r$  بکار می‌رود [7].

$$q_r = h_r (T_s - T_{air}) \quad (39)$$

که در آن  $h_r$  ضریب انتقال حرارت از طریق تشعشع بر حسب ( $W/m^2 \cdot ^{\circ}C$ ) می‌باشد.  $T_s$  دمای سطح بتن،  $T_{air}$  دمای محیط و  $h_r$  به وضعیت پخش تشعشع سطح بتن (*Emissivity*) و ثابت استفان-بولتزمن *Stephan-Boltzman* دارد.

انرژی جذب شده توسط سطح بتن از تابش خورشید (*Short Wave Radiation*)، بستگی به عوامل متعددی نظیر ساعت روز زاویه تابش آفتاب عرض جغرافیایی، میزان ابری بودن هوا و امتداد سازه دارد. مشخص است که مقدار  $q_s$  در ساعات شب برابر صفر خواهد بود. مقدار  $q_s$  توسط رابطه ذیل داده می‌شود [6].

$$q_s = \alpha I_n \quad (40)$$

$\alpha$  ضریب جذب انرژی خورشیدی (*Surface Absorbtion*) که مقدار آن برای مواد بین  $0 \leq \alpha \leq 1$  می‌باشد. و  $I_n$  تشعشع خورشیدی عمود بر سطح (*Incident Normal Solar Radiation*) می‌باشد.

در محاسبه انتقال حرارت از سطح  $q_c$  از رابطه (38) و انتقال حرارت از طریق تشعشع موج بلند  $q_r$  از رابطه (39) بایستی دمای هوای محیط  $T_{air}$  مورد استفاده قرار گیرد. دمای هوای محیط می‌تواند با استفاده از مقادیر میانگین روزانه  $(T_{air})_{mean}$  اعمال گردد. گزینه دیگر برای اعمال دقیقتر نوسانات دمای هوای محیط، تطبیق دادن تابع سینوسی با نوسانات دمای روزانه می‌باشد.

$$T_{air} = (T_{air})_{mean} + [(T_{air})_{max} - (T_{air})_{min}] \sin \frac{2\pi}{24} t \quad (41)$$

$$T_{mean} = (T_{max} + T_{min}) / 2 \quad \text{می‌باشد.}$$

## ۶- شیوه عددی اعمال شرایط اولیه و مرزی

بعنوان شرایط اولیه، جهت شروع محاسبات تعیین پروفیل‌های دمایی لازم است دمای اولیه بتن و همچنین پی سد مشخص باشد. دمای اولیه بتن بر اساس شرایط خاص هر پروژه به عنوان اطلاعات ورودی برنامه در نظر گرفته شده و دمای پی سد متناسب با دمای میانگین هوای محیط سد و پی تخمین زده می‌شود.

بطور کلی شرایط مرزی بکار اعمال شده در این کار عبارتند از شرایط مرزی نیومن و شرایط مرزی آزاد. شرایط مرزی نیومن با استفاده از گرادیان دما در مجاورت نقاط گرهی روی مرز اعمال می‌گردد [11, 12]. چنین گرادیانی می‌تواند با استفاده از معادله ذیل برای سطوح عمود بر جهت  $\hat{n}$  قابل اعمال است.

$$(42)$$

$$\kappa \frac{dT}{d\hat{n}} + q = 0$$

پارامتر های این معادله در بخش ۵ تشریح شده است. شرایط مرزی آزاد برای گره هایی صادق است که نه گرادیان دما در آن معلوم است و نه مقدار آن پارامتر مشخص و قابل اعمال است. لذا هیچکدام از شرایط دریاخه و نیومن قابل کاربرد نیست. پس در این وضعیت میتوان مقدار محاسبه شده در گره مرزی را حفظ نمود و یا اینکه مقدار پارامتر دما را از گره های داخلی برون یابی کرد. بکارگیری روش برون مناسب میتواند از انعکاس پارامتر دما بسمت محیط محاسبات جلوگیری نماید [13]. شرایط مرزی آزاد در نقاط گرهی مرز دوردست قابل اعمال است. چنین نقاطی گره های مرزی نماینده انتهای محاسباتی شبکه پی سد میباشند.

## ۷- گسسته سازی محیط حل

در مسئله حاضر محیط حل عددی شامل جسم بتنی سد و پی آن میباشد. با توجه به نظم هندسه مقطع سد و به منظور ایجاد امکان حرکت مرزبالایی سطح بتن ریزی به تناسب افزایش حجم بتن ریزی، استفاده از شبکه با ساختار برای گسسته سازی جسم سد روند تحلیل را تسهیل مینماید.

بر خلاف بخش بتنی سد که دارای شکل هندسه با قاعده و مصالح با خواص همگن میباشد، ممکن است پی آن از لایه های نامنظم شامل جنسهای مختلف سنگ پی با مشخصات هندسی بی قاعده تشکیل شده باشد. لذا مناسب است که گسسته سازی آن بوسیله شبکه بدون ساختار مثلثی که قابلیت مدل سازی محیط های دارای شکل نامنظم و پیچیده را در اختیار قرار میدهد، انجام پذیرد. بدین ترتیب قابلیت لحاظ پی ناهمگن امکان پذیر میگردد.

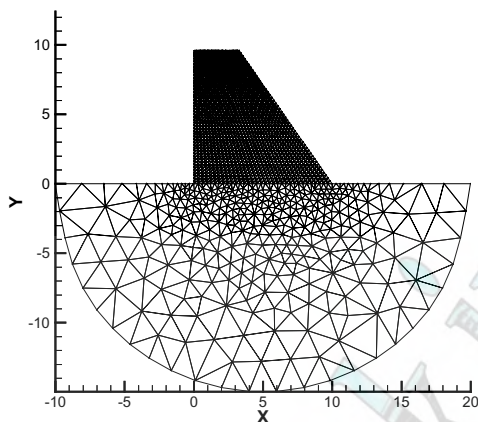
در کار حاضر پی سد با استفاده از شبکه بدون ساختار مثلثی به زیر حوزه های کوچک تقسیم شده است. در فرهنگ مدلسازی عددی این نوع شبکه بنام شبکه اجزاء محدود (*Finite Element Mesh*) نیز شناخته می شوند [14]. شبکه المانهای بدون ساختار مثلثی مورد استفاده در پی با کمک شیوه مثلث بندی دلاونی (*Deluaney Triangulation*) تولید گشته است. این شبکه قابلیت ریز نمودن موضعی فواصل نقاط گرهی اندازه عناصر مثلثی را با منظور نمودن نقاط و خطوط معیار (*Source Points and Lines*) دارای می باشد. این شبکه با تعریف دو دسته داده، مختصات نقاط گرهی و نقاط مرتبط به هر مثلث، قابل تعریف است. بعبارت دیگر نشانی هر نقطه گرهی بعلاوه سه شماره گره تشکیل دهنده هر عنصر مثلثی بصورت صریح تعریف می گردند [15].

استفاده از شبکه بندی بدون ساختار مثلثی جهت گسسته سازی پی سد دو امکان مهم را فراهم میآورد. یکم، تشکیلات زمین شناسی با مرزهای نامنظم با استفاده از مثلث قابل شبکه بندی می شوند و دوم، ریز کردن شبکه پی در مجاورت جسم سد و درشت کردن اندازه شبکه پی در نواحی دور از سد می تواند انعطاف پذیری زیادی را در نحوه توزیع نقاط گرهی بدست آورد. این مهم بالا بردن دقت و کارایی (صرفه جویی در حجم محاسبات) را به ارمغان می آورد.

بدنه سد بتن غلتکی دارای منحنی های مرزی یکنواخت و مشخصی میباشد و عمر بتن آن نیز بصورت لایه ای-افقی تغییر مینماید. لذا میتوان در ادامه شبکه بندی پی، شبکه بدنه بتنی سد را به شیوه با قاعده و ساختارمند توسعه داد. بدین ترتیب امکان خوبی در کنترل اندازه لایه ها و ترتیب انجام محاسبات آنان در اختیار قرار میگردد.

در تدوین شبکه بندی با ساختار نقاط گرهی از تقاطع دو دسته ردیفهای سطری و ستونی بدست میآیند. سپس با منظور نمودن دسته ای از راستاهای کج میتوان دو مثلث در سطح بین هر چهار نقطه گرهی گنجانند. در این نوع شبکه بندی بدنه سد شکل منحنی های بالادست و پایین دست سد نیز قابل اعمال است. در شکل ۱ نمونه شبکه مثلثی برای مدلسازی عددی جسم سد بتنی با قاعده و ارتفاع مساوی و برابر ده متر بر روی پی سنگی متشکل از اجزاء بدون ساختار مثلثی آورده شده است.

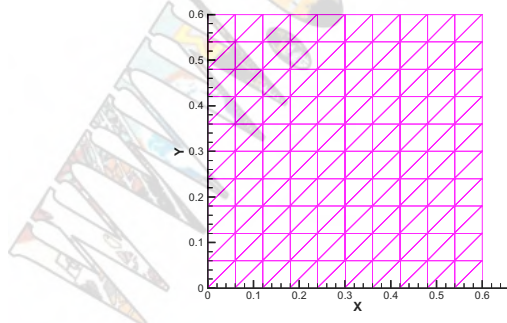




شکل ۱- ترکیب شبکه با ساختار بدنه سد و شبکه بدون ساختار پی (قاعده و ارتفاع ۱۰ m، شیب پایین دست ۰٫۷)

#### ۸- صحت یابی مدل تحلیل تولید و توزیع حرارت در بتن

جهت اطمینان از صحت نتایج حاصل از الگاریتم، موارد آزمونی جهت ارزیابی کیفی نتایج آن گرفته شد. در این کار نتایج اندازه گیریهای انجام شده بر روی یک نمونه مکعب  $60 \times 60 \times 60 \text{ cm}$  از بتن با عیار ۴۵۰ کیلوگرم سیمان بر مترمکعب جهت صحت یابی نتایج مدل عددی استفاده شده است [8]. برای انجام چنین مقایسه ای مشخصات بتن از قرار  $\kappa = 9(KJ/m^{\circ}ch)$  و  $\alpha_c = 0.0038 (m^2/h)$  منظور گردید. معادل مقطع بلوک بتنی با شیوه ساختارمند شبکه بندی گردید. این شبکه منثلی که نقاط گرهی آن دارای فواصل 6 cm میباشد، در شکل ۲ دیده میشود.



شکل ۲- شبکه بندی ساختارمند منثلی یک بلوک  $60 \times 60$  سانتیمتر بتنی

در آزمون وضعیت بتن قالب بندی شده (شرایط مرزی نیمه عایق) برای مقدار سیمان  $C(Kg/m^3)$  جمله آهنگ حرارت زائی بتن و پخشودگی دما با بکار گیری روابط (۱۷) و (۲۰) چنین در نظر گرفت.

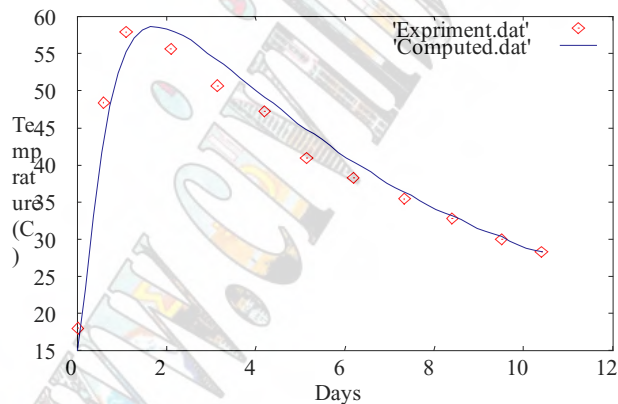
$$\begin{aligned} \dot{Q}(t_e) &= C \left( \frac{dQ(t_e)}{d(t_e)} \right) \left( \frac{d(t_e)}{dt} \right) \\ &= CnbE[t_e]^{-n-1} \exp[-b[t_e]^{-n}] 2^{0.1(T-T_e)} \end{aligned} \quad (43)$$

ضرائب رابطه بالا بر اساس تجربه مرجع [8] برای بلوک  $60 \times 60$  cm ساخته شده از بتن با عیار  $(Kg/m^3)$  ۴۵۰، با در نظر گرفتن ، چنین استخراج میشود.

$A$	$E$	$B$	$n$
$(Cal/gr)$	$(Cal/gr)$	$(hr^n)$	$(-)$
3.0	78.5	7.0	0.42

برای اعمال شرایط مرزی گرادیان دما بر روی سطوح بتن، حداقل و حداکثر دمای هوای محیط بترتیب  $10^\circ C$  و  $20^\circ C$  در رابطه (۴۱) منظور گردید. دمای هوای محیط در زمان بتن ریزی نیز  $15^\circ C$  در نظر گرفته شد. لازم بذکر است که بلوک بتنی در سایه بوده و تابش آفتاب اثری بر آن نداشته است. پس میتوان در رابطه (۴۰) فرض کرد که  $\alpha = 0$  است. از طرف دیگر در تمام مدت ده روزه اندازه گیری قالب بندی از اطراف بلوک برداشته نشده است. پس فرض عدم انتقال حرارت از طریق امواج بلند از سطح بتن نیز، با فرض  $h_p = 0$  لحاظ گشته است. چنین وضعیتی در بخشهای مرکزی بتن لایه ای سد بتن غلطکی که تبادل آزاد حرارت از آن صورت نمیپذیرد مصداق دارد.

در مرجع مذکور نتایج میانگین اندازه گیریهای انجام شده در سه نقطه از بلوک بتنی (در مرکز و دو نقطه مجاور سطح بتن) برای مدت ده روز آورده شده است. مقایسه این نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از محاسبات عددی حاضر در نمودار شکل ۳ ارائه شده است.



شکل ۳- مقایسه اندازه گیریهای آزمایشگاهی [۸] و نتایج مدل عددی

## ۹- اعمال شرایط بتن ریزی لایه ای

برای محاسبه صحیح حرارت زائی بتن، پیوستگی تاریخچه حرارت زائی و حرارتی مناطق مختلف لایه های متفاوت بایستی حفظ و نگهداری شود. چرا که روند حرارت زائی هر نقطه از بتن به دمای اولیه ، سن بتن و تغییرات دما در خلال عمر آن بستگی پیدا میکند. بنابر این لحاظ زمان شروع بتن ریزی هر لایه و حفظ زمان معادل برای نقاط مختلف لایه ها، که خود تابع تاریخچه حرارتی آن نقاط میباشد، تاثیر ویژه ای بر دقت محاسبات دارد. از طرف دیگر نوسانات دمای هوای محیط از سطح بالائی لایه ها و جدار جناحین در خنک شدن بتن تاثیر شدید دارد. در عوض لایه های زیرین نقش گرم کننده لایه جدید فوقانی را ایفا مینمایند.

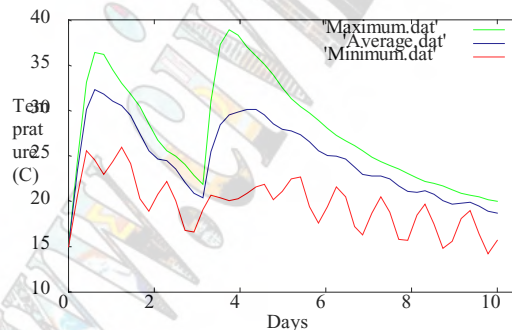
در حالت بتن ریزی چند لایه محیط حل بتدریج توسعه مییابد و لذا لازم است شبکه اجزاء مورد استفاده جهت گسسته سازی محیط نیز متناسباً گسترش یابد. از طرف دیگر در شرایط مرزی متناظر بر بخشهای مختلف حوزه حل بایستی مرتباً تجدید نظر شده تغییرات مناسب منظور گردد. با افزایش وسعت میدان حل شرایط مرزی دیواره های آن هم قابل توسعه میباشد. اما تغییر در شرایط مرزی سطح

بالائی بتن با پیچیدگی بیشتری در الگاریتم حل همراه است. چرا که با بتن ریزی لایه جدید، سطوح بالائی لایه های قبلی بایستی جزو نقاط درونی حوزه حل محسوب گردند و مرز بالایی جدیدی مجدداً تعریف گردد. بنابراین در اینجا با حل مسئله ای با مرزهای دارای حرکت تدریجی سروکار پیدا میکنیم.

برای تحلیل با چنین سیستمی مناسب است که ابتدا کل حوزه نهائی مورد نظر برای حل را کاملاً شبکه بندی مثلثی نمود. در اینصورت میتوان نقاط گرهی و اجزاء مثلثی شبکه را بتدریج فعال و مورد استفاده قرار داد و متناسباً شرایط مرزی شبکه بکار گرفته شده در زمان مورد نظر را تعریف و اعمال نمود. بدین ترتیب شرایط مرزی شبکه در زمانهای قبل از بین خواهد رفت و تنها شرایط مرزی جدید اعمال خواهد شد.

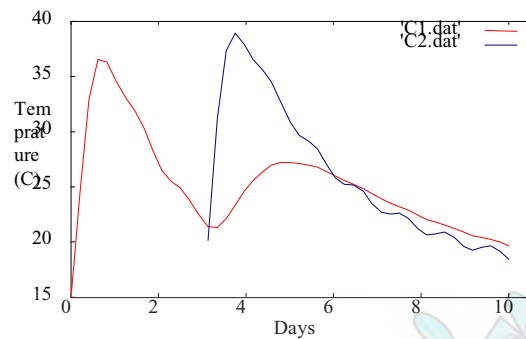
با چنین الگاریتمی آخرین پارامترهای حل بدست آمده از محاسبات بعنوان شرایط اولیه شبکه شامل لایه جدید اعمال میشود. در قسمت لایه جدید شبکه نیز پارامترهای شرایط اولیه بتن تازه اعمال میگردد. نتیجتاً، ضمن حفظ تاریخچه حل، انعطاف پذیری مناسب در اعمال تجدید نظرهای لازم در پارامترهای لایه جدید فراهم میاید. پارامترهایی همچون ضخامت لایه، فاصله زمانی بتن ریزی لایه بعدی، دمای محیط، دما و سایر مشخصات بتن تازه.

در این قسمت به آزمایش الگاریتم تدوین یافته با توجه به مسائل ذکر شده در قسمت قبل پرداخته میشود. بمنظور ایجاد توان تحلیل لایه به لایه سازه بتنی، تغییرات و تمهیدات اساسی به مدل تحلیل تولید و پخش حرارت در سازه بتنی و پی اعمال گردید. برای اطمینان از صحت عملکرد مدل عددی، اجرای دو بلوک بتنی  $60 \times 60 \text{ cm}$  با عیار  $450$  کیلوگرم سیمان در مترمکعب با فاصله زمانی سه روز بر روی هم (روی پی سنگ آهکی) در نظر گرفته شد. دیواره های مقطع دو بعدی با قالب های دائم (شرایط نیمه عایق) نگهداری شدند و سطوح بالا و پایین بلوکها بدون عایق بندی منظور گردید. فرض شده است که دمای هوای محیط بین  $10$  تا  $20$  درجه سانتیگراد نوسان مینماید. دمای اولیه بتن  $15$  درجه سانتیگراد فرض شده است.



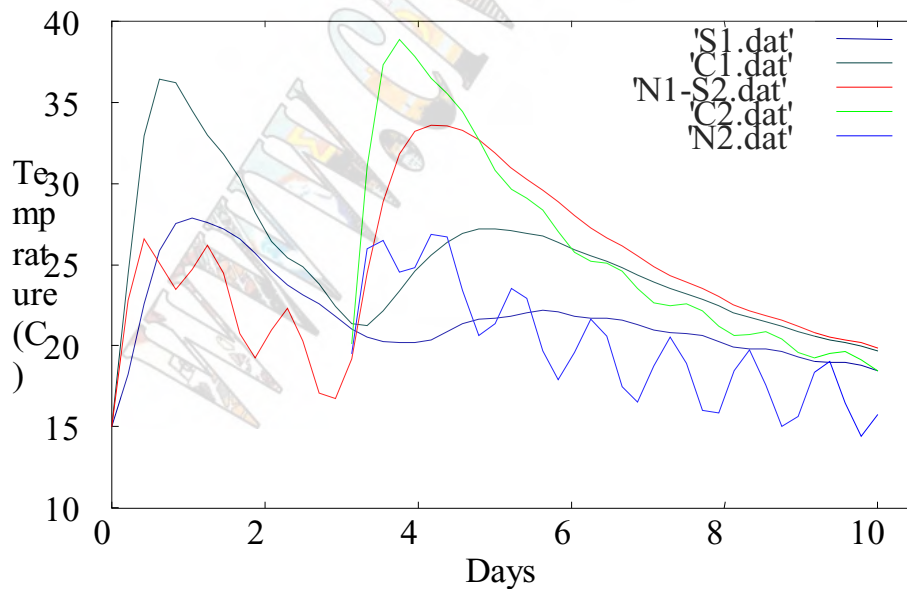
**شکل ۴- مقایسه کمینه، میانگین و بیشینه نتایج دمای محاسبه شده سازه بتنی دو لایه با فاصله زمانی اجرائی سه روز**

جهت بررسی نتایج حاصل از تحلیل عددی بتن ریزی دو لایه، نمودارهای شکل ۴ نوسانات کمینه، میانگین و بیشینه دمای کل سازه بتنی به نمایش گذاشته شده است. لازم به یادآور است که کل سازه بتنی در روز سوم بتن بار تفاع  $60 \text{ cm}$  و بعد از روز سوم بتن بار تفاع  $120 \text{ cm}$  را شامل میشود. همانگونه که ملاحظه میشود نمودارهای میانگین و بیشینه دما دارای دو قله متناظر با زمان حرارت زائی بیشینه دما در دو لایه (بلوک بتنی) میباشد. در عوض نمودار دمای کمینه به سمت پیروی از نوسانات دمای هوای محیط (بین  $10$  تا  $20$  درجه سانتیگراد) میل میکند. این واقعیت نشان میدهد که نقاط با دمای کمینه در مرزهای مجاور هوای سازه بتنی قرار دارند.



شکل ۵- مقایسه نتایج محاسبات دمای مراکز دو لایه بتن (C1 بلوک زیر و C2 بلوک بالا)

نمودارهای شکل ۵ تغییرات دمای نقاط مرکزی دو لایه (بلوک بتنی) را نشان میدهد. نمودار تغییرات دمای مرکز لایه زیرین دارای دو قله است که یکم مربوط به زمان حرارت زائی بیشینه خود لایه و دوم متناظر با زمان حرارت زائی بیشینه لایه اجرا شده بر روی آن میباشد. در حالیکه در نمودار تغییرات دمای مرکز لایه دوم فقط قله مربوط به زمان حرارت زائی بیشینه خود لایه دیده میشود چرا که لایه دیگری روی آن اجرا نشده است. لازم بذکر است که چون قبل از سه روز در مرکز لایه دوم بتنی وجود ندارد، قسمت پیش از سه روز در نمودار تغییرات دمای مرکز لایه دوم نشانگر نوسانات دمای هوای محیط میباشد. در شکل ۶ نمودار تغییرات دمای نقاطی بر روی محور عمودی وسط سازه بتنی آورده شده اند. این نمودارها مربوط به نقاط وسط سطوح بالا و پایین به همراه نقطه مرکز لایه ها میباشد. مقایسه این نمودارها در کنار یکدیگر نمایشی از روند حرارتی متفاوت برای نقاط مختلف واقع در خط مرکزی سازه را نشان میدهد.



شکل ۶- دمای محاسبه شده در نقاط واقع بر روی محور عمودی سازه دو لایه بتنی که با فاصله زمانی سه روز اجرا شده اند (برای

لایه های 1 و 2 ; C : نقطه مرکز، S : سطح زیر، N : سطح بالا)

### ۱۰- کاربرد عملی

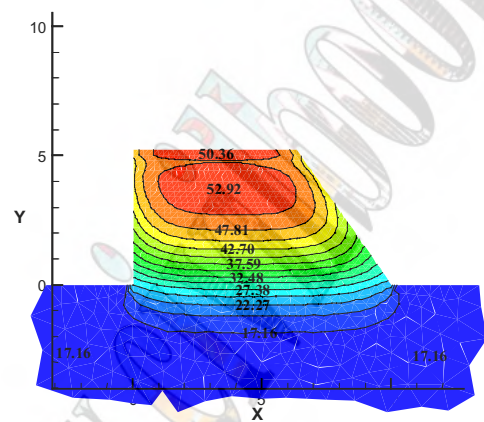
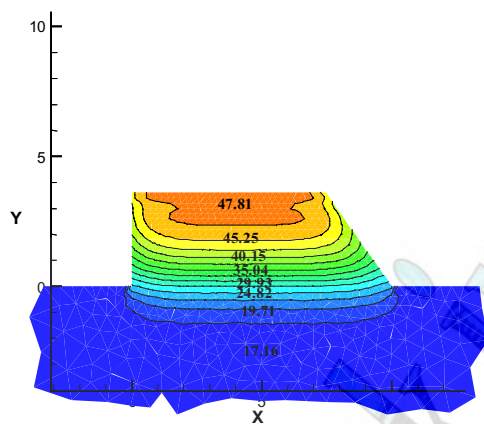
در این بخش اعمال شرائط مرزی متحرک بر روی سازه بتنی دارای شیب دیواره مورد بررسی قرار میگیرد. برای این منظور سازه بتنی با عرض پایه ده متر و ارتفاع ده متر بر روی سنگ پی سنگ آهکی در نظر گرفته شد. در دیواره سازه شیب  $0.7:1$  اعمال گردید و دیواره دیگر کاملاً عمودی در نظر گرفته شد. این شکل شرائط دیواره های پایین دست و بالادست سد را شبیه سازی مینماید.

شکل ۱ شبکه اجزاء تهیه شده برای این آزمون را نشان میدهد. ارتفاع مثلثهای شبکه بندی داخل سازه بتنی با توجه به ضخامت مورد نظر جهت بتن ریزی  $20\text{ cm}$  در نظر گرفته شده است بدین ترتیب امکان بتن ریزی لایه ای با ضخامت هر لایه برابر مضربی از ارتفاع مثلثها امکان پذیر میباشد. ضخامت هر لایه بتن ریزی متناسب با شبکه اجزاء آورده شده در بالا  $40\text{ cm}$  در نظر گرفته شد.

فاصله زمانی بین بتن ریزی هر لایه با بتن عیار سیمان  $250\text{ kg/m}^3$  و با دمای اولیه بتن  $15$  درجه سانتیگراد یکروز لحاظ گردید. فرض شد که دیواره های مقطع دو بعدی با قالب های دائم (شرایط نیمه عایق) نگهداری میشوند. نوسانات دمای هوای محیط بین  $10$  تا  $20$  درجه سانتیگراد فرض گردید.

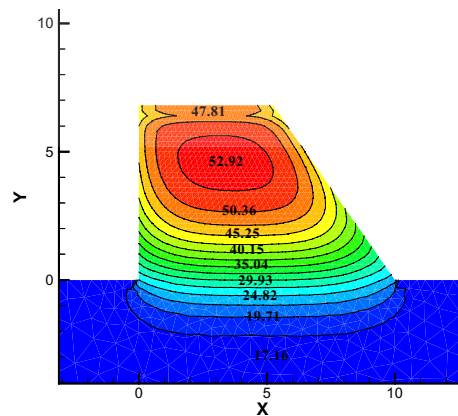
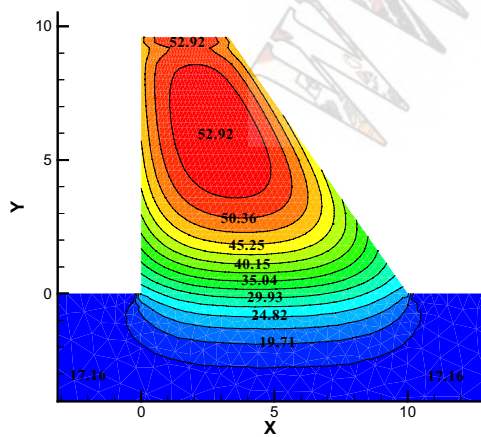
اشکال ۷ نتایج خروجی از مدل را در زمانهای مختلف ساخت سد نمونه را نشان میدهند. روند زمانی توزیع دما در حین ساخت و پس از پایان کلیه مراحل بتن ریزی روند منطقی و معقولی را نشان میدهد. لذا علاوه بر مشاهده خروجیهای قابل استنتاج مدل تدوین شده، میتوان بر عدم تاثیر سوء شیب در دیواره ها بر نحوه اعمال شرائط مرزی دیواره مربوطه اطمینان حاصل نمود





شکل ۷-ب- مناطق هم دما در نیمه مراحل ساخت

شکل ۷-الف- مناطق هم دما در یک سوم مراحل ساخت



شکل ۷-د- مناطق هم دما در اتمام مراحل ساخت

شکل ۷-ج- مناطق هم دما در دو سوم مراحل ساخت

گسترش داده شده توسط سیویل بوک

## ۱۱- نتیجه گیری

در نظر گرفتن مسائل حرارتی برای سدهای بتن غلتکی بدلائل متعددی از حساسیت ویژه ای برخوردار است. با توجه به مبانی تئوری حاکم بر پدیده تولید و انتقال حرارت در بدنه سدهای بتن غلتکی و تبادل حرارت با عوامل محیطی و پی سد، تدوین نرم افزار رایانه ای جهت تعیین پروفیل های دمایی این نوع سازه ها بعنوان یک طرح تحقیقاتی مورد اهتمام قرار گرفت.

نرم افزار تهیه شده این قابلیت را دارد که مسائل دوبعدی تولید و انتقال حرارت در بتن و پی سدهای RCC را با لحاظ نمودن روش ساخت مرحله ای و لایه به لایه (با ضخامت و فواصل زمانی بتن ریزی مورد نظر) تحلیل حرارتی نماید. در نرم افزار تدوین شده، معادله سهموی پخشودگی حرارت شامل عبارت چشمه حرارت زایی برای جسم بتن، بکار گرفته شد. آهنگ زمانی حرارت زایی بتن (چشمه حرارت زایی) بصورت تابعی از مشخصات حرارت زائی، دمای اولیه و تاریخچه حرارتی نواحی مختلف بتن تعریف شده است. همچنین روابط متداول برای اعمال شرایط مرزی متنوع تهیه و مورد مطالعه قرار گرفت.

جزئیات معادلات مشتقات جزئی حاکم بر پدیده مشخص گردید و روش حل عددی آن تشریح شد. با توجه به نظم هندسه مقطع سد و به منظور ایجاد امکان حرکت مرزبالایی سطح بتن ریزی به تناسب افزایش حجم بتن ریزی، جسم سد با استفاده از شبکه با ساختار گسسته میشود. در عوض پی سد بوسیله شبکه بدون ساختار مثلثی گسسته میگردد تا قابلیت لحاظ نامنظمیهای آن امکان پذیر باشد. با استفاده از گام زنی صریح زمانی و شیوه ضلع-مینا، معادلات تولید و پخش حرارت در سد بتن غلتکی و پی آن بروی شبکه بدون ساختار مثلثی مورد حل قرار گرفتند. در مراحل حل تاریخچه دمایی بتن حفظ و اثر آن در حرارت زایی بتن لایه های قبل و انتقال آن به لایه های جدید منظور گردید. نتایج آزمون مدل عددی دو بعدی تدوین یافته بر روی مقطع یک بلوک بتنی تطبیق نسبتاً خوبی با اندازه گیریهای آزمایشگاهی قبلی نشان داد. تحلیل توزیع دما در یک مقطع بتنی نیمه عایق توان روش بکار گرفته شده را در شبیه سازی مسائل کاربردی جریان دما به نمایش گذاشت.

مدل توسعه یافته در عین استفاده از دستگاه مختصات متعامد، قادر است مسائل عملی تولید و انتشار حرارت در محیطهای بلحاظ هندسی نامنظم و پیچیده را با دقت خوبی مدل نماید. در عین حال مدل تهیه یافته در اجرا بر روی رایانه های شخصی معمولی، علیرغم بکارگیری شبکه بدون ساختار، سرعت و دقت مناسبی را از خود نمایش میدهد. با بکارگیری نرم افزار اختصاصی تدوین شده، علیرغم پیچیدگی های موجود در محاسبه پروفیلهای دمایی نظیر شکل مقطع سد، وضعیت عایق بندی دیواره ها، خواص حرارت زائی و دمای اولیه بتن تازه، نوسانات دمای هوای محیط، ضخامت و زمان بتن ریزی لایه ها و جنس سنگ پی و لزوم بررسی تاثیر پارامترهای مختلف روی وضعیت حرارتی سدهای بتن غلتکی، مطالعات حرارتی این نوع سدهای بتنی میسر میگردد.

## ۱۲- قدردانی

از معاونت پژوهشی سازمان مدیریت منابع آب وزارت نیرو بخاطر تامین اعتبار مالی طرح تحقیقاتی و از شرکت تحقیقات مهندسی فرین کاو بجهت در اختیار قرار دادن امکانات سخت افزاری و نرم افزاری و ارائه مشورتهای کارشناسی جهت تدوین نرم افزار تحلیلگر تولید و انتشار دما در بتن تشکر و قدردانی میگردد.

## ۱۳- مراجع

- 1- Tatro S.B., Shrade E.K., "Thermal Analysis for RCC, a Practical Approach", Proceeding of the Conference: Roller Compacted Concrete 3, A.S.C.E., New York, 1992.
- 2- Hansen K.D., reinhardt W.G., "Roller Compacted Concrete Dams", Mac Grow Hill Company, New York 1991.
- 3- Gotfredson H.H., Idorn G.M., "Curing Technology at the force Bridge; Denmark", ACI S.P. 95, 1986, PP 17-33.
- 4- Bagheri A.R., "Early Age Thermal Effects in Conventional and Micro-Silica Concrete Linings, Ph.D. Thesis, University of Newcastle, U.K. 1990.

- 5- Wilson E.L., "The Determination of Temperatures Within Mass Concrete Structure", Report No. 68-17, Department of Civil Eng., University of California, Berkeley, 1968.
- 6- Tatro S.B., Shrader E.K., "Thermal Considerations for Roller Compacted Concrete, ACI Journal, Proceeding, Vol 82, No 2, March-April 1985, PP 119-128.
- 7- Lachemi M., Aitcin P.C., "Influence of Ambient and Fresh Concrete Temperatures on Maximum Temperature and Thermal Gradient in a High Performance Concrete", ACI Materials Journal, March-April 1997, PP 102-110.
- 8- Branco F.A., Mendes P.A., Mirambell E., "Heat of Hydration Effects in Concrete Structures", ACI Materials Journal, March-April 1992- PP 139-145.
- 9- Sykes L.A., "Development of a Two-Dimensional Navier-Stokes Algorithm for Unstructured Triangular Grids", ARA Report 80, April 1990.
- 10- Yazdi S.R.S., "Simulation at the Incompressible Flow Using the Artificial Compressibility Method", Ph.D. Thesis, University of Wales, Swansea, 1997.
- 11- Patankar S.V., "Numerical Heat Transfer and Fluid Flow", McGraw Hill, 1980.
- 12- Reddy J.N., "An Introduction to the Finite Element Method", McGraw-Hill, Mathematics and Statistics Series, 1984.
- 13- Anderson D.A., Tannehill J.C., Pletcher R.H., "Computational Fluid Mechanic and Heat Transfer", Combridge Hemispher Press, 1984.
- 14- Weatherill N.P., "A Reriew of Mesh Generation", Special Lecture, Advances in Finite Element Technology, Civil-Comp press. Edinbrough, 1996, pp. 1-10.
- 15- Weatherill N.P., "A Method for Generating Irregular Computational Grid in Multiply Connected Planar Domain", Int. J. of Num. Methods in Fluids, 8, 1988, pp: 181-197.

## مساله تکیه گاه راست سد شهید رجایی و چگونگی ترمیم آن

مهندس عباس داب<sup>۱</sup>

### چکیده:

در بسیاری از موارد انتخاب درست روش های فنی باتوجه به مسائل پیچیده و شرایط ویژه هر سد، نه تنها حل مساله موجود، صرفه جویی در مصالح موردنیاز، زمان و هزینه را در پی خواهد داشت، بلکه موجب رونق اقتصادی گستره طرح و در نهایت تاثیر اساسی در اقتصاد ملی کشور خواهد شد. از این رو باتوجه به موارد اشاره شده و شناخت دقیق شرایط ژئوتکنیکی پی و تکیه گاههای محل سد شهید رجایی و بویژه تکیه گاه راست آن، و نیز بررسی روش های فنی تجربه شده موجود، روشی انتخاب شد که در نهایت پاسخی فنی و اقتصادی برای حل مساله این تکیه گاه را ارائه نمود.

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد زمین شناسی مهندسی - شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس

### کلیات

سد شهید رجایی روی رودخانه تجن در استان مازندران و در حدود ۴۰ کیلومتری جنوب شهر ساری ساخته شده است. هدف از ساخت این سد ایجاد مخزنی روی رودخانه تجن برای تامین نیازهای آبیاری و در مرحله بعدی تولید نیروی برق آبی است.

### ویژگیهای سد شهید رجایی :

محل سد :	۴۰ کیلومتری جنوب ساری
نوع سد :	بتنی دو قوسی با سرریز آزاد
طول تاج سد :	۴۲۷ متر
ارتفاع سد از پی :	۱۳۸ متر
ضخامت سد در پی :	۲۷ متر
سطح دریاچه :	۵۲۰ هکتار
طول دریاچه :	۸۵۰۰ متر
مساحت حوزه آبریز :	۱۲۴۴ کیلومتر مربع
حجم مخزن :	۱۹۱/۵ میلیون متر مکعب
حجم قابل تنظیم سالیانه :	۳۱۶ میلیون متر مکعب

### زمین شناسی مهندسی

سد شهید رجایی روی واحدهای مختلف سنگی دوره کرتاسه به ترتیب از قدیم به جدید شامل ماسه سنگ مازنی، ماسه سنگ آهکی و آهک بنا شده است. نهشته‌های رسوبی مزبور قسمتی از یال شمالی یک تاقدیس را تشکیل میدهد. امتداد این لایه‌ها خاوری-باختری است و با زاویه ۷۰ درجه نسبت به افق، به سوی شمال شیب دارند.

۵ دسته درزه از جمله صفحات لایه بندی با مشخصات زیر در این محل سد شناخته شده است.

شماره دسته درزه	جهت شیب / شیب
J1	50/170
J2	50/240
J3	40/070
J4 (Bedding plane)	70/360
J5	15/240

برای بررسی ژئوتکنیکی این درزه‌ها و تاثیر آنها بر پایداری تکیه گاهها نمونه‌های متعددی گرفته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. ویژگیهای درزه‌های مورد آزمایش به شرح زیر است:

دسته درزه های J1 تا J5 (۷۰ نمونه) :

- دارای سطح صاف (۴۱٪) تا ناهموار (۵۹٪)
- درزه های بسته (۶۶٪) یا با بازشدگی ۱ تا ۳ میلی متر (۳۴٪).
- بدون مواد پرکننده (۵۷٪)
- مواد پرکننده از جنس رس، لای یا کلسیت (۴۳٪)



دسته درزه B (لایه بندی، ۱۱ نمونه):

- بیشتر دارای سطح صاف، ۹ درزه باز با پرکننده رسی پلاستیک (۴ نمونه) و رس ماسه دار خشک (۵ نمونه)
- بازشدگی ۷ تا ۱۵ میلی متر

### مساله پی

در نتیجه کارکرد عوامل تکنیکی در منطقه، توده سنگ بالای تراز ۴۶۵ متر در تکیه گاه راست که ضخامت نسبتاً کمی دارد دچار خردشدگی زیاد شده و درزه‌های زیادی با ویژگیهای عمومی اشاره شده به وجود آمده است.

به صورت ویژه شکستگی‌های این قسمت از توده سنگ خردشده، دارای بازشدگی ۱ تا ۱۰ سانتیمتر است و در بعضی از آنها پرشدگی رس دیده می‌شود محل سنگ برداری و نیز نتایج گمانه‌های حفاری شده در این قسمت، کیفیت سنگ را خیلی ضعیف (۲۵٪ < RQD) نشان می‌دهد.

این شرایط موجب پائین آمدن ضریب تغییر شکل پذیری (Modulus of Deformation) توده سنگ در این قسمت شده است. از این رو باتوجه به این مساله و نیز نازک شدن تدریجی توده سنگ تکیه گاه راست در ترازهای بالاتر و نیز نزدیکی زون گسل شمال البرز به فاصله کم تراز یک کیلومتر به محور سد، طراحی به صورتی انجام گرفته است که نیروهای وارد از قوس سد، فقط به ترازهای پائین تراز ۴۶۵ متر وارد می‌شود. از این تراز تا تاج سد (تراز ۴۹۳/۵) جسم سد بصورت وزنی عمل می‌کند. ولی علیرغم تمهیدات مزبور به دلیل نزدیک بودن این قسمت ضعیف به جسم سد و توان لرزه‌زایی بالای منطقه، باتوجه به اطلاعات بدست آمده زیر:

$$M.C.P.GA_H = 0.55 \text{ g} \quad \text{بیشینه شتاب افقی زمین}$$

$$M.C.P.GA_V = 0.46 \text{ g} \quad \text{بیشینه شتاب عمودی زمین}$$

ضرورت تحکیم توده سنگ مزبور در نزدیکی تاج سد را ایجاب می‌نمود. به این دلیل برای تحکیم توده سنگ تکیه‌گاه راست، تزریق سیمان به روش (Grout Intensity Number) GIN به کار گرفته شد.

G. Lombardi and D. Deer (June 1993), Journal of Water Power and Dam Construction

مهمترین ویژگیهای به کار رفته در این روش به شرح زیر است:

$$\frac{\text{آب}}{\text{سیمان}} = \frac{0.67-0.8}{1}$$

الف - در کل جریان تزریق، یک نوع مخلوط دوغاب تزریق با نسبت

به اضافه سوپرپلاستی سائزر (Supper Plasticizer) برای افزایش قابلیت نفوذ.

ب - تزریق دوغاب سیمان به صورت آرام و یکنواخت و افزایش تدریجی و کم کم فشار همزمان با نفوذ دوغاب سیمان در درز و ترکهای توده سنگ.

ج - رسم نمودار فشار، میزان جریان دوغاب، حجم دوغاب تزریق شده و قابلیت نفوذ نسبت به زمان برای کنترل جریان تزریق.

د - پایان دادن به تزریق دوغاب، زمانی که حاصل ضرب فشار و حجم دوغاب مصرف شده به عدد ثابت GIN رسید. این عدد براساس داده‌های بدست آمده در این محل سد تعیین شد.



در صورت نیاز افزودن گمانه‌های ثانویه به سری اول و سوم گمانه‌های بادبزی نیز پیش بینی گردید.

### روند تحکیم

برای اجرای طرح تحکیم، روند تزریق تحکیمی در چند مرحله به شرح زیر پیش بینی گردید.

مرحله یک: فشار کم، سیمان خوری زیاد

مرحله دو: فشار زیادتر، سیمان خوری کمتر

مرحله سه: فشار زیاد (۱۰ بار bar) و سیمان خوری کم ( $80 \text{ kg/m}^3$ )

نسبت آب به سیمان  $1.0 < C/W < 105$

استفاده از افزودنی سوپر پلاستی سائزر (Supper Plasticizer) به مقدار ۱٪ وزن سیمان

نسبت کمی از بتونیت برای پایدار نمودن مخلوط سیمان به میزان ۲٪ متر از گمانه‌ها و میزان سیمان خوری پیش بینی شده به شرح زیر در نظر گرفته شد:

سیمان فوری (Ton)	طول (m)	
۷۰۰	۲۰۰	گمانه‌های اولیه قائم
۶۷۵	۲۷۰	گمانه‌های بادبزی مرحله اول
۲۷۰	۱۸۰	گمانه‌های بادبزی مرحله دوم
۱۰۸	۱۳۵	گمانه‌های بادبزی مرحله سوم
۱۷۵۳	۷۸۵	جمع کل

مقدار سیمان خوری در هر متر مکعب  $13/3 \text{ Kg/m}^3$

وزن مخصوص دوغاب سیمان  $1051 \text{ Kg/m}^3$

وزن دوغاب سیمان در هر متر مکعب از سنگ تزریق شده  $26 \text{ Kg/m}^3$

فضاهای خالی پر شده توسط دوغاب ۱/۸٪ حجم توده سنگ خرد شده

میزان دوغاب سیمان پیش بینی شده  $20 \text{ Kg/m}^3 < \text{سیمان} < 10 \text{ Kg/m}^3$

### نتیجه عملیات تحکیم

با پیشرفت روند عملیات تزریق تحکیمی و تجزیه و تحلیل نتایج گمانه‌های تزریق شده، مشخص گردید که تحکیم توده سنگ تکیه گاه راست سد توسط گمانه‌های اولیه، میزان سیمان خوری گمانه‌های ثانویه را کاهش داده است. همچنین کیفیت سنگ از سطح به عمق به ویژه از عمق ۳۰ متر به پائین بهتر است.

به این دلیل تغییرات لازم در مورد تعداد و عمق گمانه‌ها، میزان دوغاب مصرفی و فشار تزریق باتوجه به عدد ثابت GIN صورت گرفت.

نتایج بدست آمده به شرح زیر است :

عمق (m) متراژ کل (m)	سیمان مصرفی (Ton)	
۱۷۳۰	۱۶۲	گمانه‌های اولیه قائم
۱۷۲۹ تا ۴۷	۱۵۰/۵۷۵	گمانه‌های ثانویه
۷۸۰ تا ۶۰ تا ۳۵	۵۱/۳۶۵	گمانه‌های مرحله سوم
۴۲۳۹	۳۸۳/۹۴۰	جمع کل

بادر نظر گرفتن حجم توده سنگ تزریق شده ( $135000 \text{ m}^3$ ) دوغاب سیمان مصرفی، برای هر مترمکعب از توده سنگ مزبور بطور متوسط معادل  $2/8 \text{ kg/m}^3$  دوغاب سیمان مصرف شد:

$$383940 : 135000 = 2/84 \text{ kg/m}^3$$

باتوجه به این نتایج و نیز نمونه‌های بدست آمده از گمانه‌های کنترل، چنین نتیجه گیری شد که تحکیم تکیه گاه راست سد شهید رجایی به روش GIN، متراژ گمانه ها را به حدود (یک دوم) و میزان سیمان خوری به حدود (یک پنجم) مقدار پیش بینی کاهش داد. همچنین براساس نتایج بدست آمده کیفیت سنگ از خیلی ضعیف ( $RQD < 25\%$ ) به متوسط ( $25\% - 50\%$ ) تا خوب ( $50\% - 75\%$ ) تغییر نمود. در نتیجه دست آوردهای فنی و اقتصادی مزبور نیز کاهش هزینه‌های اجرایی و صرفه جویی در زمان اجرا را در پی داشت.

ک : Letter

ف : paper (۱/م)

# روش پس سرمایش سدهای بتنی دو قوسی با نگرشی ویژه به سد کارون ۳

مهندس فرزاد گویا<sup>۱</sup>

مهندس علی امام<sup>۲</sup>

## چکیده:

در این مقاله پس از مرور مختصری به روشهای انجام پس سرمایش در سدهای بتنی دو قوسی، به نحوه کاربرد این روشها در سد کارون ۳ اشاره گردیده و در ادامه، اطلاعات حاصل از تحلیلهای تئوریک با نتایج اندازه گیریهای بعمل آمده توسط ترمومترها و ترموکوپلهای نصب شده تا این مرحله از عملیات اجرائی مقایسه می گردد و نحوه بهره گیری از این اطلاعات در برنامه ریزیهای مورد نیاز برای سیستم پس سرمایش و متعاقباً تزریق درزهای انقباضی مورد بحث قرار می گیرد.

## کلمات کلیدی:

آنالیز حرارتی - بتن حجیم - پس سرمایش - تزریق درزهای انقباضی - سدهای قوسی

<sup>۱</sup> کارشناس دفتر فنی شرکت سایبر - کارگاه سد و نیروگاه کارون ۳ - ایزه

<sup>۲</sup> سرپرست دفتر فنی شرکت سایبر - کارگاه سد و نیروگاه کارون ۳ - ایزه



**(۱) مقدمه :**

سد کارون ۳ با ارتفاع ۲۰۵ متر و طول تاج ۳۸۸ متر دارای حجم بتنی معادل ۱/۲ میلیون مترمکعب می باشد. بتن مورد استفاده در بدنه سد عمدتاً از نوع D25/150، با مقاومت ۹۰ روزه ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع و بیشینه اندازه درشت دانه آن ۱۵۰ میلی متر است. بتن ریزی بدنه در بلوکهایی جداگانه که توسط درزهای انقباضی از هم جدا گشته اند، صورت می پذیرد. بتن مزبور دارای عیار سیمان در حدود ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب بوده که در صورت استفاده آن در بلوکهای با ابعاد بزرگ و حجیم، تولید گرمای هیدراتاسیون زیاد و افزایش دمای هسته بتن را موجب می شود. هدف اصلی سیستم پس سرمایش، کنترل دمای حداکثر بتن در اثر هیدراتاسیون سیمان و کاهش گرادیان حرارتی در سطوحی از بتن که در معرض جریان هوا قرار دارند، و نیز پائین آوردن دمای بتن تا دمای تزریق درزهای انقباضی است.

پس سرمایش در تمام سال و برای هر لیفت بتن مطابق قاعده خاص خود انجام می گیرد و این عملیات تا زمانی که دمای بتن به دمای تزریق درزها برسد ادامه می یابد.

عملیات پس سرمایش شامل پس سرمایش مصنوعی و طبیعی می باشد. پس سرمایش مصنوعی از طریق جریان آب سرد در شبکه لوله های فولادی با قطر ۲۰ میلی متر تامین می شود که این شبکه ها در هر سطح واریز بتنی کار گذاشته می شوند. پس سرمایش طبیعی بعد از پس سرمایش مصنوعی و از طریق تبادل حرارتی بتن با هوا صورت می پذیرد. مدت زمان پس سرمایش مصنوعی به زمان بتن ریزی، دما و دبی آب عبوری از لوله ها و فاصله لوله ها از یکدیگر بستگی دارد. بطور عموماً مدت انجام پس سرمایش مصنوعی اولیه در حدود ۲ تا ۴ ماه از شروع بتن ریزی و ۱ تا ۲ ماه قبل از تزریق درزها است.

در این دو مرحله پس سرمایش طبیعی بصورت تبادل حرارتی بتن با هوا انجام می پذیرد. پس سرمایش مصنوعی، باید بعد از اتمام اولین لایه بتن بلافاصله آغاز گردد. هرگونه تأخیر در آغاز پس سرمایش مصنوعی موجب افزایش مدت زمان آن خواهد شد. برای انجام مطالعات حرارتی بر روی بتن حجیم و ارائه روشی مناسب برای پس سرمایش آن، فرضیات ذیل در نظر گرفته شده است.

**(۲) فرضیات محاسبات :**

(۲-۱) دمای هوا :

دمای هوای اندازه گرفته شده در محل پروژه طبق جدول (۱) نشان داده شده است. هرچند تغییرات دما به ازای ماههای مختلف سال یک منحنی سینوسی کامل نمیشد، ولی بدلیل تدوین تئوریهای محاسباتی برای تغییرات سینوسی دما در سطوح مرزی، دمای محیط نیز به صورت یک منحنی سینوسی تعریف گردیده است.

ردیف	ماه	دمای هوا	دمای سطح	دمای مرکز	دمای سطح	دمای مرکز	دمای سطح	دمای مرکز	دمای سطح	دمای مرکز	دمای سطح	دمای مرکز	
۱	میانگین دما (واقعی)	۳۲،۴	۳۵،۵	۳۵	۳۰،۷	۲۴	۱۷،۵	۱۳،۴	۱۰،۴	۱۰،۲	۱۳،۷	۱۹،۴	۲۶،۹
۲	میانگین دما (محاسباتی)	۳۲،۶	۳۵،۱	۳۴،۳	۳۰،۳	۲۴،۳	۱۷،۸	۱۲،۶	۱۰،۱	۱۰،۹	۱۴،۹	۲۰،۹	۲۷،۴

جدول ۱: میانگین دمای هوا در محل پروژه کارون ۳

(۲-۲) دمای آب رودخانه :

دمای آب رودخانه کارون در محل پروژه در جدول (۲) نشان داده شده است . چنانچه در قسمتهای بعدی نشان داده خواهد شد، برای پس سرمایش مصنوعی بتن ، در مدت زمان معینی از آب رودخانه استفاده می شود .

تپه‌پور	۹ داد	۶	۸ داد	اردیبهشت	فروردین	اسفند	نهم	دی	آذر	آبان	مهر	به
۲۴	۲۵،۵	۲۳	۲۰	۱۷	۱۳	۱۲	۱۱	۱۰	۱۳	۱۶،۵	۲۱	دمای آب

**جدول ۲: میانگین دمای آب رودخانه در محل پروژه کارون ۳**

(۲-۳) گرمای هیدراتاسیون سیمان :

مطابق آزمایشهای انجام شده بر روی سیمان رامهرمز (سیمان مورد استفاده در بتن ریزی)، حداکثر حرارت هیدراتاسیون تولید شده توسط این سیمان حدود ۷۰ کالری بر گرم بوده و به مدت ۳ تا ۴ روز بعد از بتن ریزی به این مقدار رسیده و سپس با طی زمان از آن کاسته می شود .

(۲-۴) دمای مخلوط بتن :

دمای لازم جهت مخلوط بتن با توجه به عملیات پیش سرمایش بر روی آن برای ماههای مختلف سال در زیر بچینگ و در محل بتن ریزی ، توسط مشاور طرح مطابق جدول (۳) تعیین و ارائه گردیده است. چنانچه در جدول زیر دیده می شود ، دمای بتن در محل در حدود ۲ درجه بیشتر از دمای بتن در زیر بچینگ است که بدلیل افزایش حرارت بتن در طول مسیر انتقال می باشد.

تپه‌پور	۹ داد	۶	۸ داد	اردیبهشت	فروردین	اسفند	نهم	دی	آذر	آبان	مهر	به
۱۲،۵	۱۲،۵	۱۲،۵	۱۲،۵	۱۲،۵	۱۱	۸	۶	۷	۱۱	۱۲،۵	۱۲،۵	دمای بتن در بچینگ
۱۴،۵	۱۴،۵	۱۴،۵	۱۴،۵	۱۴،۵	۱۳	۱۰	۸	۹	۱۳	۱۴،۵	۱۴،۵	دمای بتن در محل

**جدول ۳: دمای بتن در زیر بچینگ و در محل بتن ریزی**

(۲-۵) افزایش دمای ناشی از هیدراتاسیون سیمان :

چنانچه پیشتر نیز بدان اشاره شد ، سیمان مورد استفاده در بتن حجیم ، سیمان رامهرمز با گرمای هیدراتاسیون حداکثر ۷۰ کالری بر گرم می باشد و با توجه به اینکه گرمای ویژه بتن تولید شده در حدود  $0.21 \text{ Cal/gr}^\circ\text{C}$  است ، مقدار افزایش حرارت سیمان را با توجه به عیارهای مختلف مورد استفاده آن در بتن می توان بصورت زیر محاسبه نمود :

بتن زیر تراز ۶۸۱ با ضخامت حدود ۳۰ متر ( $L=30\text{m}$ ):

$$C=245 \text{ Kg/m}^3$$

$$t = \frac{245 \cdot 70}{2500 \cdot 0.21} = 32.6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

بتن بالای تراز ۶۸۱ با ضخامت کمتر از ۳۰ متر ( $L < 30\text{m}$ ):

$$C=220 \text{ Kg/m}^3$$

$$t = \frac{220 \cdot 70}{2500 \cdot 0.21} = 29.3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$C=200 \text{ Kg/m}^3$$

$$t = \frac{200 \cdot 70}{2500 \cdot 0.21} = 26.6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

(۲-۶) سایر فرضیات :

- حداکثر حرارت بتن در لحظه شروع پس سرمایش یعنی همزمان با آغاز عملیات بتن ریزی خواهد بود.
- ارتفاع هر مرحله بتن ریزی در بلوکهای بدنه سد ۳ متر می باشد.
- محاسبات حرارتی برای پس سرمایش مصنوعی و طبیعی برای گامهای زمانی یک ماهه خواهد بود .
- دمای تزریق درزهای انقباضی براساس مشخصات فنی طرح ۱۸ درجه سانتی گراد در نظر گرفته شده است .
- ضریب پخشیدگی بتن (Diffusivity) برابر  $0/004$  متر مربع بر ساعت در نظر گرفته می شود.

### (۳) محاسبات پس سرمایش :

محاسبات پس سرمایش بر پایه روش ارائه شده توسط آقایان STUCKY و DERRON در کتاب «مسائل حرارتی در ساختمان سدهای بتنی» (۱) صورت پذیرفته است .

(۳-۱) پس سرمایش مصنوعی :

(۳-۱-۱) روش پس سرمایش مصنوعی :

سیستم پس سرمایش مصنوعی همانطور که قبلاً نیز بدان اشاره گردیده بوسیله گردش آب سرد در درون شبکه لوله های فولادی که بر روی سطوح واریز بتنی قرار میگیرند ، صورت می پذیرد . پس سرمایش مصنوعی شامل دو مرحله اولیه و ثانویه به قرار ذیل می باشد :

مرحله اول از لحظه شروع بتن ریزی آغاز شده و توسط آب رودخانه (چاه) به مدت ۳ تا ۴ ماه بسته به ضخامت بدنه سد و دمای محیط ادامه می یابد . مدت زمان مرحله اول به دو عامل وابسته است که عبارتند از :

- کاهش مدت زمان مرحله دوم تا حد امکان
  - پایین تر بودن دمای آب رودخانه از دمای بتن طی سرمایش اولیه
- در صورتی که در مرحله اول دمای آب رودخانه از دمای بتن سرد شده بیشتر باشد ، عملیات سرمایش اولیه متوقف و سرمایش طبیعی آغاز می گردد.

مرحله دوم حدود ۱۵ تا ۳۰ روز قبل از زمان تزریق آغاز شده و توسط آب رودخانه یا آب سردی که از دستگاه خنک کننده (Chiller) تامین می شود ، صورت می پذیرد . این مرحله تا زمان رسیدن دمای بتن به دمای تزریق درزها ادامه می یابد.

(۲-۳) روند محاسبات :

(الف) محاسبه منطقه تأثیر یک لوله ( $F_R$ ) بر اساس فواصل افقی و هم چنین ارتفاع هر مرحله از بتن ریزی :

$$F_R = S.H \quad (1)$$

که در آن :

$F_R$ : منطقه تأثیر یک لوله بر حسب متر مربع

S: فاصله افقی لوله ها بر حسب متر

H: فاصله قائم لوله ها بر حسب متر

$$F_H = 1.1 * F_R \quad (2)$$

(ب) محاسبه منطقه تأثیر معادل یک لوله در یک شبکه شش ضلعی :

$$e_H = \sqrt{\frac{F_H}{0.867}} \quad (3)$$

(ج) محاسبه :

$$V = F_H * L \quad (4)$$

(د) محاسبه حجم متأثر از یک شبکه :

که در آن :

V: حجم بتن متأثر از یک شبکه بر حسب مترمکعب

L: طول کل لوله در یک شبکه بر حسب متر

$$q = \frac{Q}{V} \quad (5)$$

(ه) محاسبه دبی ویژه :

که در آن :

q: دبی ویژه بر حسب  $cm^3 / sec / m^3$

Q: دبی آب جاری در شبکه بر حسب  $cm^3 / sec$

(و) تعیین ضریب  $\Omega$  از نمودار (۱)

(ز) محاسبه دمای بتن در لحظه t:

$$\theta_{bt} = \theta_e + (\theta_{bo} - \theta_e) \cdot e^{-\Omega t} \quad (6)$$

$\theta_{bt}$ : دمای بتن در لحظه t بر حسب درجه سانتی گراد

$\theta_e$ : دمای آب در شبکه بر حسب درجه سانتیگراد

$\theta_{bo}$ : دمای بتن در لحظه صفر بر حسب درجه سانتی گراد

t: زمان بر حسب روز

برای مثال محاسبات فوق برای یک لیفت ۳ متری به ابعاد  $۳۰ \times ۲۰$  مترمربع به صورت زیر خواهد بود :

$$F_R = S.h = 1.5 * 3 = 4.5m^2 \quad (۱)$$

با فرض فاصله ۱/۵ متر لوله ها :

$$F_H = 1.1 * F_R = 1.1 * 4.5 = 4.95m^2 \quad (۲)$$

محاسبه منطقه تأثیر :

$$e_H = \sqrt{\frac{F_H}{0.867}} = \sqrt{\frac{4.95}{0.867}} = 2.39 \quad (۳)$$

محاسبه ضریب  $e_H$ :

$$L = \frac{(20 - 2 * 0.5)}{1.5} * [(30 - 2 * 0.50) + \frac{3.14}{2} * 1.5] = 397m$$

(۴) محاسبه حجم متاثر از یک شبکه :

$$V = F_H * L = 4.95 * 397 = 1965.2 m^3$$

(۵) محاسبه دبی ویژه با فرض اینکه دبی آب عبوری برای هر نیم بخش بالادست و پایین دست بلوک ۰/۳ لیتر بر ثانیه باشد

$$q = \frac{2 * 0.3 * 1000}{1965.2} = 0.305 \frac{cm^3 / sec}{m^3}$$

(۶) تعیین ضریب  $\Omega$  از نمودار (۱) :

$$\left| \begin{array}{l} e_H = 2.39 \\ q = 0.28 \end{array} \right. \rightarrow \Omega = 0.022$$

(۷) تعیین معادله دما با فرض اینکه بتن در اول مهرماه ریخته شده و توسط آب رودخانه به مدت چهارماه خنک گردد:

$$\theta_{bo} : \text{دمای اولیه بتن در اول مهرماه برابر} \quad (درجه سانتی گراد) \quad 32/6 + 14/5 = 47/1$$

$\theta_e$  : دمای آب عبوری از شبکه در چهارماه مهر، آبان، آذر و دی مطابق جدول (۲) برابر، ۲۱، ۱۶/۵، ۱۳ و ۱۰ درجه می باشد،

$$\theta_{bt} = \theta_e + (\theta_{bo} - \theta_e) e^{-\Omega t} \quad \text{بنابراین:}$$

$$\theta_{bt} = 21 + (47.1 - 21) e^{-0.022 * 30} = 43.5^\circ c \quad \text{در اول ماه آبان: } t = 30$$

$$\theta_{bt} = 16.5 + (34.5 - 16.5) e^{-0.022 * 30} = 25.8^\circ c \quad \text{در اول ماه آذر: } t = 60$$

$$\theta_{bt} = 13 + (25.8 - 13) e^{-0.022 * 30} = 19.6^\circ c \quad \text{در اول ماه دی: } t = 90$$

$$\theta_{bt} = 10 + (19.6 - 10) e^{-0.022 * 30} = 15^\circ c \quad \text{در اول ماه بهمن: } t = 120$$

محاسبات فوق برای دبی های ۰/۳ و ۰/۵ لیتر بر ثانیه و با فاصله افقی لوله های ۱، ۱/۵، ۲ و ۲/۵ متر انجام شده اند. مطابق نتایج بدست آمده مناسبترین و اقتصادی ترین حالت، استفاده از دبی ۰/۳ لیتر بر ثانیه با فاصله افقی لوله های ۱/۵ متر می باشد. بدین منظور در پس سرمایهش مصنوعی از دبی فوق با فاصله ۱/۵ متر برای لوله ها استفاده شده است. شایان ذکر است که استفاده از دبی مزبور مانع از بروز پدیده شوک حرارتی در بتن می گردد، چنانچه براساس توصیه ACI نرخ پس سرمایهش در بتن های حجیم نباید از ۰/۶ درجه سانتیگراد در روز تجاوز نماید.



**نمودار (۱): تغییرات دما به ازای فاصله و دبی**

(۳-۲) پس سرمایه طبیعی:

در فصول گرم سال در صورتی که تفاوت بین دمای بتن و آب شبکه کم و یا منفی باشد، پس سرمایه اولیه متوقف و پس سرمایه طبیعی آغاز می گردد.

برای درک چگونگی تبادل حرارتی بتن و هوا تحت سرمایه طبیعی و هم چنین دانستن زمان و دمای مناسب برای شروع مجدد پس سرمایه مصنوعی لازم است دمای بتن را تحت سرمایه طبیعی نیز محاسبه نمود. محاسبات سرمایه طبیعی بر پایه تئوری تدوین شده برای محاسبه حرارت میانگین یک صفحه نامحدود که در معرض سرمایه ناگهانی سطوح قرار دارد، انجام گردیده است. برای این منظور از نمودار (۲) که از مرجع (۲) اخذ گردیده، استفاده شده است.

**نمودار (۲): نسبت تغییرات دما به ازای زمان برای دال با ضخامت D**

(۳-۲-۱) روند محاسبات:

همانند محاسبات پس سرمایه مصنوعی گام زمانی انتخابی برای محاسبات یک ماه انتخاب شده است. دمای میانگین محاسباتی محیط از جدول (۱) به عنوان مبنا اختیار گردیده است.

(الف) محاسبه ضریب:

که در آن:

$$\frac{at}{L^2} \quad (7)$$

a: ضریب پخشیدگی بتن بر حسب  $m^2 / hr$  که برابر  $0.004$  می باشد

t: زمان مورد نظر بر حسب ساعت

L: ضخامت قوس سد بر حسب متر

(ب) تعیین پارامتر B از نمودار شماره (۲) به ازای ضخامت و زمان های مورد نظر

(ج) محاسبه دمای میانگین بتن از رابطه:

$$\theta_{bi} = \theta_{bo} + (\theta_{ao} - \theta_{bo})B_{i-1} + \sum_{j=1}^{i-1} (\theta_{aj} - \theta_{a(j-1)})B_{i-(j+1)}$$

که در آن:

$\theta_{bi}$ : درجه حرارت میانگین بتن در لحظه «i» بر حسب درجه سانتی گراد

$\theta_{bo}$ : درجه حرارت میانگین بتن در لحظه صفر بر حسب درجه سانتی گراد

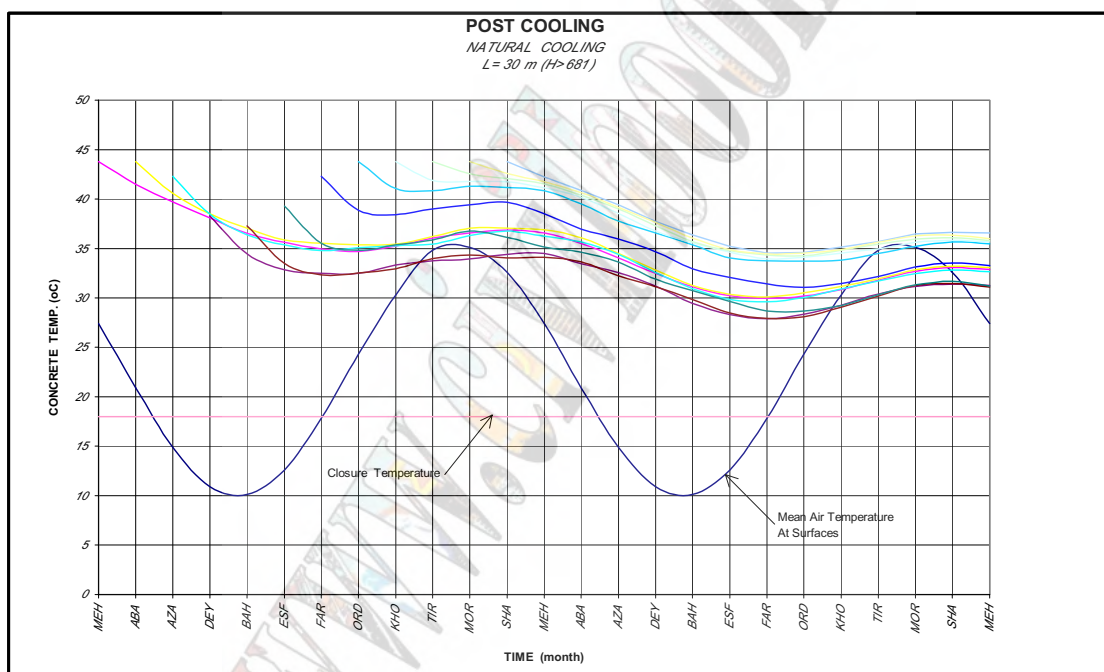
$\theta_{ao}$ : درجه حرارت هوای محیط در لحظه صفر بر حسب درجه سانتی گراد

$\theta_{ai}$ : درجه حرارت هوای محیط در لحظه «i» بر حسب درجه سانتی گراد

مطابق روش فوق و با داشتن دمای اولیه بتن می توان چگونگی تبادل حرارتی بتن و هوا را محاسبه نمود.

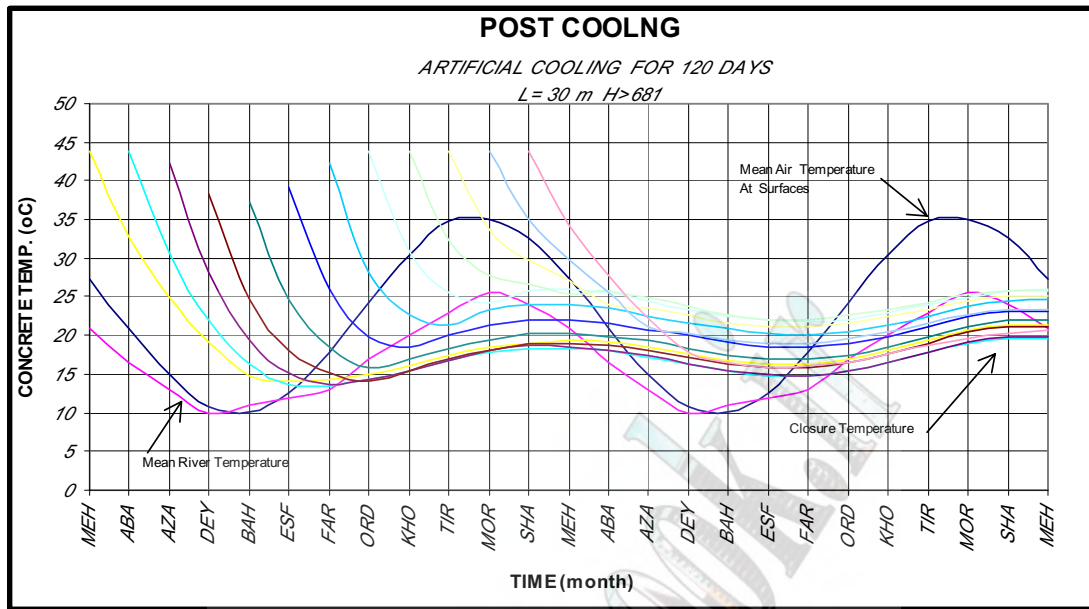
در نمودار (۳) سرمایش طبیعی برای بتن بدون سرمایش مصنوعی نشان داده شده است. چنانچه ملاحظه می گردد تاثیر

دمای هوای محیط بر روی بتن به کندی صورت گرفته و بدون سرمایش مصنوعی امکان رسیدن به دمای تزریق درزها میسر نمی باشد.



در نمودار (۴) یک نمونه از دیاگرامهای مربوط به ترکیب مرحله اول سرمایش مصنوعی و طبیعی برای ضخامت ۳۰ متر و با

پریود زمانی ۱۲۰ روز با سرمایش مصنوعی نشان داده شده است.



نمودار (۴): پس سرمایش مصنوعی به مدت ۱۲۰ روز برای ضخامت بدنه ۳۰ متر

#### (۴) روش انتخابی براساس مطالعات تئوریک:

محاسبات مربوط به پس سرمایش مصنوعی و طبیعی برای هفت ضخامت مختلف بدنه سد که معرف ضخامت محدوده های تزریق می باشند انجام شده و روش انتخابی برای پس سرمایش بتن بدنه سد بصورت ذیل ارائه شده است.

(۴-۱) پس سرمایش محدوده های تزریق از تراز ۶۴۵ تا ۷۷۹ با ضخامت بدنه ۳۰ تا ۲۰ متر. پس سرمایش این محدوده ها طبق روال زیر خواهد بود:

الف) پس سرمایش اولیه از شروع بتن ریزی به مدت ۱۲۰ روز به وسیله آب چاه (رودخانه). این سرمایش برای لیفتیابی از بتن که در ماه های بهمن، اسفند، فروردین و اردیبهشت ریخته می شوند، ۹۰ روز خواهد بود.

ب) توقف پس سرمایش اولیه و شروع سرمایش طبیعی تا اول بهمن ماه

ج) آغاز پس سرمایش ثانویه از اول بهمن ماه به وسیله آب چاه یا چیلر. لازم به یادآوری است در صورت استفاده از آب چیلر با دمای ۵ درجه سانتی گراد، مدت پس سرمایش ثانویه ۱۵ روز و با آب چاه با دمای حدود ۱۱ درجه ۳۰ روز کافی خواهد بود.

پس سرمایش ثانویه براساس محاسبات انجام شده برای بتن های ریخته شده در ماه های اسفند تا شهریور لازم خواهد بود.

د) تزریق درزهای انقباضی در ماه های اسفند، فروردین و اردیبهشت با دمای بتن زیر ۱۸ درجه و توقف پس سرمایش ثانویه.

(۴-۲) پس سرمایش محدوده های تزریق تراز ۷۷۹ تا ۸۱۰ با ضخامت بدنه ۲۰ تا ۱۵ متر

الف) پس سرمایش اولیه از شروع بتن ریزی به مدت ۹۰ روز به وسیله آب چاه (رودخانه)

ب) توقف سرمایش اولیه و آغاز سرمایش طبیعی تا اول بهمن ماه

ج) آغاز پس سرمایش ثانویه از اول بهمن به وسیله آب چاه یا چیلر که مدت زمان این مرحله در صورت استفاده از آب چیلر ۱۵ روز و آب رودخانه ۳۰ روز خواهد بود.

د) تزریق درزهای انقباضی در ماه های اسفند، فروردین و اردیبهشت با دمای بتن زیر ۱۸ درجه و توقف پس سرمایش ثانویه

(۳-۴) پس سرمایش محدوده های تزریق از تراز ۸۱۰ تا ۸۳۵ با ضخامت بدنه ۱۵ تا ۱۰ متر  
 الف) پس سرمایش اولیه از شروع بتن ریزی به مدت ۶۰ روز به وسیله آب چاه (رودخانه)  
 ب) توقف پس سرمایش اولیه و شروع سرمایش طبیعی تا اول بهمن ماه  
 ج) آغاز پس سرمایش ثانویه از اول بهمن ماه به وسیله آب چاه یا چیلر که مدت زمان این مرحله در صورت استفاده از آب چیلر ۱۵ روز و آب رودخانه ۳۰ روز خواهد بود.  
 د) تزریق درزهای انقباضی در ماه های اسفند، فروردین و اردیبهشت با دمای بتن زیر ۱۸ درجه و توقف پس سرمایش ثانویه

(۴-۴) پس سرمایش محدوده تزریق از تراز ۸۳۵ تا ۸۵۰ با ضخامت بدنه کمتر از ۱۰ متر  
 الف) پس سرمایش اولیه از شروع بتن ریزی به مدت ۶۰ روز به وسیله آب چاه (رودخانه)  
 ب) توقف پس سرمایش اولیه و شروع سرمایش طبیعی  
 ج) تزریق درزهای انقباضی در ماه های اسفند، فروردین و اردیبهشت با دمای بتن زیر ۱۸ درجه و توقف پس سرمایش ثانویه.  
 توجه به این نکته ضروری است که استفاده از آب چاه طی مرحله دوم پس سرمایش مزایای ذیل را در بر دارد:  
 الف) به دلیل کم بودن دمای آب چاه در بهمن ماه در حدود ۱۰ تا ۱۱ درجه، دمای بتن در طی ۳۰ روز سرمایش دارای دمای پایین تری در مقایسه با حالتی است که از آب چیلر به مدت ۱۵ روز استفاده می شود.  
 ب) استفاده از چیلر پرهزینه بوده و از آن می توان برای تزریق محدوده هایی که لازم است در فصول مختلف سال قبل از ادامه بتن ریزی انجام شود، استفاده گردد.

#### (۵) دمای اندازه گیری شده بوسیله ترمومتر و ترموکوپل:

(۵-۱) مشخصات فنی ترمومترها و ترموکوپلها:

ترمومترهای مورد استفاده در سد کارون ۳ همچون اکثریت لوازم اندازه گیری دیگر آن، از شرکت هوگن برگر (Huggenberger) سویس خریداری شده اند. سنسور ترمومترها از نوع K می باشد که برای اندازه گیری دما بر روی سطح و داخل مایعات، هوا، گاز و پلاستیک مناسب است. محدوده اندازه گیری این ابزار از ۶۰- تا ۱۲۰۰ درجه سانتیگراد می باشد.  
 ترموکوپلهای استفاده شده در بدنه سد شامل ترموکوپل های OMEGA تیپ T به مشخصات STC-PVC-T-24-180 ساخت کشور آمریکا می باشند که جهت اندازه گیری میزان دمای بتن بکار رفته اند.

این ترموکوپلها شامل ۲ رشته سیم فلزی غیر هم جنس است که هر کدام دارای مقاومت الکتریکی متفاوتی می باشند. در انتهای کابل مذکور جهت اتصال به دستگاه قرائت سوکت رابط اتصال ۲ شاخه وجود دارد که قطب های مثبت و منفی آن به وضوح قابل تشخیص هستند و در هنگام قرائت سهولت اتصال قطبهای همنام از ترموکوپل به دستگاه قرائت، این امر را امکان پذیر می سازد و در ابتدای آن دوسری کابل به شکل خاص به هم اتصال داده شده که در کارخانه سازنده عمل کالیبراسیون بر روی کابل مذکور صورت پذیرفته است.

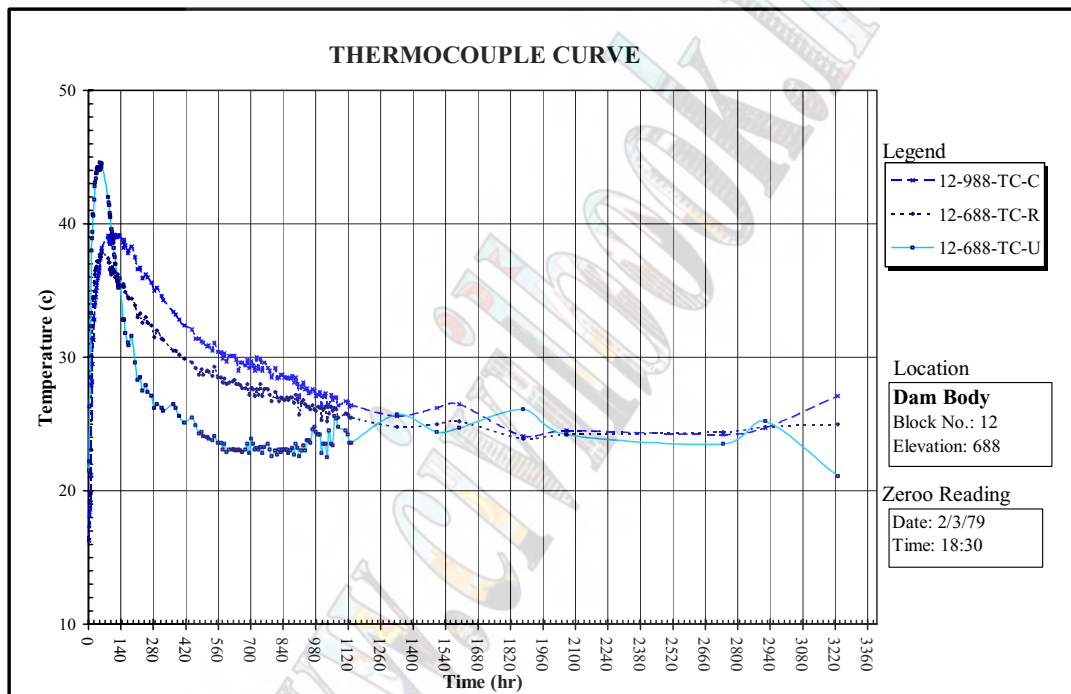
(۵-۲) نصب و بهره برداری:

بعد از کالیبراسیون ترموکوپل و به منظور آماده سازی مقدمات کار، ابتدا محل نصب ترموکوپل ها توسط واحد نقشه برداری به طور دقیق مشخص می گردد و چون ترموکوپلها باید یک متر بالاتر از لیفت قدیمی نصب شوند و به منظور نصب، ابتدا یک چال نیم متری حفاری و میلگردی به قطر ۳۲ میلی متر به طول ۲ متر در چال تعبیه می گردد بطوریکه ۱/۵ متر از میلگردها بیرون سطح بلوک و ۰/۵ متر آنها در چال قرار دارد و بعد از بتن ریزی در سطح بلوک و هنگامیکه ضخامت بتن تازه ریخته شده به یک متر رسید، ترموکوپلها بر روی میلگردهای مزبور نصب می گردند و کابلهای آنها از لوله های خرطومی محافظ که قابلیت انعطاف دارند و

به صورت شبکه در سطح بلوک تعبیه گردیده اند عبور داده شده و توسط یک لوله محافظ فلزی به سمت گالری هدایت می شوند. کابلها در درون گالری بصورت منظم کابل کشی شده و به درون یک جعبه فلزی محافظ هدایت می گردند و انتهای کابل به یک سری ترمینالهای مخصوص جهت امکان قرائت وصل می شود.

(۳-۵) نتایج اندازه گیریهای انجام شده توسط ترموکوپلها :

اندازه گیری دمای بتن بدنه توسط ۳ عدد ترموکوپل در مرکز، بالادست و مجاورت درز انقباضی بلوک انجام می گردد. ترموکوپلهای مذکور در ابتدا و نیمهء محدوده های تزریق درز انقباضی قرار می گیرند که روند تغییرات دمای بتن را تا رسیدن به دمای تزریق درزها نشان می دهند. نمودار (۵) روند تغییرات دمائی بتن بدنه را در قسمتهای مختلف نشان می دهد.



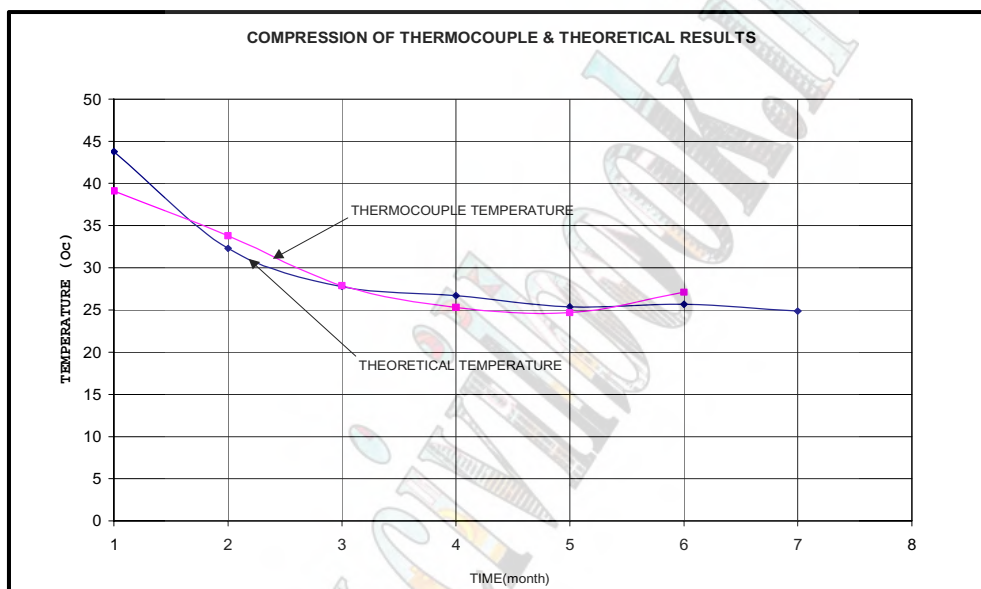
نمودار (۵): روند تغییرات دمای اندازه گیری شده بتن بدنه بوسیله ترموکوپل

#### (۶) جمع بندی و نتیجه گیری :

همانگونه که در بخشهای گذشته بدان اشاره شد، تحلیلهای تئوریک متداول در بررسی و مطالعه تغییرات حرارتی بلوکهای حجیم بدنه سد کارون ۳ مورد استفاده قرار گرفته و طی ماههای گذشته نیز صحت این پیش بینی ها با بهره گیری از اطلاعات بدست آمده از ترمومترهای دائمی و ترموکوپلها (به عنوان ابزار اندازه گیری موقت حین ساخت) مورد ارزیابی واقع شده اند. نمونه ای از این ارزیابی و مقایسه نتایج مطالعات و اندازه گیریهای انجام شده در مورد ترموکوپلهای نصب شده در تراز ۶۶۶ بلوک ۱۳ بدنه سد در شکل (۶) نشان داده شده است. همانگونه که در این شکل ملاحظه می شود، نمودارهای تئوریک و اندازه گیری شده همخوانی نسبتاً مناسبی با یکدیگر دارند. ضمن اینکه عوامل ذیل در عدم همخوانی بخش دیگری از اطلاعات و نتایج حاصله مؤثر بوده اند که در ادامه تحلیلهای و نیز انجام مطالعات مشابه باید مد نظر قرار گیرد :



- الف - مابینت مابین دمای آب پس سرمایش و هوای فرض شده در مطالعات و شرایط واقعی اعمال شده .
- ب - تغییرات فشار و دبی آب جاری در لوله های پس سرمایش و یا توقف پیش بینی نشده در انجام مراحل پس سرمایش .
- ج - اختلاف عیار سیمان و دمای بتن ریخته شده با فرضیات مد نظر در مطالعات .
- د - تغییرات کیفی در مشخصات فنی سیمان مورد استفاده
- نهایتاً این نکته مهم باید در اینگونه بررسیها مورد توجه قرار گیرد که تغییرات حرارتی در جسمی چون توده بتن در واقع یک پدیده سه بعدی است که ارزیابی وضعیت آن از پیچیدگی خاصی برخوردار می باشد و فرضیات ساده کننده انجام شده در تحلیلهایی از این دست ، در صورت مخدوش گردیدن هر یک از فرضیات ممکن است به نتایج غلط و گمراه کننده منجر شوند .



نمودار (۶): مقایسه نتایج قرائت های ترموکوپل با تحلیل های تئوریک

مراجع و مآخذ:

- ۱ - « مطالعات حرارتی بتن بدنه سد کارون ۳ » ۱۳۷۷ ، دفتر فنی شرکت سایبر ، پروژه سد و نیروگاه کارون ۳
- 2 - "Report of Committee 207.1 R-26 (1981)", ACI Manual of Concrete Practice.
- 3 - Stucky, A. & Derron, M. (1957) "Problemes Thermiques Poses Por La Construction des Barrages - Reservoirs".
- 4 - "Shahid Rajae Dam, Analysis on Post Cooling of Concrete, Assumptions , Results & Comments ", MAHAB GHODSS Consulting Eng. Joint – Venture Stucky- Electrowatt.

# مدیریت اجرائی کارفرما در سدهای بزرگ ایران

منوچهر شفی خانی<sup>۱</sup>

## چکیده:

کارفرما Owner به عنوان بخشی که منابع مالی و هزینه اجرائی سدهای بزرگ را تامین میکند در برنامه ریزیهای مطالعاتی طراحی، مهندسی و فنی اجرائی نقش اول و تعیین کننده ای داراست. اشکال مختلف مدیریت های کارفرمایی و اثرات آن در پیشبرد اجرائی طرحهای سدسازی در این گفت و شنود مورد بررسی قرار میگیرد. بمنظور رسیدن به الگوی صحیح مدیریت کارفرما و ساختار مورد نیاز ضرورت پرداختن به ویژگیهای سدهای بزرگ نسبت به سایر پروژه ها احساس میگردد. در این گفتگو نیز پس از نگاه و بررسی ابعاد مختلف طرحهای بزرگ سدسازی بانقش اقتصادی بعد سرمایه گذاری آن به عنوان محور اصلی انتخاب نوع مدیریت کارفرما شناخته شده است. بدین معنی که سرمایه گذار جهت حصول هرچه سریعتر اهداف اقتصادی و بهره برداری از سرمایه خود نوع مدیریت اجرائی را تعریف و انتخاب می نماید همچنین متناسب به نیاز طرح ساختار بهینه ای را جهت هم آهنگی های لازم و کوتاه کردن مسیرهای اداری و سرعت بخشی به پیش نیازهای فعالیتهای اجرائی مطالعه و سازمان می دهد. در بخش مدیریت منابع مالی دولتی که سرمایه اجرا از سوی این بخش تامین میگردد، نیز ضرورت تحول بخشی این سیستم مدیریت از اجرا تا بهره برداری با توجه به تضمین شرایط بازگشت سرمایه در قالب ساختاری مناسب احساس و ضروری خواهد بود. در این گفتگو نیز تلاش می شود که ابعاد مختلف مدیریت های اجرائی فوق معرفی و به اجمال تشریح گردد. امید است صاحب نظران اینجانب را در تکمیل این بررسی یاری فرمایند.

<sup>۱</sup> فوق لیسانس عمران - سازه های هیدرولیکی آب منطقه ای فارس مجری سد سلمان فارسی. ABFARS@ YAHOO.

## ۱- مقدمه

تاکنون پیرامون مدیریت های اجرایی پیمانکاران طرحها و دست اندرکاران صنعت ساختمان بطور اعم بحث های زیادی صورت گرفته است. لیکن در مورد سدهای بزرگ به اختصار سخن رفته است. هر چند در خصوص سرعت بخشیدن به اجرا از لحاظ تکنولوژی اجرا در متون مختلف بیان شده است.

همچنین امکان اجرای صحیح و سریع بدون توجه به مدیریت اجرای کار از سوی کارفرما و مشاور امکان پذیر نمیباشد. مشاور در شرح خدمات خود بر اساس مشخصه های تعریف شده فنی و قراردادی مسیر روشن و شفافتری نسبت به کارفرما تعقیب می نماید. کارفرما در خصوص تعهداتش در قراردادها نسبت به پیمانکار و مشاور نیز وضعیت مشخص است. ولی سؤالی که پیش می آید این است که آیا کارفرما علاوه بر برنامه ریزی اعتباری و بررسی پیشرفت کار از نظر فیزیکی و ریالی دارای نقش های دیگری نیز هست و یا خیر؟

آیا در حال حاضر اشکال مدیریت کارفرما بر اجرای سدها در دستگاههای اجرایی ذیربط در تشکیلات وزارت نیرو همسان میباشند؟ آیا شیوه مدیریت عامل چهارم می تواند جانشین کامل عامل کارفرما باشد؟ در این گفتگوی کوتاه و اجمالی سعی بر این است که از زوایای مختلف به نقش مدیریتی کارفرما پرداخته و ضرورتها و الزامات مربوط به آن حتی الامکان شناسائی و تعریف نمایم.

جلب نظر مسئولین و مربوطین به این مهم نیز دیگر هدف این بررسی و گفت و شنود میباشد. ضرورت دیگر در بررسی مدیریت کارفرما در اجرای سدهای بزرگ مشکلات ارتباطی، بوروکراسی و دیوان سالاری کمبودهای بررسی های فنی اجرایی - سیستم های کنترل فنی مالی و اداری پویا و در ریک کلام زمان بررسی بیش از حد و کنترل نشده حاصل از موارد یاد شده میباشد. این موارد تاخیرات دیگری را به عقب ماندگیهای ناشی از نارسائیهها و عدم توانائیهای مشاورین و پیمانکاران می افزاید. باتوجه به موارد یاد شده ضرورت پرداختن به این مهم در جلسه ماهانه کمیته فنی تکنولوژی ساخت سدها مطرح و موافقت گردید که طی مقاله ای نسبت به عواملی که می تواند از سوی مدیریت کارفرما در تسریع اجرای سدهای بزرگ مؤثر باشد پرداخته شود. باتوجه به چالش های ذکر شده ضرورت پرداختن به نقش کارفرما در اجرای سدهای بزرگ در راستای اهداف توسعه اقتصادی اجتماعی بشرح زیر قابل بررسی است.

-تامین منابع اعتباری و مالی مطمئن: اهداف اعتباری طرح جهت اجرای سریع و جلوگیری از عوامل کاهش نقدینگی پیمانکار -بهینه سازی هزینه اجرای طرح: این هدف با تلفیق نظرات فنی اجرایی مشاور و پیمانکار و ایجاد توازن در ارائه نقشه های اجرایی و کارگاهی بین مشاور و پیمانکار و نیز حضور نگرش مهندسی ارزش در تسهیل شرایط طرح و اجرای آن - بررسی و تصویب ساختارهای مدیریتهای فنی و اجرایی مشاور و پیمانکار: اهداف نمودار سازمانی به منظور سرعت بخشیدن در اخذ نظرات پیمانکار و مشاور باتوجه به ضرورت های اجرایی

-روان بخشی ارتباطات اجرایی: اهداف ارتباطی روان در اجرا بمنظور پاسخ گوئی سریع عوامل مسئول در اجرا از سوی مشاور و پیمانکار

-سرپرست و کنترل روند اجرا: با هدایت و کنترل پروژه، اهداف اجرایی را در مسیر اهداف اقتصادی طرح و توجیه آن قراردادها و مدیریت می نماید.

-کنترل کیفیت اجرا: این گونه موارد از سوی آزمایشگاه کنترلی کارفرما صورت میگیرد.

-پیگیریها: اجرای پروژه های خدماتی طرح (راه - تلفن - برق و...)

مدیریت اجرائی ازسوی کارفرما دراجرای سدهای بزرگ پس از تصویب مرحله دوم مطالعات طرح و شروع مرحله سوم که اجرای طرح را دربرمیگیرد آغاز میشود. حدود تعهدات کارفرما به شکلی کم رنگ و صرفاً در رابطه با پرداخت هزینه در قراردادها تعریف میگردد. این تعهدات تقریباً برای کلیه پروژه های اجرائی دستگاههای اجرائی شکل عمومی دارد.

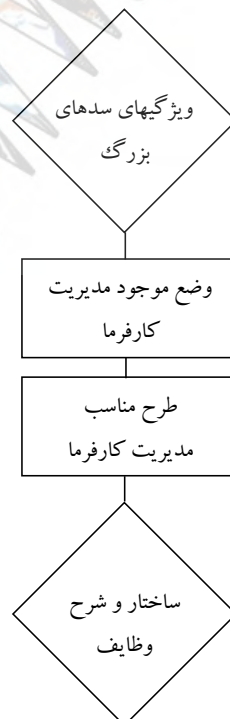
دستگاه نظارت (مهندسین مشاور) عهده دار نمایندگی فنی از جانب کارفرما در امر اجرا و در برابر پیمانکار میباشد. چالش های یادشده در مقدمه که همگی به طولانی شدن مدت اجرا در اثر کمبود اعتبارات - ضعف های فنی و اجرائی کمبود تجهیزات (ناشی از ناتوانی های مالی پیمانکاران در تامین آنها) ضعف مشاورین در تهیه دستورالعمل های اجرائی منطبق بر مشخصات و نیز عدم ارائه نقشه های دقیق اجرائی که اجرائی ضعیف و با تاخیر می انجامد و اهداف اقتصادی طرح را ناممکن میسازد. همه و همه ایجاب می نماید که کارفرما چنانچه در تامین اهداف یادشده نقش موثرتری را پذیرا باشد و به عنوان متولی کار در صحنه هائی که به نحوی به تصمیم گیری های کلان مربوط میشود حضوری با ساختار مناسب یابد طبعاً اجرای سدهای بزرگ سرعت لازم را می یابد و اهداف اقتصادی طرح تضمین خواهد شد. در حال حاضر با توجه به چارچوبهای تدوین یافته که ذکر کم رنگی آن رفت این نقش باتدوین و ایجاد مدیریتی دیگر به جای کارفرما به نام عامل چهارم نقش کارفرما محدودتر و کم رنگ تر شده است.

در این گفت و شنود باید دید که آیا این روند، این ساختار جانشین و یاسایر ساختارهای متداول به عنوان مدیریت برای اجرای به موقع و اقتصادی سدهای بزرگ متناسب و بهینه است. یا اینکه باید با توجه به مبانی و شاخص هائی اینگونه پروژهها بررسی دقیقتری لازم است صورت پذیرد تجالشیهای فوق را با تبیین و تعریف و تدوین ضوابط جدیدی برای ساختار کارفرما تحلیل و مرتفع نمود.

در این نوشتار سعی گردیده است با توجه به حجم بالای سرمایه گذاری و زیان قابل ملاحظه اقتصادی ناشی از تاخیر در اجرای سدهای بزرگ و بالتبع درامد بهره برداری به شرایط اقتصادی اجتماعی کشور سهم مدیریت کارفرما و ساختار آن را در پیش برد پروژه های مذکور روشن و شفاف گردد.

### ۱-۱- روش شناسی (( متدولوژی ))

بدیهی است بررسی های مورد نیاز به منظور دستیابی به اهداف فوق نیازمند روش مطالعه و پژوهشی روشن میباشد. لذا مراحل مختلفی با توجه به روشهای متفاوت مطالعاتی میتواند مطرح و مورد بحث قرار گیرد مثلاً اگر صرفاً ابعاد و احجام فنی و اجرائی طرحها توجه شود ضرورت های مربوط به خود را ارائه میدهد و اگر سرمایه گذاری و هزینه بری طرح اساس قرار گیرد تامین منابع و تخصیص آنها و مسائل دیگر بیشتر خود را نشان میدهد تا موارد فنی پس روش باید ابعاد مختلف بررسی را شامل شود. از این رو سیر ساده مطالعات بشکل زیر پیشنهاد میگردد.



## ۲- فصل اول

### -ویژگیهای سدهای بزرگ:

۲-۱ ابعاد طراحی: در طراحی سدهای بزرگ علوم ودانش ها وفنون مختلف مهندسی شرکت داشته ودر نتیجه برای رسیدن به یک طرح مطلوب وبهینه گروهای متنوع با کارشناسی دقیق در علوم پایه (هواشناسی - هیدرولوژی - هیدروژئولوژی - زمین شناسی ولرزه خیزی همراه با سایر خدمات جانبی مهندسی) به بررسی وتحلیل طرح می پردازند. سپس با استفاده از مهندسی های زمین شناسی "ژئوتکنیک ومکانیک سنگ" هیدرولیک - سازه - مکانیک وبرق و... برنامه ریزی منابع آب ودر نهایت اقتصاد مهندسی طرح اولیه تهیه وسیمای طرح روشن میگردد. در این مرحله که گزینه ای مختلف بررسی شده وانتخاب گزینه برتر وبهینه با توجهات کافی فنی واقتصادی مشخص میشود مطالعات مرحله اول توجهی پایان می یابد.

تدقیق طراحی وتهیه طرح تفصیلی تحت عنوان مطالعات تشریحی "مطالعات مرحله دوم" پس از تصویب مطالعات مرحله اول آغاز میگردد. پاره ای از گزارشهای اولیه تحت عنوان مطالعات تکمیلی بایستی به هنگام شود. گزارش های جدیدی نیز که مربوط به مطالعات تخصصی بوده توسط گروه های تخصصی ویژه (خاص) انجام وارائه میشود.

در نهایت طرح تفصیلی در قالب گزارشهای مربوطه - مشخصات فنی - دستورالعمل های اجرایی ونقشه های اجرایی با جزئیات دقیق همراه با برآورد هزینه اجرایی طرح آماده وجهت اجرا به کارفرما جهت تصویب وانتخاب پیمانکار یعنی مناقصه طرح ارائه میگردد. موارد فوق که برای دست اندر کاران امر سدسازی روشن وشناخته شده میباشد صرفاً به منظور مقایسه امر طراحی یک سد بزرگ با سایر طرحهای عمرانی وزیربنائی بیان شد. بطور مثال طرح احداث راه که به نوبه خود از پروژه های اجرایی ومطالعاتی بیشتری نسبت به دیگر پروژه های عمران شهری ویا روستائی تشکیل شده. وتخصصهای بیشتری را شامل میشود در مقایسه با یک سد بزرگ دارای تخصصهای ویژه پیوسته وحضور مداوم کارشناسان نبوده وبیچیدگیهای امر سد سازی را ندارد. ---عوامل مؤثر بر طراحی - که مستقیماً از کمیت وكیفیت مطالعات ناشی میشود. مشاورین طرح با دقت کافی مبانی وضوابط طراحی را تعیین وتدوین می نمایند ودر شرح خدمات خود ارائه میدهند. کارفرما نیز باداشتن گروه فنی معجب به بررسی وتصویب نهائی اهتمام می ورزد این عوامل به شرح زیر میتواند مورد توجه قرار گیرد.

اثرات ناشی از کمبود اطلاعات وداده های طراحی در تهیه طرح مناسب خسارتهای زیانباری را دربر خواهد داشت. همچنین شرح خدمات همانگونه که گفته شد بایستی کامل وجامع باشد. در غیر اینصورت طرحی ناقص بدست آمده واهداف فنی واقتصادی طرح مورد تهدید قرار گرفته وبه مخاطره خواهد افتاد. خوشبختانه امروزه وجود شرح خدمات استاندارد مصوب سازمان برنامه وبودجه بخش بزرگی از این نواقص را حل نموده است. خوب چنانچه نواقص فوق وجود داشته باشد چه باید کرد؟ نواقص اطلاعاتی ومطالعاتی در نتیجه اجرا واهداف طرح را به طوری که گفته شد به خطر می اندازد.

چه کسی باید پاسخگوی این گونه موارد باشد؟ خسارات مالی وتلفات جانی احتمالی که ممکن است در پی طراحی واجرای ناقص پیش بیاید چه کسی ویا چه بخشی از نظر حقوقی واجرائی جوابگوست؟ آیا صرفاً بسنده کردن به حسن انجام کار پیمانکار جوابگویی کل سرمایه گذاری است؟ زمان وانرژی ازدست رفته وساختگاه بعضاً منحصر به فرد اجرای سد را چگونه باز یافت میگردد. بنابراین مطالعات کافی ودقیق طراحی مطمئن وبهینه از نظر فنی واقتصادی وبالنتیجه اجرایی کامل وسریع درگرو حضور قوی کارفرمایی با ساختار فنی مناسب وهمواره همراه میباشد.

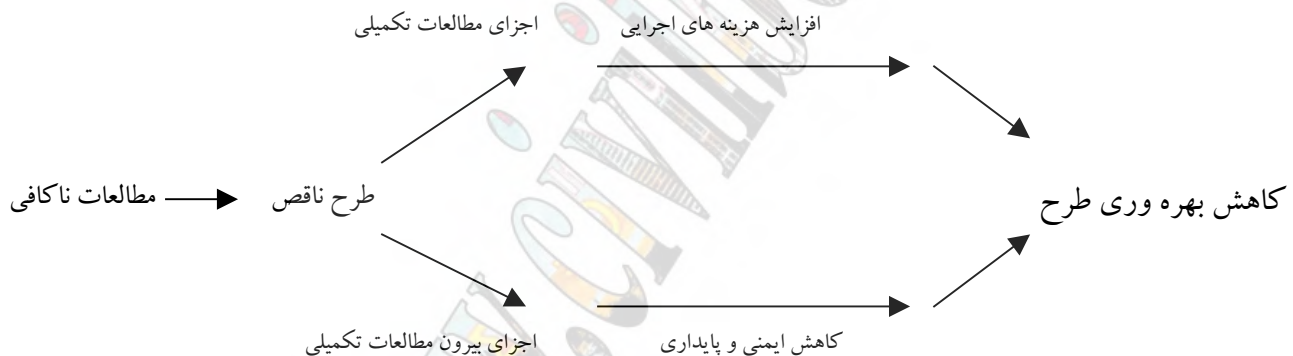
۲-۲ اثر طراحی بر ساخت: طرح مصوب باید از دیدگاه امکانات وشرايط اجرایی قابلیت های لازم از نظر ثابت های اجرا دارا

باشد. از جمله شاخصهای انعطاف پذیری - سهولت اجرا - پیوستگی ردیفهای اجرایی - فن آوری مطمئن وبا بهره وری حداکثر که هزینه های اجرا را به حداقل ممکن میرساند همه وهمه در گرو داشتن طرحی با جزئیات اجرایی روشن وشفاف وهدایتگر خواهد بود. مشاور طرح نیازمند آن است که خدمات مهندسین خود ویا مشاورین همراه را به موقع وبادقت کافی در اختیار داشته باشد. ومدیریت کارفرما وهم آهنگی های فنی وقراردادی بین این مجموعه مهندسین مشاور نقش اساسی در تهیه طرح موفق را خواهد داشت. مشاهده شده است که پاره ای از طرحها به لحاظ عدم تطبیق با الگوی طبیعت خود موفق نبوده اند ونقشه های اجرایی با تغییرات بسیار زیاد اجرا



شده که با نقشه اولیه و در شرایط مناقصه گذاری کاملاً متفاوت بوده اند. پرواضح است که اینگونه اجرائیات با نابسامانی های فراوانی از نظر تجهیزات پیش بینی شده با تجهیزات مورد نیاز، زمان بری زیاد در دفاتر فنی پیمانکار و مشاور که در نهایت با جلسات مشترک با کارفرما تصمیم گیریهای اجرائی شده انجامیده است، در بیشتر این موارد اجرائی گران و پرهزینه و با صرف زمان زیاد نتیجه اینگونه شرایط بوده است. پیمانکاران در اینگونه طرحها دچار خسارت و زیان شده و وقت زیادی صرف ادعاهای آنها میگردد. طرح نیز با رقمی چندین برابر مبلغ پیش بینی شده در قرارداد اولیه اجرا شده است و هدفهای اقتصادی خود را نیز جامه عمل نپوشانده اند. بنظر میرسد چنانچه کارفرما در سرتاسر زمان مطالعات مراحل اول و دوم با کارشناسان مجرب با مشاور همراه بوده و در زمان تصویب طرح نهائی و اسناد اجرائی طرح دقت کافی نماید در زمان و هزینه صرفه جوئی شده و از هدر رفتن منابع مالی جلوگیری میگردد. شمای زیر اثرات ذکر شده را نشان میدهد.

هرچند امروز استانداردهای صنعت آب و آئین نامه های مصوب برنامه و بودجه راهنمای دست اندرکاران امر سدسازی است. لیکن بررسی مطالعات انجام شده در چهارچوب زمانبندی مصوب مطالعات نیازمند مدیریتی توانمند و هدفمند خواهد بود. امروزه در برخی از پروژه های سدسازی مشاور انجام مطالعات اجرای همزمان دوم و سوم هستیم پاره ای نیز هنوز در مطالعات مرحله اول شان جای بحث باقی است. بدیهی است که در چنین شرایطی به مدیریت توانمندتری از سوی کارفرما نیاز خواهد بود.



### ۲-۳- طراحی و امر بهره برداری:

ملاحظات امر بهره برداری در زمان طراحی از اهمیت ویژه ای برخوردار است. جانمایی آبگیرها - اثرات طغیانهای رها شده از سرریز سد و تخلیه از تخلیه کننده تحتانی برپایاب سدها - منحنی فرمان سد که برپایه برنامه ریزی منابع آب مطالعه و ارائه شده است و نیاز پایین دست را در بردارد. از ویژگیهای سدهای بزرگ است. اخذ اطلاعات و نیازهای پایاب سد که خود در قالب پروژه های آبیاری و زهکشی - آبرسانی و انرژی برقایی مطالعه میشود در چارچوب مدیریت طرح باید هم آهنگ شود محاسبات هیدرولیکی دریاچه های آبگیر و خروجی از سدها منوط به برنامه تامین جریان براساس میزان نیاز پایین دست خواهد بود.

### ۲-۴- احجام اجرائی:

سدهای بزرگ از نظر حجم عملیات اجرائی از انواع مختلف و برحسب نوع سد مقادیر بسیار حجیمی را به خود اختصاص میدهد. این عملیات میتواند شامل موارد زیر باشند.  
الف) عملیات خاکی و حفاری اولیه:  
- عملیات حفاری روباز شامل خاکبرداری - سنگبرداری جناحین پی سد و حفاری سازه های وابسته.

- احجام خاکریزی عمدتاً شامل فرازبند - نشیب بند در کلیه پروژه های سدسازی که بسته به نوع مرفولوژی ساختگاه سد و جانمایی های آنها بسیار حجیم میباشد.

- عملیات حفاری روبسته شامل عملیات اجرائی مربوط به تونلهای انحراف - تونلهای ارتباطی و آب بر نیروگاه - گالریهای دسترسی و بازرسی که بسته به نوع پروژه قابل ملاحظه میباشند - نیازهای مصالح تجهیزاتی و تخصصی این بخش در طرحهای سدسازی از اهمیت خاصی برخوردار میباشد که در سایر پروژه های عمرانی چنین جایگاهی ندارد.

ب) عملیات حفاری و تزریق:

حفاری و تزریق در سدهای بزرگ بطور عمده به منظورهای مختلفی از جمله تحکیم آب بندی و تماسی و... انجام میشود به حجم عملیات این بخش به لحاظ ریالی درصد قابل ملاحظه ای از برآورد اجرائی کل سد را تا حدود (۴۰-۳۰) درصد را به خود اختصاص میدهد. پیچیدگیهای مطالعات این بخش در حین اجرا نیز مطرح بوده و به نیرو و تجهیزات تخصصی ویژه و پرهزینه ای نیاز خواهد بود. حجم اولیه در قراردادها جنبه محاسباتی اولیه و تقریبی داشته و همانگونه که ذکر شد در ادامه کار تا اجرای کامل طرح و بعضاً علاج بخشی های پس از آنگیزی حجم اجرا رقم بالائی را به خود اختصاص میدهد.

ج) عملیات اصلی سد:

بسته به نوع سد عملیات خاکی و یا بتنی کارهای عمده اجرای بدنه سدها محسوب میشود. حجم زیاد این بخش با توجه به محدودیتهای فصلی فنی و اهداف اقتصادی طرح سرعت اجرائی خاصی را نیاز خواهد داشت. در نتیجه مقدار کار در واحد زمان نیز از عواملی است که در قیاس با سایر طرحهای عمرانی بسیار قابل ملاحظه و غیر قابل قیاس میباشد.

از ویژگیهای عملیات اصلی اجرائی سد (اجرای بدنه) محدودیت های فضای کار و تمرکز این حجم زیاد در محوطه ای با وسعت کم میباشد. که با توجه به این امر تمهیدات ویژه ای را برای شرایط مختلف کار طلب می نماید. تجهیزات اجرائی این بخش از کار منوط به سرمایه گذاری حجیم و مشخصات خاص داشته که تامین آن باید طبق برنامه ای جامع و سریع و همه جانبه صورت گیرد. این تجهیزات شرایط حضور پیمانکاران در امر سدسازی را تعریف نموده و از ردیفهای بسیار مهم در انتخاب پیمانکار بحساب می آید.

د) عملیات هیدرومکانیکال و هیدروالکتریک

بسته به نوع سد پروژه های هیدرومکانیکال و هیدروالکتریکال نیز پروژه های مستقل و حجیمی در نوع خود میباشد. سیستم کنترل جریان را در سدها توسط مولفه های هیدرومکانیکال صورت می گیرد.

استاپ لاگها: دریچه ها - مجاری عبور جریان نظیر تخلیه کننده های تحتانی و پناستاک - (Penstocks) شیرآلات - اتصالات خاص - بالابرها و اجزاء وابسته به تجهیزات مکانیکال مورد نیاز در طرح را در بر می گیرد.

همچنین تجهیزات برقی نیروگاهها نیز خودبخش عمده و بسیار مهمی در عملیات هیدروالکتریک آنها تشکیل داده و شاخه مطالعاتی - طراحی و اجرای ویژه خود با هزینه های بسیار بالا را تشکیل میدهد.

## ۲-۵- نیازهای تخصصی در اجرای سدهای بزرگ و اصل اشتغالزائی آنها

همانطوریکه در مرحله مطالعات طرحهای سدسازی به تخصصهای مختلفی نیاز میباشد در بخش اجرا بسته به نوع پروژه های وابسته به سرشاخه های مختلف تخصص های گوناگون از مهندسين اجرائی - تکنسینها - فورمن های بتن و مباشرین عملیات خاکی تا گروههای کارگران مجرب و ماهر شرکتی نمایند.

گروههای تخصصی جانبی در امور برنامه ریزی و کنترل پروژه - امور مالی و اداری تدارکات و انبارها - تعمیرات و نگهداری در تامین ارتباطات - نیازهای اجرائی و به گردش در آوردن جریانهای مالی و اجرائی نقش مهم و تعیین کننده ای دارند. با توجه به مراتب فوق در شرایط موجود کشور در بستر توسعه اقتصادی نقش اشتغالزائی در اجرای سدهای بزرگ بسیار قابل توجه است.

برنامه ریزیهای آموزش های حرفه ای و کاربردی مرتبط با اهداف اقتصادی سدهای بزرگ میتواند جامعه بهره برداری کننده از مزایای تامین آب و انرژی سدها را بوجود آورده و پرورش دهد تا طرحهای سدسازی بصورت بهینه بهره برداری شود. ده ها پروژه جانبی

عمران و توسعه شهری و روستائی نیز مرتبط با زمینه سازی سدهای بزرگ پیرامون اهداف بزرگ و درخشان امر سدسازی تبلور یافته و اشتغال های دیگری را همراه با تخصصهای ذریبط سامان بخشند.

فعال شدن پروژه های زیست محیطی - شیلات و پرورش آبزیان گردشگری و صنعت توریسم از دیگر ثمرات اجرای سدهای بزرگ و نقش توسعه اقتصادی و اجتماعی آنها است. شاید بهتر است گفته شود. که در دیدی کلان نگر احداث سدهای بزرگ ویژگی تمدن سازی و توسعه بخشی به معنای زیربنای توسعه اجتماعی و اقتصادی منطقه طرح و در مجموع کشور را به همراه دارد.

## ۲-۶- حجم سرمایه گذاری یا حجم اعتبارات قابل هزینه:

باتوجه به گسترش و عمق مطالعات و طراحی اجرای سدهای بزرگ هزینه قابل ملاحظه ای نیاز خواهد بود. منابع مالی لازم را باتوجه به اهداف اقتصادی طرح سرمایه گذاری در صنعت سدسازی تعریف نموده و با نگرشی اقتصادی نیاز اجرائی سدهای بزرگ را به سرمایه گذاری لازمست بررسی کنیم. بهتر است در این خصوص هزینه های پیش بینی شده در سدهای در دست اجرای ایران را که به عنوان برآوردهای اولیه مهندسین مشاور میباشد مدنظر قرار داده ببینیم که در حال حاضر چه حجم سرمایه گذاری در این صنعت که تولید انرژی و آب اولین هدف آن میباشد مصرف میشود.

طبق جدول پیوست برآورد اولیه هزینه اجرای سدهای در دست اجرای کشور معادل ۲۰/۸۹۳/۲۱۹ میلیون ریال میباشد. همانطوریکه ملاحظه میگردد در قیاس با سایر پروژه ها و طرحهای عمرانی هم سرمایه گذاری بسیار بالا بوده و بالتبع بمنظور هدایت این سرمایه حجیم و نیل به اهداف اقتصادی طرحهای سدسازی مدیریت ویژه ای را نیاز خواهد داشت.

## ۲-۷- فن آوری اجرای سدهای بزرگ

انتخاب ابزار و تجهیزات اجرائی در سدهای بزرگ حاصل تحلیل روش اجرا و بهینه سازی آن برای اجزاء مختلف سد در راستای اهداف طرح خواهد بود. سرمایه گذاری هنگفت در اجرا، استفاده از تجهیزات مناسب و با بهره وری بالای اجرا را دیکته می کند. در بررسی و تحلیل تکنولوژی اجرای سدهای بزرگ بخش های تامین مصالح خام تامین مشخصاتی مصالح و تولید مصالح ترکیبی که مستقیماً در اجزای بدنه گالریها- پرده و دیوار آب بند و بدنه سرریز سدها بکار میروند. هر کدام دارای وزن خاص خود بوده و باتوجه به نوع سد تجهیزات و ماشین آلات متفاوتی نیاز خواهد داشت. قسمتتهائی نظیر مصالح پوسته هسته ناتراواو فیلتر و زهکش (درین) در سدهای خاکی و یا سنگ شکنها (سیستم تولید مصالح سنگی) سیستم تبرید و کارخانه بتن ساز در سدهای بتنی که در آنها بین تولید مصالح درجه بندی شده تا مصالح قابل استفاده مستقیم در اجرا مسیر پیوسته ای وجود دارد، خود به عنوان پروژه ای صنعتی بایستی مدنظر قرار گیرد. عدم دسترسی و تامین تجهیزات تعریف شده برای اجرای سدها در بسیاری از موارد موجب شکست در اجرای بموقع سد و ضرورت پیمانکار و یا پیمانکاران و در نهایت عدم دستیابی به اهداف اقتصادی طرح خواهد شد. در این بعد هیچ پروژه ای قابل مقایسه با نیازهای تکنولوژیک سدهای بزرگ از نظر گستردگی نخواهد بود.

## ۲-۸- اهداف اصلی احداث سدهای بزرگ

سدهای بزرگ بخشی از طرحهای زیربنائی است که پروژه های زیربنائی دیگری را نیز احیا، تعریف و در بستر خود جای میدهند. طرحهای آبیاری و زهکشی - آبرسانی شهری - تامین انرژی برقایی و انتقال و توزیع آن عمدتاً پروژه های وابسته به امر سدسازی بوده و اهداف اصلی تامین آب کشاورزی آب شرب آب صنعتی و انرژی برق را در اجرای سدهای بزرگ بیان می نمایند. از این رو بسته به اینکه سدهای بزرگ یک یا چند منظور از هدفهای فوق را تامین کنند طرحی تک منظوره یا چند منظوره (Mono Or Multy Purpose) میباشد. همچنین در اهداف یاد شده باتوجه به نیاز مردم - اقتصاد ملی و طرح و توسعه در سطح کشور و یا منطقه اولویت بندی میتواند حاکم باشد.

## ۲-۱۹ اهداف جانبی سدهای بزرگ:

اثرات اقتصادی اهداف جانبی سدهای بزرگ در یک کلام کمتر از اهداف اصلی در دید کلان نمی باشد. اثرات مثبت زیست محیطی و احیاء منابع طبیعی پروژه های توسعه آبریان (شیلات) ایجاد پارکهای وحش و جنگلی - ورزشهای آبی - صنعت توریسم و غیره - موجب ایجاد اشتغال و توسعه اقتصادی منطقه طرح بصورت اهداف جانبی می باشد. همچنین ارتقاء سطح دانش جمعیت ساکن در محدوده طرح با توجه به توسعه مراکز آموزشهای حرفه ای و عالی و از طرفی توسعه بخشهای راه مسکن و صنایع غذایی و شکل گیری شهرهای جدید تولیدی و خدماتی از دیگر اثرات اجتماعی طرحهای سدسازی می باشد.

## ۲-۱۰ جمع بندی:

با عنایت به آنچه گفته شد سدهای بزرگ موجب توسعه ملی منطقه ای میگردند همچنین شرایط اشتغال زائی آنها نسبت به سایر طرحها چشم گیر می باشد. به عبارتی: سدهای بزرگ دارای اشتغال زائی در ابعاد اجرا - بهره برداری و توسعه اجتماعی و اقتصادی می باشد. در یک جمله تمدن ساز و فرهنگ ساز می باشد. و در مقایسه با سایر پروژه ها از شعاع تاثیر غیر قابل وصفی برخوردار می باشد.

## فصل دوم:

### ۳- ساختار مدیریتی سدهای بزرگ

#### الف) شرایط موجود:

در حال حاضر مدیریت مطالعاتی و اجرائی و بهره برداری طرحهای توسعه منابع آب از جمله سدهای بزرگ در چارچوب وظایف و مسئولیتی امور آب و وزارت نیرو قرار دارد. این امور نیز از تشکلهای سازمانی گوناگون از جمله شرکت های آب منطقه ای - شرکت مهندسی منابع آب و نیرو حوزه ستادی تشکیل یافته و هدف فوق را دنبال می نمایند. از نظر شخصیت حقوقی شرکت های مذکور در ارتباط با مطالعات و اجرای سدهای بزرگ موقعیت کارفرمایی داشته و پیگیری و مدیریت لازم را اعمال می نمایند.

از جهت ساختاری مجری طرح و یا نماینده او در قالب تشکیلاتی تقریباً مستقل نسبت به اداره طرح اقدام می نمایند. این مدیریت در بخش اجرا با توجه به میزان اعتبار پیش بینی شده در موافقتنامه های مصوب به سازمان برنامه و بودجه در شکل ظاهر شکلی قراردادی و اعتبار دارد چه آنکه در تمامی شرکت های یاد شده به عنوان دستگاه اجرائی اعتبار طرح از طریق تنظیم موافقتنامه پس از تصویب سازمان برنامه و بودجه در اختیار مجری و یا نمایندگان مجری قرار گرفته و توسط پیمانکار و یا مهندسین مشاور به عنوان دستگاه نظارت هزینه میشود.

بطور کلی شرح وظایف مجریان طرحها در برخی از آبهای منطقه ای و یا شرکت مهندسی توسعه منابع آب و نیرو با نمایندگان مجری طرح در سایر شرکتها تفاوت معنی داری نداشته لیکن روابط کاری و مراحل رسیدگی با توجه به محدودیت اختیارات نمایندگان مجری طرح با زمان بری متفاوتی روبرو می باشد. این شرایط ناشی از عدم تفویض اختیار از سوی رئیس دستگاههای اجرائی که مجری طرح محسوب میگردد به نمایندگان خود حاصل میشود. همچنین برای آنکه بتوانیم به شرایط مطلوب برسیم باید ملاکهای را در وضعیت موجود مدیریت سدهای بزرگ تعریف کنیم. آنگاه به نقد و بررسی نشست و ویزگیهای شرایط مطلوب را شناسائی نمائیم.

### ۳- ضوابط انتخاب مجری و یا نماینده مجری طرحهای سد سازی:

مجری به عنوان کسی که باید در راس یک دستگاه مطالعاتی اجرائی بهره برداری قرار گیرد با نماینده مجری طرح که مسئولیت مدیریت طرح را داراست در حال حاضر از نظر انتخاب ضوابط همسان نمی باشند.



رئیس دستگاه اجرایی از توان مدیریتی مختلفی باید برخوردار باشد که یکی از مشخصه‌های قابلیت‌های مدیریت طرح می‌باشد. در صورتیکه توان نماینده مجری طرح صرفاً بر اساس نیازهای مدیریتی اجرای طرح مربوطه تعریف می‌گردد.

- در هر حال بی‌شک در بدو امر بنظر میرسد که مجری طرح باید آدمی باشد که تحصیلات عالی‌اش مرتبط با امر سدسازی باشد.

- مجری باید آدم با تجربه به حد کافی باشد فکر می‌کنم شما هم موافق باشید که حداقل ۱۵ تا ۲۰ سال رقم معقولی است.

پرواضح است شخصی که این مدت را در فراز و نشیب طرح و اجرای سد گذرانده است در تصمیم‌گیری‌ها شناخت راه کارها و تنگناها محدودیتها نیز امکانات کمتر خطا میکند.

خوب می‌شناسد و راه کار منطقی تری را پیشنهاد می‌نماید زیرا در سالهای قبل در سمت مشاور و یا پیمانکار اینگونه طرحها و یا کارشناسی که مستقیماً با کار در ارتباط بوده نظیرش را دیده و نتیجه راه حل‌های خوب را لمس کرده است.

در حال حاضر عدم حساسیت فنی و اجرایی مجری طرح در مسیر اجرایی یک سد بزرگ به چه میزان تأثیر منفی می‌گذارد؟ پرواضح است که این آقای مجری به موقع تصمیم نمی‌گیرد حساسیت نشان نمی‌دهد چون شناختی از راه ندارد.

خوب اولین گام در وضعیت موجود مدیریت سدهای بزرگ شناخت مجری طرح و ضابطه بندی آن است. در بسیاری از دستگاههای اجرایی مجری طرح یا شرح و وظایف ندارد و یا یک شرح و وظایف ناقص و ناکافی. از نظر اختیارات هم همین طور که قبلاً گفته شد در دستگاههای اجرایی دارای چارچوب مشخص نبوده و متفاوت می‌باشد. بطوریکه در یکی مجری پرسنل مورد نیازش را خود استخدام میکند. و اختیار پاره‌ای از هزینه‌های اجرایی را جهت سرعت بخشیدن بکار را راساً داراست. و مجری دیگر با وظایف مشابه از حداقل اختیارات نیز برخوردار نمی‌باشد. مجری میتواند راس یک ساختار و تشکیلات باشد. چه دستگاه اجرایی و یا تشکیلات مستقل یک طرح باشد که اولی دور از بستر اجرای طرح است و دومی در تماس تنگاتنگ آن در نظام مدیریتی نماینده مجری طرحی - اختیارات نماینده مجری که وظایف مجری را نهایتاً عهده‌دار است در حد یک کارشناس عادی تنزل می‌یابد. امروز مجری مستقل و یا نماینده مجری بالضرور در میانه کار اجرایی است چه بخواهیم چه نخواهیم نقش هدایت پروژه را داراست.

از اینرو می‌بایست دارای ضوابط حرفه‌ای مناسب باشد. همچنین روابط اجرایی مناسب با طرح و اهداف آن از دیگر ضرورت‌های مدیریت اجرایی سدهای بزرگ می‌باشد.

### ۳-۲- مبانی انتخاب مجری طرح مستقل:

- تحصیلات: عمران در حد فوق لیسانس: ( دارای اطلاعات کافی و عمومی مهندسی از نظر مطالعات سد سازی)
  - تجربه طراحی و اجراء: مجموعاً ۲۰-۱۵ سال (تجربه کافی به عنوان کارشناس مطالعات و یا اجرا سدسازی داشته باشد)
  - تجربه مدیریتی در زیربخش‌های مربوط به مطالعات سد سازی
  - درامور برنامه ریزی و کنترل پروژه آگاه و توانائی لازم داشته باشد.
  - با شیوه‌های جدید مدیریت مانند مدیریت کیفیت آشنا باشد.
  - مدیریت منابع انسانی
- "" در رفتار کاری و کارگاهی از شایستگی و قابلیت لازم برخوردار باشد ""
- از نظر شخصیت اجرایی به برنامه ریزی هم آهنگی و ارزشیابی - دقت و جدیت آگاه و معتقد بوده و عملاً اثبات نماید. شاید بتوان ویژگیهای بیشتری را به مبانی انتخاب یک مجری مستقل و یا نماینده مجری طرح که او هم باتوجه به انتظارات کار و اقتصاد مردم باید عملاً تفویض اختیارات مجری به او شده باشد اضافه نمود. لیکن در یک جمله:
- زبان کار طرح و اجرا یعنی مشاور و پیمانکار را بشناسد و درک نموده تا بتواند با اعتقاد به زمانسنجی و آگاهی علمی و عمومی از اقتصاد مهندسی کارگشا باشد و طرحی با کیفیت مطلوب در حداقل زمان و با حداقل هزینه به اجرا درآورد.
- سایر ابعاد و ویژگیهای مورد نیاز به مبانی فوق می‌تواند اضافه شود که بستگی به پویائی مدیریتی که در هر زمان نیاز می‌باشد خواهد داشت.



### ۳-۳- مبانی ساختاری مجریان طرحها

همانگونه که گفته شد موفقیت مجریان طرحها در چهارچوب دستگاههای اجرایی موجود عمدتاً دارای محدودیتهای ساختاری که مشکلات ارتباطی و اختیارات و ابهام شرح وظایف را به دنبال دارد برخوردارند. از اینرو مبانی اولیه ساختار سازمانی مجریان طرحها بشرح زیر میتواند پیشنهاد گردد:

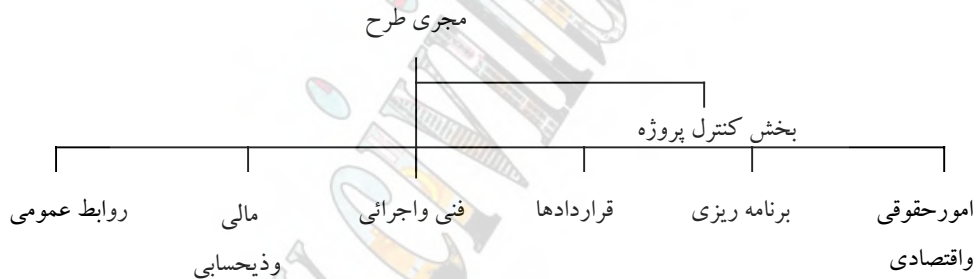
از حداقل ارتباط با مدیریت های منطقه ای و میانی برخوردار باشد.

۱- اجزاء برنامه ریزی و کنترل پروژه - کنترلهای فنی - امور قراردادی و ذیحسابی با ارتباطی مستقیم زیر نظر مجری انجام وظیفه نمایند .  
۲- ارتباط نزدیک و مستقیم معاونت ها و مدیریت های ستادی وزارت نیرو از جمله معاونت طرح و توسعه و مدیریت توسعه منابع آب همچنین کمیته های سدهای بزرگ ایران - احکام صادره مجریان طرحها از سوی معاونت امور آب و یامعاونت طرح و توسعه صادرگردد.

۳- ساختار مجریان بایستی انعطاف پذیر بوده و با توجه به پروژه های جانبی و نیاز بتواند از انقباض و توسعه پذیری لازم برخوردار باشد.  
۴- ارتباطات داخلی در ساختار مجری طرح بایستی روان و از ارتباطات زائد و غیرمثمر در آن خودداری شده باشد.

۵- با توجه به نوع تصمیم گیریهای قراردادی - اعتباری - فنی و اجرایی منطقه ای اختیارات متناسب برای مجری طرح در نظر گرفته شود و مسئولیت ها و شرح وظایف در این ارتباط تعریف و تشریح گردد:

ساختار اولیه ای که با توجه به مراتب فوق بنظر می آید بشکل زیر قابل ارائه میباشد.



### ۳-۴- شرح وظایف مجریان مستقل:

الف) برنامه و برنامه ریزی

- بررسی شرایط طرح از نظر اهداف اولیه و سیمای مطالعاتی طرح

- بررسی شرایط طرح از نظر شرح خدمات اولیه و سیمای مطالعاتی طرح

- بررسی اهداف و سیمای طرح از نظر مهندسی ارزش در جهت بهینه سازی طراحی

و اجرای طرح

- بررسی برنامه زمانی تفصیلی طرح به روشهای متداول Cpm و PERT در ابعاد مطالعاتی و اجرایی از نظر پیوستگی ردیفهای

اجرائی طرح و با توجه به کمیته کردن شناوری آنها

- بررسی برنامه تامین منابع اعتبار و سرمایه گذاری طرح و ارائه گزارش منابع سرمایه گذاری جهت تعیین مطمئن ترین منابع سرمایه

گذاری طرح

- بررسی برنامه تامین منابع سرمایه گذاری که از سوی سرمایه گذار با سرمایه گذاران منتخب تا پایان دوره آنگیری

- تامین و ارائه برنامه های مطالعاتی - اجرایی و سرمایه گذاری به معاونت امور آب و یا دستگاه اجرایی

ب) کنترلهای فنی:

## -مطالعاتی

-بررسی سوابق مطالعاتی از نقطه نظر مراحل مطالعات و شرایط طرح از نظر مطالعه و تسلیم گزارش های طرح  
 -بررسی و تصویب باتوجه به برنامه ریزی مصوب طرح  
 -بررسی تعداد و عناوین گزارشهای طرح در مراحل مختلف باتوجه به آخرین پیشنهادات موسسه استانداریهای صنعت آب و کمیته ملی  
 سدهای بزرگ و سازمان برنامه و بودجه و نیز مشخصات ویژه طرح  
 -هم آهنگی و عقد قرارداد با کمیته فنی بررسی کننده طرح در مراحل شناخت و اول جهت بررسی و اظهار نظر و اصلاح نهائی توسط  
 مشاور در مدت مقرر و محدود بمنظور جلوگیری از تلفات زمانی و افزایش هزینه ها و کنترل دقیق اهداف اقتصادی طرح.  
 -هم آهنگی در ارائه خدمات مشاورین جانبی و مشاور اصلی (مشاور مادر) و تهیه برنامه لازم با توجه به برنامه مصوب مطالعات اجرا  
 و آنگیری سد

-بررسی و ابلاغ قراردادهای خدمات تکمیلی به مشاوران و پیمانکاران (در صورت نیاز) باتوجه به زمانبندی طرح  
 -بررسی و کنترل خدمات مشاورین از نظر کمیت و کیفیت مورد نیاز  
 -شرکت در جلسات بررسی طرح به عنوان یک رای بمنظور هم آهنگی بین بررسی  
 کارشناسان کمیته فنی طرح و نظر مشاور طرح به منظور دستیابی به حد ارضاء و کفایت مطالعات در مراحل مختلف با رعایت نهایت زمان  
 بررسی و اصلاح باتوجه به مسئولیت دائمی مشاور و مقطعی کمیته فنی  
 -شرکت در جلسات مناقصه پیمانکاران اصلی و تخصصی.  
 -بررسی و ابلاغ مطالعات مرحله دوم به مشاور باتوجه به شرح خدمات بررسی شده و مصوب کمیته فنی در زمان مقرر طبق برنامه زمانی  
 طرح

-بررسی شرح خدمات مطالعات تکمیلی ژئوتکنیک و ژئومکانیک - نقشه برداریها و مواردی که به عنوان پیش نیاز مطالعات مرحله  
 دوم مورد نیاز میباشد و توسط مشاور مادر (مشاور اصلی) ارائه میگردد.  
 -انتخاب مشاورین برای خدمات تکمیلی مطالعات مرحله دوم با همکاری مشاور مادر توسط امور قراردادهای طرح  
 -نظارت بر مطالعات مرحله دوم تا ارائه گزارشات و اسناد مناقصه و تصویب آنها طبق پیش بینی های برنامه ریزی شده طرح  
 -بررسی شیوه های اجرایی طبق برنامه منابع تامین شده طرح  
 -انجام مناقصه که باتوجه به حجم اجرایی پروژه می تواند از پیمانکاران ابنیه سنگین تا کنسرسیومی مرکب از پیمانکاران ساختمانی  
 و ژئوتکنیک برای بدنه و سرریز برای کارهای ساختمانی سد و نیز پیمانکاران تخصصی مناسب برای پروژه های هیدرومکانیکال  
 و هیدروالکتریکال

-ابلاغ قراردادهای اجرایی پروژه های سد سازی  
 -تشکیل کمیته فنی بررسی و تصویب تغییرات طرح که نظارت عالی بخش از این کمیته محسوب میشود بصورت ادواری - در این  
 کمیته نقشه های عین ساخت (As built) نیز کنترل شده و پس از تایید جهت آرشیو طرح ارسال خواهد شد.  
 ج) امور اقتصادی و حقوقی:

-تهیه و تقویم منابع سرمایه گذار  
 -تشکیل کمیته اقتصاد اجرای طرح با حضور اعضاء نظارت سرمایه گذارها - سرمایه گذاران طرح طبق برنامه مصوب کمیته  
 مزبور.

-بررسی و ارائه گزارش پیشرفت کار فیزیکی و ریالی باتوجه به عامل وزنی به کمیته اقتصادی - اجرایی طرح  
 -بررسی گزارش بازرسین طرح و ارائه آنها در کمیته اقتصادی اجرایی طرح جهت بررسی و تصویب.  
 -بررسی گزارشهای فصلی و سالیانه طرح با توجه به چارچوبهای فیزیکی - ریالی و عامل وزنی که از طرف مشاور طرح تهیه میشود  
 همراه با تحلیل های اجرایی و اقتصاد طرح و ارسال آنها جهت بررسی و اظهار نظر کمیته اقتصاد اجرایی طرح

- نظارت و کنترل بر کاربریهای طرح شامل طرحهای اقتصادی قابل اجرا در پیرامون دریاچه سد - دریاچه سد و پایین دست آن که با توجه به سیمای طرح و آخرین نتایج مطالعات اقتصادی طرح پیشنهاد گردیده است.

- نظارت بر عملکرد و رسیدگی به خسارات مخزن از طریق مدیریت امور حقوقی و اقتصادی طرح

#### ۴- جمع بندی:

در حال حاضر در سطح حوزه ستادی بررسی هائی به منظور شرایط گزینش مجری طرح صورت گرفته است. امید است موارد ذکر شده در این نوشتار در تدوین ساختار و بسط ضوابط انتخاب مجریان طرحهای سدسازی مفید واقع شود.

سپاسگزاری: از همکاری جناب آقای دکتر نورزاد مدیر کل محترم دفتر طرحهای توسعه منابع آب در ارسال گزارش اولیه نحوه انتخاب مجریان طرحها سپاسگزاری میشود.

مراجع:

- نگارش این مقاله دستورالعمل های استانداردهای مدیریت صنعت آب و بررسی های اولیه معاونت و مدیریت های محترم طرح و توسعه مد نظر قرار گرفته است. مأخذ آمار نیز دفتر طرحهای توسعه منابع وزارت نیرو میباشد.

## بررسی‌های فنی در فاینانس‌یابی پروژه‌های بزرگ سیویل (سدسازی)

سعید سعیدی<sup>۱</sup>  
داود نجار نوبری<sup>۲</sup>

### چکیده:

برای سنجش فنی میزان فاینانس‌پذیری داخلی و خارجی اجرای پروژه‌های بزرگ سیویل بویژه آن‌ها که مانند سدهای فاقد نیروگاه بزرگ دربردارنده تجهیزات پر قیمت وارداتی و پرجاذبه برای فروشندگان و سرمایه‌گذاران خارجی نیستند روشی منطقی معرفی شده است. با بکارگیری نتایج یک مطالعه موردی (Case Study) فاینانس‌پذیری اجرای یک سد خاکی بزرگ در ایران (سد طالقان)، مراحل مطالعاتی زیر تشریح گشته‌اند:

- تجزیه ساخت (Construction) به بخش‌های عمده و سپس تجزیه هر بخش عمده به اجزاء کاری
  - طراحی یا برآورد اولیه جنبه‌های سه‌گانه ساخت شامل روش اجرا، ماشین‌آلات و نیروی انسانی
  - تهیه جدول زمانی اجرای بخش‌های عمده و اجزاء کاری
  - برآورد هزینه اجرای بخش‌های عمده و اجزاء کاری
  - تفکیک هزینه هر بخش عمده و هر جزء کاری برای تعیین درصد سهم‌های چهارگانه اساسی هزینه استهلاک و سرمایه‌ای ماشین‌آلات، هزینه راهبری و نگهداری ماشین‌آلات، هزینه مصالح و هزینه نیروی انسانی، بطوریکه اولی، "قسمت سرمایه‌ای" و مجموع بقیه "قسمت پرداختنی" را تشکیل می‌دهد.
  - توزیع زمانی هزینه هر بخش کاری بر بخش نظیر در جدول زمانی اجرا
  - رسم منحنی‌های "صورت وضعیت‌ها" و "صورت پرداخت‌ها" در یک دستگاه مختصات
- مقایسه این دو منحنی اخیر در مطالعات و مذاکرات فاینانس‌روشنگر موارد مهم زیر خواهد بود:
- تشخیص نیاز کارفرما به فاینانس و میزان آن
  - میزان آمادگی پیمانکار در امر مشارکت در سرمایه‌گذاری با توجه به توان ماشین‌آلات خود
  - تنظیم استراتژی در استفاده کارفرما از سرمایه‌گذاری پیمانکار طرح و سرمایه‌گذار داخلی
  - توافق درباره مدت انتظار در دریافت صورت وضعیت‌ها از طرف پیمانکار علاقمند به سرمایه‌گذاری و نیز نحوه و بازپرداخت دیون کارفرما با احتساب بهره مورد توافق

### کلمات کلیدی:

فاینانس، سد سازی، برآورد هزینه، مشارکت مالی، ماشین‌آلات پیمانکاری

<sup>۱</sup> دکترای مهندسی عمران، مشاور پروژه‌های سدسازی و هیدرولیک، عضو هیئت علمی دانشگاه شاهرود، تهران، ص پ ۸۹۸-۱۵۷۴۵

<sup>۲</sup> فوق لیسانس مهندسی عمران، کارشناس سازه در شرکت عمرانی و صنعتی پارس گرما

## ۱- مقدمه

۱-۱- **انگیزه و سابقه:** وزارت نیروی دولت جمهوری اسلامی بعنوان متولی اصلی آب و برق کشور برای ساخت چند پروژه مهم آبی، در سال‌های ۷۹-۱۳۷۷ موظف و موصوم به جلب سرمایه‌های خارجی از طریق برگزاری مناقصه بین‌المللی "طراحی، فاینانس و اجرا" شده بود. این پروژه‌ها عبارت بودند از:

**الف-** سد و نیروگاه آبی استور در استان آذربایجان شرقی: سد بتنی قوسی به ارتفاع ۱۶۰ متر و طول تاج ۳۰۰ متر و نیروگاه به ظرفیت کلی حدود ۱۸۰ مگاوات با برآورد تقریبی هزینه توسط مشاور معادل ۲۰۰ میلیون دلار.

**ب-** سد و نیروگاه آبی ملاصدرا در استان فارس: سد سنگریزه‌ای با هسته رسی به ارتفاع ۷۲ متر و طول تاج ۶۳۰ متر و نیروگاه به ظرفیت کلی ۱۰۰ مگاوات با برآورد تقریبی هزینه توسط مشاور معادل ۱۲۰ میلیون دلار.

**پ-** تونل آبرسانی صفا - بهرامجرد در استان کرمان: تونل به قطر حدود ۳/۵ متر و طول ۶۴ کیلومتر و سازه‌های ورودی و خروجی و تجهیزات هیدرومکانیکی برای انتقال سالانه حدود ۱۱۰ میلیون متر مکعب آب به مقصد نهایی شهر کرمان با برآورد تقریبی هزینه معادل ۱۵۰ میلیون دلار.

**ت-** سد و نیروگاه آبی طالقان در استان تهران: سد خاکی با هسته رسی به ارتفاع ۱۰۵ متر و طول تاج ۱۰۰۰ متر و نیروگاه کوچک ۱۷ مگاوات با برآورد تقریبی هزینه توسط مشاور معادل ۸۰ میلیون دلار.

تجارب اشتغال نگارنده اول در مطالعات و مذاکرات سه پروژه اول و مشاهده برخی ابهامات و سردرگمی‌های گریبانگیر مجموعه "مناقصه گذار، شرکت کننده در مناقصه و سرمایه گذار خارجی" مشوق نگارندگان به تلاش برای برخورد تعریف شده با نیاز پروژه چهارم به فاینانس و نیز سنجش فنی فاینانس پذیری آن گردید. محصول این تلاش ارائه یک مدل برای بررسی سیمای فنی فاینانس یک پروژه سیویل می‌باشد. برای سنجش جنبه‌های مالی هر پیشنهاد فاینانس نیز مدلی دیگر در مقاله‌ای جداگانه معرفی خواهد شد. این مدل‌ها قضاوت درباره توجیه پذیری فنی - مالی یک پیشنهاد مشخص برای کلیه طرف‌های درگیر در موضوع فاینانس را آسان خواهد کرد.

## ۱-۲- چند تعریف:

مقصود از "پروژه سیویل" در عنوان مقاله حاضر، اجرای پروژه‌های بزرگ عمرانی نظیر سد، فرودگاه، بندر، بزرگراه‌های بین شهری، شبکه‌های بزرگ آب و فاضلاب است که تامین هزینه آن‌ها برای کارفرماهای دولتی کشورهای در حال توسعه مانند ایران دشوار بوده و نیازمند کمک سرمایه‌های خارجی می‌باشند. چنانکه از تجربه سال‌های اخیر در کشورمان و نیز تجربه کشورهای مشابه برمی‌آید برای پروژه‌های فراوان عمرانی مورد نیاز، بهره‌گیری از سرمایه‌های غیر دولتی (نظیر سرمایه گذاری خارجی یا داخلی، اوراق مشارکت) در چند ده سال آینده یک ضرورت خواهد بود. بعنوان نمونه در مورد سدها توجه شود که مطابق آخرین اعلام رسمی علاوه بر ۸۴ سد بزرگ موجود در کشور، هنوز ۶۸ سد در دست اجرا و ۱۳۰ سد در دست مطالعه است (مرجع ۲). منظور از "فاینانس" در نوشته حاضر نوعی از سرمایه گذاری (اغلب خارجی و گاه داخلی) است که در آن سرمایه گذار به عنوان مهمترین عضو در مشارکت "سازنده (پیمانکار) + طراح + سرمایه گذار"، در مسئولیت‌های طرح و اجرا حضور دارد و پس از پایان ساخت و آغاز بهره‌برداری، اصل سرمایه بعلاوه بهره و بالاسری‌های دیگر را از دولت به عنوان ضامن کارفرما (دستگاه بهره بردار) با اقساطی معین و طبق توافق اولیه دریافت می‌کند. فرمت اولیه پیشنهادی مناقصه گذار (وزارت نیرو) برای پروژه‌های چهارگانه یادشده فوق چنین بود: سهم کارفرما ۱۵ درصد کل مبلغ قرارداد در قالب پیش‌پرداخت، سهم سرمایه گذار ۸۵ درصد کل مبلغ قرارداد، بازپرداخت در ۱۷ قسط شش ماهه با شروع از شش ماه پس از پایان ساخت. در این نوع فاینانس، بعد از هر مرحله ساخت یا صورت وضعیت و بعد از تایید کارفرما، بانک مرکزی از بانک سرمایه گذار خارجی پول معادل را مطالبه تا از طریق کارفرما به پیمانکار پرداخت شود. مسئولیت و نظارت سرمایه گذار در



طرح و اجرا، این نوع فاینانس را از وام خارجی (مانند وام دولت ژاپن برای ساخت سد مسجد سلیمان) جدا می‌سازد ولی عدم بهره‌برداری از پروژه توسط سرمایه‌گذار در سالهای پس از ساخت، آن را از نوعی دیگر از سرمایه‌گذاری به نام B.O.T متمایز می‌کند. B.O.T خلاصه کلمات Build – Operate – Transfer (بساژ – بهره‌برداری کن – واگذار کن) است، که در آن سرمایه‌گذار و سازنده با شرایط و در دوره معینی پس از ساخت از پروژه بهره‌برداری می‌کند (مثلا آب و برق حاصل شده از احداث سد را می‌فروشد یا عوارض بزرگراه ساخته شده را می‌گیرد یا کرایه حمل و نقل مسافر و کالا در راه‌آهن ساخته شده را دریافت می‌کند) و از این طریق سرمایه و سود خویش را بر می‌گرداند. بدلیل یارانه‌ای بودن آب و برق (و اغلب خدمات عمومی مثل حمل و نقل) در ایران، سرمایه‌گذاری B.O.T در سدها (و راه و راه‌آهن) فعلا امکان‌پذیر بنظر نمی‌رسد. مرجع ۴ در بردارنده تجارب و اطلاعات فراوانی از فاینانس پروژه‌های آب و آبیاری در کشورهای در حال توسعه بوده و مرجع ۱ معرفی خلاصه‌ای از B.O.T را در اختیار می‌گذارد. مطابق نقلی از مرجع اخیر، "بیش از ۷۰ سد و نیروگاه در ترکیه بر اساس B.O.T ساخته شده یا در حال ساخت است و بیش از ۶۵٪ انرژی تولید شده در کشور فیلیپین از نیروگاه‌هایی تامین می‌شود که بر اساس B.O.T ساخته شده‌اند."

### ۱-۳- مطالعه موردی:

برای معرفی مدل پیشنهادی در بررسی جنبه‌های فنی فاینانس‌یابی یک پروژه بزرگ سیویل، مورد مناقصه سد طالقان انتخاب شده است. جدول ۱ مشخصات کلی این سد را در بر دارد و شکل ۱ پلان عمومی سد و برخی تاسیسات وابسته آن را نشان می‌دهد. سد طالقان که سابقه مطالعاتش به سال ۱۳۵۲ رسیده و در طراحی و عزم احداث با فراز و نشیب‌های فراوانی روبرو بوده و هست با سه مثال دیگر مذکور در بند ۱-۱ یک تفاوت قابل توجه دارد. این تفاوت به کوچک بودن نیروگاه آبی و لذا کوچک بودن سهم تجهیزات پر قیمت وارداتی و جذاب برای فروشندگان و سرمایه‌گذاران خارجی مربوط است. در دو مثال اول یعنی سدهای استور و ملاصدرا، اندازه نیروگاه و لذا نیاز ارزی پروژه قابل توجه بوده و امید به فروش چند توربین و تاسیسات متنوع وابسته، بخش مهمی از ثمربخش بودن جذب سرمایه خارجی را ضمانت می‌کرد. در مثال سوم، حفاری تونل طولی و کم قطر مربوط در مدت زمان کوتاه خواسته شده، وجود دو یا سه دستگاه ماشین حفار تونل (Tunnel Boring Machine, T.B.M.) به قیمت مجموع حدود ۱۵ تا ۲۵ میلیون دلار را اقتضا می‌نمود. در غیاب این جاذبه برای سد خاکی طالقان، برخورد محاسبه شده با موضوع فاینانس از طریق تعیین سهم ماشین‌آلات، مصالح و نیروی انسانی و مقایسه با امکانات کارفرما یا توان فنی - مالی پیمانکار ضروری تر می‌نمود. آنچه در زیر می‌آید مقدمات و گام‌های چنین برخورد محاسبه شده‌ای را توضیح می‌دهند.

### ۲- چهار رکن هزینه اجرا (Four Components of Construction Cost)

در برآورد اقتصادی اجرای پروژه‌های ساخت (Construction Projects) معمول است که هزینه کل را مجموع سه هزینه تجهیزات، مصالح و نیروی انسانی می‌دانند، اما بدلیل وجود یک مرزبندی معین ولی پنهان در هزینه تجهیزات، لازم است هزینه اجرا به چهار بخش تقسیم شود:

**الف** - هزینه استهلاک و سرمایه‌ای ماشین‌آلات،

**ب** - هزینه راهبری و نگهداری ماشین‌آلات،

**پ** - هزینه تهیه و مصرف مصالح،

**ت** - هزینه نیروی انسانی.

پیمانکار در ضمن اجرای یک پروژه ساخت با مجموع این چهار بخش بعلاوه بالاسری‌ها روبروست. وقتی پیمانکار با ماشین‌آلات تملیکی خویش به میدان می‌آید، گاه بخش الف یعنی هزینه استهلاک و سرمایه‌ای ماشین‌آلات به درجاتی مورد غفلت واقع می‌شود، در حالی که همواره هزینه نیروی انسانی یعنی دستمزدها، هزینه مصالح (مثل خرید سیمان و آهن)، و هزینه راهبری و نگهداری ماشین‌آلات (مانند تعویض لاستیک، قطعات، روغن و تعمیرات) آشکار می‌باشد. احتمالاً از دلایل مهم این غفلت در

پروژه‌ها و نزد پیمانکاران بزرگ، دولتی بودن و مدعی دلسوز خصوصی نداشتن ماشین‌آلات بوده است. بخش الف توضیح بیشتری را می‌طلبد: در حالت اجاره‌ای بودن ماشین‌آلات، بخش الف همان کرایه پرداخت شده بابت استفاده و استهلاک است. در حالت تملیکی بودن، کار با ماشین‌آلات نه تنها باید پاسخگوی استهلاک (کاهش توان کاری و کاهش ارزش سرمایه‌ای) بلکه باید جوابگوی سود سرمایه ارزش معادل ماشین‌آلات باشد.

توصیه می‌شود که در تمام آنالیزهای بها و برآوردهای هزینه اجرا، تفکیک هزینه‌های مربوط به ماشین‌آلات بگونه مذکور در الف و ب صورت گیرد تا بتوان مرز سهم "سرمایه‌ای" را که گاه در حالت تملیکی بودن مغفول واقع می‌شود از سهم "پرداختنی" که بخاطر وقوع روزمره آشکارتر است تشخیص داده و هزینه استهلاک و سرمایه‌ای ماشین‌آلات را در محاسبات نهایی وارد کرد. سهم سرمایه‌ای همان الف و سهم پرداختنی مجموع ب و پ و ت است.

جدول ۲ فرمت پیشنهادی تفکیک هزینه‌های اجرا به چهار رکن مزبور و جدول ۳ نمونه‌ای از مقادیر تفکیک شده محاسباتی در یک پروژه حفاری معین را ارائه می‌کند. چنانکه جدول ۳ نشان می‌دهد در برخی فعالیت‌های سیویل سهم استهلاک و سرمایه‌ای ماشین‌آلات می‌تواند عمده‌ترین سهم در هزینه‌های اجرا باشد. جدول ۴ بگونه‌ای گویا، در بردارنده سهم‌های درصدی چهارگانه فوق‌الذکر در بخش‌های عمده کاری سد مورد مطالعه می‌باشد. چنین جدول‌هایی نه تنها از حیث آموزشی مفیدند بلکه ابزار سودمندی برای برنامه‌ریزی‌های اجرایی - مالی پیمانکار یا کارفرما نسبت به مسئله خرید یا اجاره ماشین‌آلات می‌باشند. به مهندسین و دفاتر فنی‌ای که به بهینه‌سازی اجرا و هزینه علاقمندند توصیه می‌شود برای هر سناریوی مورد نظر خویش از نظر روش اجرا، ماشین‌آلات و زمان‌بندی، جدول مشابهی تهیه کنند تا به کار تصمیم‌گیری مدیران اجرایی و مالی پروژه آید.

اینک می‌توان "صورت پرداخت‌ها" را در کنار "صورت وضعیت" تعریف نمود. "صورت پرداخت‌ها" مجموع هزینه‌هایی است که باید توسط پیمانکار پرداخت شود یعنی "سهم پرداختنی + همه بالاسری‌های پیمانکار منهای سود (که در صورت وضعیت نهفته است) و نیز منهای مالیات (که معمولاً توسط کارفرما پرداخت شده و از صورت وضعیت کسر می‌شود). در عوض، "صورت وضعیت" مجموع هزینه‌هایی است که توسط کارفرما به پیمانکار (شامل "سهم پرداختنی + سهم سرمایه‌ای + بالاسری پیمانکار) یا برای پیمانکار (شامل مالیات) پرداخت می‌شود.

### ۳- هزینه‌یابی پارامتریک کارهای سیویل (Parametric Approach to Cost Estimation)

گاه پیش از آنکه بر اساس مطالعات تمام‌شده فاز ۲ و نقشه‌های اجرایی و از طریق آنالیزهای بها، برآورد جزئی هزینه اجرا یک پروژه در دست باشد، مهندسین در بخش‌های پیمانکاری یا مشاوره و بخصوص در بخش کارفرمایی نیازمند برآورد تقریبی، سریع و معقولی از هزینه‌ها می‌باشند، برآوردی از نوع آنچه در پروژه‌های مسکونی شهری بر بسیاری از سازندگان و مصرف‌کنندگان عامی نیز بر مبنای مترژ و نوع اسکلت و نما و سرویس‌های جنبی معلوم است. ساختمان‌های صنعتی بر حسب نوع و ابعاد؛ کارهای حفاری از قبیل تونل، شفت، مغار، سنگبرداری روباز؛ راه‌ها و جاده‌ها بر حسب نوع و مسیر و عرض و توپوگرافی و سازه‌های تقاطعی؛ سازه‌های ساحلی مانند موج‌شکن و اسکله و دیوار ساحلی؛ پل‌ها بر حسب نوع و عرض و طول دهانه و تعداد دهانه‌ها و ارتفاع؛ کانال‌های آبرسانی و آبیاری روباز بر حسب هندسه مقطع و نوع پوشش و توپوگرافی؛ و ... همگی گاه موضوع برآوردهای تقریبی ولی قابل اتکاء در سیاست‌گذاری‌های مالی و مدیریتی مهندسین و مدیران واقع می‌گردند. در مقیاس فنی‌تر و برای تصمیمات مربوط به تخصیص بودجه و ماشین‌آلات، نه تنها به برآورد سریع هزینه کل اجرا بلکه به تفکیک تقریبی هزینه به قسمت‌های مربوط به تجهیزات، مصالح و دستمزد نیاز می‌افتد. محروم نمودن تصمیم‌سازان فنی - مالی از این برآورد سریع و موکول کردن آن به آنالیزهای جزئی و وقت‌گیر بر اساس مطالعات تمام شده طراحی، همیشه برای مهندسین ممکن یا زیبنده نیست.

مرجع ۳ نمونه‌ای از هزینه‌یابی پارامتریک پروژه‌های حفاری را در اختیار می‌گذارد. در آنجا آنالیز چند تونل اجرا شده و در دست مطالعه با قطرهای حفاری ۳/۵ تا ۱۴ متر، با تفکیک به بخش‌های حفاری (نقشه‌برداری، چال‌زنی، آتشباری)، تخلیه، تحکیم (بولت، مش، شاتکریت)، پوشش بتنی (قالب‌بندی، آرماتوربندی، بتن‌ریزی)، تهویه، روشنایی و زهکشی انجام شد و با اعمال اصلاحات لازم، در آنالیز چند پروژه شفت عمودی، مغار و سنگ‌برداری روباز تکرار گشت. جمع‌بندی آنالیزهای انجام‌شده در جدولی با فرمت جدول ۵ منعکس شده است. با داشتن نتایج عددی در جداول شبیه جدول ۵ می‌توان هزینه کل کارهای گوناگون سیویل را بطور تقریبی بصورت تابعی از چند قیمت شاخص مانند دستمزد کارگر، قیمت بتن، کرایه کامیون، ... برآورد نمود.

#### ۴- گام‌های اساسی بررسی فنی فاینانس پذیری (Technical Studies of Financiability)

اینک گام‌های اساسی برای رسیدن به تصویری روشن از نیازهای فاینانس یک پروژه سیویل با استفاده از مطالعه موردی مذکور در ۱-۳ توضیح داده می‌شوند.

۴-۱- تجزیه ساخت به بخش‌های عمده کاری (Global Job Breakdown): در اجرای سد مورد مطالعه هشت بخش عمده کاری تشخیص داده می‌شود: تجهیز اولیه و ثانویه کارگاه، عملیات لازم برای انحراف آب رودخانه، احداث فرازبند و نشیب‌بند، اصلاح پی (برداشت لایه‌های معینی از آبرفت) و تزریق (از جمله احداث گالری‌های تزریق)، احداث بدنه سد، احداث سرریز و حوضچه آرامش، احداث نیروگاه، ساخت و نصب تاسیسات هیدرومکانیک.

۴-۲- تجزیه هر بخش عمده به اجزاء کاری (Specific Job Breakdown): هر بخش عمده کاری مذکور در ۴-۱ به اجزاء کاری کوچکتر تقسیم می‌شود، مثل عملیات انحراف آب که شامل ساخت سازه‌های ورودی و خروجی، تونل انحراف، تونلهای دسترسی، شفت آبگیر، اتاق شیرهای کنترل و ... می‌باشد.

۴-۳- طراحی و برآورد اولیه اجرا (Preliminary Design of Construction): سه جنبه مهم ساخت شامل روش اجرا (Execution method)، ماشین‌آلات (Machineries and Equipment)، و نیروی انسانی (Manpower) باید در مقیاسی اولیه معین و بطور کمی برآورد شوند. بدون این برآورد اولیه، سنجش مقدماتی زمان‌بندی و هزینه‌یابی پروژه دقت لازم را نخواهد داشت.

۴-۴- برنامه زمانی اجرا (Construction Schedule): برنامه زمانی اجرای همه بخش‌های عمده کاری (۴-۱) و اجزاء کاری (۴-۲) در جداول یا نمودارهایی گویا مشخص می‌گردند. جدول ۶ یک زمان‌بندی پیشنهادی را برای بخش‌های عمده کاری سد مورد مطالعه نشان می‌دهد که در آن هر سال به چهار فصل کاری تقسیم گشته است. برای رعایت اختصار، زمان‌بندی اجزاء آورده نشده است.

۴-۵- برآورد هزینه اجرا (Construction Cost Estimation): برای همه اجزاء کاری وابسته به هر بخش عمده کاری، هزینه اجرا برآورد می‌شود. راهنمای هزینه‌یابی پارامتریک کارهای سیویل (بند ۳ همین مقاله)، اگر آماده و در اختیار باشد، جایگزینی قابل اعتماد و سریع برای آنالیزهای وقت‌گیر بها می‌باشد.

۴-۶- تفکیک "سهام پرداختنی" و "سهام سرمایه‌ای" هزینه همه اجزاء (Cost Split): با توجه به تفکیک و توضیحات ارائه شده در بند ۲ درباره "چهار رکن هزینه اجرا"، هزینه هر جزء و لذا هر بخش عمده کاری قابل تقسیم به دو "سهام پرداختنی" و "سهام سرمایه‌ای" می‌باشد.

۴-۷- توزیع زمانی هزینه (Time Distribution of Cost): وقتی هزینه اجرای همه اجزاء کاری در جدول بزرگ زمان‌بندی پروژه در دست باشد با توزیع زمانی آن بر ردیف مربوطه جدول می‌توان جریان زمانی هزینه را در هر بخش عمده کاری و نتیجتاً در کل پروژه بدست آورد. شکل ۲ سیر زمانی هزینه‌های پیمانکار را بصورت فصلی و تجمعی برای دو بخش

نمونه عملیات انحراف آب و احداث بدنه سد و نیز کل پروژه نشان می‌دهد که در آن محور قائم هزینه بر حسب میلیون دلار و محور افقی فصل‌های سال‌های متوالی می‌باشد.

**۴-۸- رسم "صورت پرداخت‌ها" و "صورت وضعیت‌ها" بصورت تجمعی (Payment vs. Invoice):** با توجه به تعریفی که در بند ۲ از "صورت پرداخت‌ها" ارائه شد می‌توان رشد تجمعی "صورت پرداخت‌ها" را در کنار رشد تجمعی "صورت وضعیت‌ها" محاسبه و بگونه نشان داده شده در شکل ۳ رسم نمود. نگاه مقایسه‌ای و همزمان به این دو منحنی گویای مطالب مهمی است. "صورت پرداخت‌ها" منعکس‌کننده پولی است که پیمانکار مستقیماً برای اجرا پرداخت کرده و شامل استهلاک و سرمایه ماشین‌آلات نمی‌شود و از "صورت وضعیت‌ها" (یعنی پولی که کارفرما برای اجرا باید بپردازد) دو پله پایین‌تر است، یکی هزینه استهلاک و سرمایه‌ای ماشین‌آلات (که گاه مبلغ قابل توجهی است) و دیگری بالاسری. در پروژه‌های بزرگ و در حالتی که پیمانکار با ماشین‌آلات تملیکی (و نه اجاره‌ای) به میدان اجرا آمده است، تفاوت این دو منحنی چنان قابل توجه است که آستانه تحمل مالی پیمانکار را بالا برده و او را قادر به مشارکت مالی یعنی فاینانس بخشی از هزینه اجرای پروژه می‌سازد. کارفرما می‌تواند در صورت آمادگی پیمانکار نسبت به مشارکت مالی، از طریق پیش‌پرداخت مناسب یا پرداخت ناقص صورت وضعیت‌ها، تنها "صورت پرداخت‌ها"ی پیمانکار را بپردازد و پرداخت مابه‌التفاوت، در چهارچوب توافقاتی به آینده موکول گردد. اگر طبیعت پروژه نیازمند سهم قابل توجهی برای ماشین‌آلات (در مقایسه با مصالح یا دستمزد) باشد و اگر پیمانکار دارای ماشین‌آلات تملیکی فراوان باشد، تفاوت این دو منحنی قابل توجه شده و توجه‌پذیری مشارکت پیمانکار در هزینه‌ها افزایش می‌یابد. بسیاری از پروژه‌های سدسازی، بخصوص آنها که در بردارنده عملیات خاکی فراوان با ماشین، یا سنگ‌برداری روباز با انفجار، یا حفاری زیرزمینی و ماشینی هستند در زمره پروژه‌هایی‌اند که سهم ماشین‌آلات بیش از سهم دستمزد و مصالح است. برخی پیمانکاران بزرگ دولتی وارث و صاحب ماشین‌آلات متنوع و بزرگی‌اند که لزوماً درگیر اجرا نبوده و قادر به حضور فعال در چنین توافقات فاینانس داخلی برای چنان پروژه‌هایی می‌باشند.

بدین ترتیب با دقت در رفتار و تفاوت منحنی‌ها، مقایسه این دو منحنی در مطالعات و مذاکرات فاینانس روشنگر موارد مهم زیر خواهد بود:

- تشخیص نیاز کارفرما به فاینانس و میزان آن
- میزان آمادگی پیمانکار در امر مشارکت در سرمایه‌گذاری با توجه به توان ماشین‌آلات خود
- توافق درباره مدت انتظار در دریافت صورت وضعیت‌ها از طرف پیمانکار علاقمند به سرمایه‌گذاری و نیز نحوه و میزان بازپرداخت دیون کارفرما با احتساب بهره‌های معمول

بدیهی است که در حالت پرداخت ناکامل صورت وضعیت‌ها، بهره‌های ناشی از تورم و تعدیل نیز بر وجوه پرداخت‌نشده اضافه خواهد شد. یکی از نمودارهای شکل ۳(b) نشان‌دهنده رشد تجمعی صورت وضعیت‌ها در حالتی است که کارفرما پرداخت‌ها را با یک سال تاخیر (بعنوان مثال) انجام دهد. افزایش دیون در حالت تاخیر در پرداخت همه یا بخشی از صورت وضعیت کاملاً طبیعی و قابل توجه بوده و از این نظر شبیه بهره‌های تاخیر و تورمی است که معمولاً در پیشنهادات فاینانس خارجی پروژه‌ها برای بازپرداخت‌های درازمدت وجود دارد.

## ۵- سناریوهای گوناگون مشارکت مالی

وقتی مطابق شکل ۳ آنچه باید پیمانکار مستقیماً و کارفرما نهایتاً بپردازد، معلوم شد می‌توان برای مشارکت مالی پیمانکار یا سیاست‌گذاری پرداخت کارفرما از حیث میزان پیش‌پرداخت، درصد پرداخت صورت وضعیت‌ها، و نحوه بازپرداخت دیون،



سناریوهای مختلفی را تنظیم نمود. جدول ۷ نمونه‌ای از محاسبات و نتایج چند سناریوی محدود دریافت‌ها را در اجرای سد مورد مطالعه دربر دارد. برخی ستون‌ها و عملیات مندرج در جدول نیازمند توضیحاتی می‌باشند:

- برای سادگی و اختصار جدول فرض شده است که مدت پوشش هر صورت وضعیت یک سال است.
- مدت اجرای سد ۵ سال، میزان پیش‌پرداخت از طرف کارفرما ۱۵ درصد مبلغ کل قرارداد، ضریب بهره برای شمول تورم و تعدیل ۱۰ درصد، و دوره بازپرداخت و تسویه حداکثر ۶ سال پس از پایان ساخت فرض شده است.
- برای مشاهده اثرات پرداخت‌های تاخیری و نقش آن در اضافه شدن مجموع آنچه باید کارفرما نهایتاً پرداخت کند، امکان مقایسه دو حالت مختلف فراهم آمده است: پرداخت بموقع بخشی از صورت وضعیت که پاسخگوی "صورت پرداخت‌ها"ی پیمانکار باشد و پرداخت‌های همان بخش از صورت وضعیت ولی با تاخیر یکسال. دقت شود که در حالت تاخیر، بخش پرداخت نشده در دیون آینده همواره با اضافات مربوط به بهره حضور خواهد داشت (توجه: هزینه کل در حالت اول حدود ۴۷ و در حالت دوم حدود ۵۵ و در حالت پرداخت بموقع تمام صورت وضعیت حدود ۴۲ میلیون دلار خواهد بود).

ملاحظه می‌شود که با تنظیم کامپیوتری محاسبات در جداولی شبیه جدول ۷ می‌توان ابزار خوبی برای برنامه‌ریزی‌های مالی پروژه و توافقات مشارکت مالی کارفرما - پیمانکار فراهم آورد و اثرات میزان پیش‌پرداخت، درصد پرداخت صورت وضعیت، استمهال دیون مربوط به صورت وضعیت از جانب کارفرما، مدت کل بازپرداخت و ... را بطور جداگانه یا همزمان در کاهش یا افزایش هزینه کل پروژه مشاهده و بررسی کرد. با خودکار (کامپیوتری) کردن محاسبات در مدل فنی حاضر می‌توان بر راحتی نمونه‌های زیر را از نظر عواقب مالی برای کارفرما و پیمانکار مقایسه نمود:

- ۱- پیش‌پرداخت ۸٪، پرداخت صورت وضعیت‌ها بطور کامل و همزمان.
- ۲- پیش‌پرداخت ۱۵٪، پرداخت همزمان ولی تنها ۵۰٪ صورت وضعیت، مدت تسویه پرداختی‌های معوقه ۵ سال پس از اتمام پروژه با نرخ بهره معین و توافق شده در ابتدا.
- ۳- پیش‌پرداخت ۲۰٪، آغاز پرداخت ۳۰٪ صورت وضعیت‌ها بعد از دو سال از گذشت نخستین صورت وضعیت، مدت تسویه پرداخت‌های معوقه ۶ سال پس از پایان ساخت با نرخ بهره معادل تعدیل‌های اعلام شده رسمی هر سال در فهرست‌بهای مربوط.
- ۴- پیش‌پرداخت ۱۵٪، فاینانس ۸۵٪ توسط سرمایه‌گذار با یا بدون مشارکت پیمانکار.

نمونه ۱ همان است که بطور معمول و تعریف شده در پروژه‌ها انجام می‌شود. نمونه ۴ همان است که کمابیش در مناقصات "طراحی، اجرا و فاینانس" چهار پروژه ذکر شده در بند ۱-۱ همین مقاله مورد نظر بوده است. موارد ۲ و ۳ نمونه‌هایی از فاینانس داخلی پروژه‌های سیویل توسط پیمانکارانی هستند که ماشین‌آلات فراوان و گران‌قیمت لازم برای اجرای پروژه‌های بزرگ سیویل را بطور تملیکی و نه کرایه‌ای در اختیار دارند. روشن است که تحقق چنین توافقات سرمایه‌گذاری توسط پیمانکار که مستلزم تعویق بخشی از مطالبات است، نیازمند وضع مقرراتی ویژه توسط دستگاه‌های مسئول مانند "سازمان برنامه و بودجه" برای امکان دخالت بهره و تعدیل در بازپرداخت آتی دیون می‌باشد.

## ۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

به نظر می‌رسد ساخت سدهای بزرگ فراوان در دهه‌های آینده و مشکلات مالی ناشی از توسعه نیافتگی، موجب بقای نیاز وزارت نیرو به جذب سرمایه‌گذاری خارجی و داخلی در قالب فاینانس یا احیاناً B.O.T باشد. گرایش اخیر سیاست‌گذاران بودجه و متولیان آب کشور به فاینانس خارجی پروژه‌های سدسازی و آبی کشور (نظیر تجارب مناقصات سدهای ملاصدرا و استور و طالقان و تونل آبرسانی کرمان) در حالی وارد مراحل اولیه تجارب عملی می‌شود که چهارچوب تعریف شده فنی و مالی روشنی برای راهبری مناقصات و سنجش میزان مطلوبیت پیشنهادات فاینانس در اختیار ایشان نبوده است. بخشی مهم از فراز و نشیب‌ها و تعلل‌های این



مناقصات ناشی از فقدان چنان چهارچوبی بوده و هست. برای راهبری مطمئن و روشن فاینانس‌یابی پروژه‌های مشابه، نیازمند توسعه و کاربست دو مدل می‌باشیم. یکی **مدل فنی** برای پاسخگویی به سؤالاتی از قبیل نیاز واقعی پروژه به فاینانس، سهم ماشین‌آلات از هزینه اجرا، توان ماشین‌آلات پیمانکار در مقایسه با نیازهای پروژه، میزان پیش پرداخت لازم، عواقب مالی توافقات کارفرما با پیمانکار درباره تعویق پرداخت کلی صورت وضعیت‌ها یا پرداخت ناکامل آن‌ها، دخالت بهره (تورم، تعدیل، ...) در افزایش مبلغ مجموع نهایی. نمودار مندرج در شکل ۴ خلاصه گام‌های اساسی مدل فنی بررسی فاینانس‌پذیری پروژه‌های بزرگ سیویل را به همراه ارجاع به بخش‌های مربوطه در متن مقاله نشان می‌دهد. دیگری **مدل مالی** برای مقایسه و سنجش پیشنهادات مالی مشتمل بر نرخ بهره (Interest Rate)، هزینه مدیریت (Management Fee) و ... در نوشته‌ای جداگانه به مدل مالی لازم پرداخته خواهد شد.

## سپاسگزاری

نگارندگان از آقای مهندس صابر اکبرنیا مدیرعامل شرکت عمرانی و صنعتی پارس گرما بخاطر فراهم آوردن امکانات و فضای تحقیق و نگارش مقاله حاضر در دورانی که نگارنده اول مسئولیت "مطالعات و مناقصات سدها" را در آن شرکت بر عهده داشت سپاسگزاری می‌کنند. نگارنده اول بخشی از توجه خویش به لزوم بررسی امکان‌پذیری فاینانس داخلی پروژه‌های سدسازی را مدیون تشویق آقای دکتر حمید زرگرپور مدیرعامل "شرکت توسعه منابع آب و نیرو"ی وزارت نیرو به عنوان متولی بسیاری از سدهای بزرگ در دست ساخت و مطالعه کشور است. از ایشان و نیز همکارشان آقای جعفر زیوه مسئول امور قراردادهای شرکت بخاطر تبادل نظر درباره موضوعات قراردادی فاینانس صمیمانه تشکر می‌شود. این مقاله و چند مقاله دیگر محصولات فرعی دوران پر ثمر همکاری گروهی است که در مدتی کوتاه ولی به طور متمرکز به مطالعات یا مناقصات سدهای طالقان و ماملو (استان تهران)، تنگاب (استان فارس)، قره‌آقاج (استان اصفهان) و جگین (استان هرمزگان) اشتغال داشتند. نقش جمعی آن گروه در مقاله حاضر مورد سپاس فراوان ماست.

## مراجع

- ۱) سهراب باقری (۱۳۷۸)، "B.O.T، شکل نوین گسترش طرح‌های عمرانی و صنعتی"، خبرنگار فارغ‌التحصیلان دانشکده فنی دانشگاه تهران، سال ۹، آذر تا اسفند ۱۳۷۸
- ۲) حبیب‌الله بیطرف (۱۳۷۹)، اعلام وزیر نیرو در دیدار با همتای اردنی خود، روزنامه ابرار اقتصادی، هفته اول مهر ۱۳۷۹
- ۳) سعید سعیدی، محمد حسین حیدری فرد، اسماعیل جوکار (۱۳۷۹)، "راهنمای پارامتریک هزینه‌یابی پروژه‌های حفاری"، ارائه شده به "پنجمین کنفرانس تونل ایران، تونل ۸۰"، دانشکده فنی دانشگاه تهران
- ۴) Brisco J. (1999), "The Financing of Hydropower, Irrigation, and Water Supply Infrastructures in Developing Countries", Water Resources Development, Vol. 15, No. 4, pp. 459-491

جدول ۲- یک فرمت پیشنهادی در تفکیک هزینه‌ها به چهار رکن هزینه

پرداختنی (%)			سرمایه‌ای (%)	درصد سهم از هزینه
نیروی انسانی	مصالح	راهبری، تعمیرات و نگهداری	استهلاک و سرمایه ماشین‌آلات	عنوان فعالیت
				حفاری تونل
				...

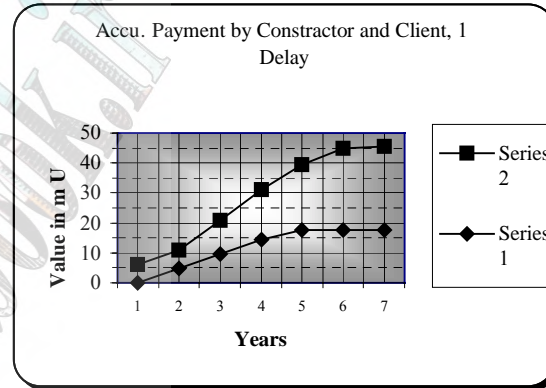
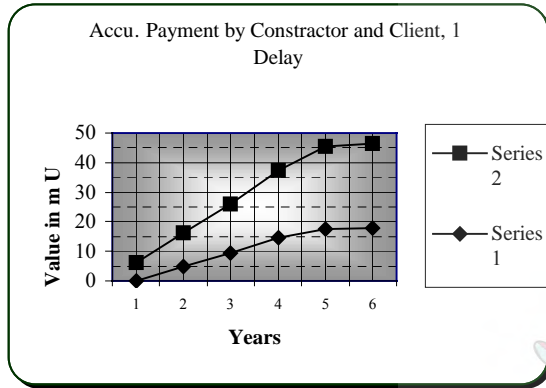
جدول ۵- فرمت نمونه در تعیین سهم اجزاء کاری از هزینه کل در پروژه‌های حفاری

سهم از هزینه کل (%)						درصد سهم‌ها از هزینه
زهکشی	تهویه و روشنایی	پوشش بتنی	تحکیم	تخلیه	حفاری	نوع حفاری
						تونل، شفت، مغار، سنگ‌برداری روباز

شکل ۱- پلان عمومی سد طالقان (طرح مشاور)

### Yearly Invoices in Taleghan Dam Works (Pars Garma Tender Team, May 2000) (Draft Only)

Yearly Invoice	1				2				3				4				5				6				7							
	Mobilization				Diversion				Foundation				Fill				Spillway				Power Works				Sum							
	Eq.(C)	Eq.(V)	Mat	M.P.	Eq.(C)	Eq.(V)	Mat	M.P.	Eq.(C)	Eq.(V)	Mat	M.P.	Eq.(C)	Eq.(V)	Mat	M.P.	Eq.(C)	Eq.(V)	Mat	M.P.	Eq.(C)	Eq.(V)	Mat	M.P.	Eq.(C)	Eq.(V)	Mat	M.P.	Eq.(C)	Eq.(V)	Mat	M.P.
	12	5	65	18	50	15	23	12	30	10	53	7	60	20	16	4	40	10	35	15	15	5	70	10	Eq.(C)	Eq.(V)	Mat	M.P.	Eq.(C)	Eq.(V)	Mat	M.P.
1 (Accumulative)	3.072				0.912				1.438				0				1.112				0				6.534							
	0.369	0.154	1.997	0.553	0.456	0.137	0.21	0.109	0.431	0.144	0.762	0.101	0	0	0	0	0.445	0.111	0.389	0.167	0	0	0	0	1.701	0.545	3.358	0.93	1.701	0.545	3.358	0.93
2 (Accumulative)	0.11				0.368				3.655				0.893				1.738				0.48				7.244							
	0.013	0.006	0.072	0.02	0.184	0.055	0.085	0.044	1.097	0.366	1.937	0.256	0.536	0.179	0.143	0.036	0.695	0.174	0.608	0.261	0.072	0.024	0.336	0.048	2.596	0.803	3.18	0.664	4.297	1.348	6.538	1.594
3 (Accumulative)	0				0				1.485				7.205				1.12				0.584				10.39							
	0	0	0	0	0	0	0	0	0.446	0.149	0.787	0.104	4.323	1.441	1.153	0.288	0.448	0.112	0.392	0.168	0.088	0.029	0.409	0.058	5.304	1.731	2.741	0.619	9.602	3.079	9.279	2.213
4 (Accumulative)	0				0				0				6.949				0				0.139				7.088							
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4.169	1.39	1.112	0.278	0	0	0	0	0.021	0.007	0.097	0.014	4.19	1.397	1.209	0.292	13.79	4.475	10.49	2.504
5 (Accumulative)	0				0				0				0.643				0				0				0.643							
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.386	0.129	0.103	0.026	0	0	0	0	0	0	0	0	0.386	0.129	0.103	0.026	14.18	4.604	10.59	2.53
6 (Accumulative)	0				0				0				0				0				0				0							
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7 (Accumulative)	0				0				0				0				0				0				0							
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



شکل ۲: نمودار هزینه و دریافتی پیمانکار برای پرداخت به موقع و پرداخت با یک سال تاخیر

**Payment Schedule in Taleghan Dam Works (Pars Garma Tender Team, May 2000)**  
**(Draft Only) (Inflation Rate = 10%)**

Yearly Invoice	0			1			2			3			4			5			6			7								
	Payment by JV			Payment by the Client Sum, No Delay			Payment by the Client Sum2 Years Delay			Payment by the Client Sum2 Years Delay			Payment by the Client Sum3 Years Delay			Payment by the Client Sum4 Years Delay			Payment by the Client Sum5 Years Delay			Payment by the Client Sum6 Years Delay			Payment by the Client Sum7 Years Delay					
	Eq(C)	Cash	Sum	Eq(C)	Cash	Sum	Eq(C)	Cash	Sum	Eq(C)	Cash	Sum	Eq(C)	Cash	Sum	Eq(C)	Cash	Sum	Eq(C)	Cash	Sum	Eq(C)	Cash	Sum	Eq(C)	Cash	Sum			
1	170084	483316	6534	170084	483316	6534																								
Accumulative	170084	483316	6534	170084	483316	6534																								
2	259647478	464715078	724362556	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534																					
Accumulative	429731478	948031078	1377762556	429731478	948031078	1377762556	170084	483316	6534																					
3	5304232079	5090187351	1039441943	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534																		
Accumulative	9601546859	1457049813	2417204499	9601546859	1457049813	2417204499	429731478	948031078	1377762556	170084	483316	6534																		
4	4190239875	2897692625	70879325	4190239875	2897692625	70879325	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534															
Accumulative	1379178673	1746819076	3125997749	1379178673	1746819076	3125997749	9601546859	1457049813	2417204499	429731478	948031078	1377762556	170084	483316	6534															
5	0385897062	0257264708	064316177	0385897062	0257264708	064316177	4190239875	2897692625	70879325	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534												
Accumulative	141776838	1772545546	3190313926	141776838	1772545546	3190313926	1379178673	1746819076	3125997749	9601546859	1457049813	2417204499	429731478	948031078	1377762556	170084	483316	6534												
6							0385897062	0257264708	064316177	4190239875	2897692625	70879325	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534									
Accumulative							141776838	1772545546	3190313926	1379178673	1746819076	3125997749	9601546859	1457049813	2417204499	429731478	948031078	1377762556	170084	483316	6534									
7							0385897062	0257264708	064316177	4190239875	2897692625	70879325	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534									
Accumulative							141776838	1772545546	3190313926	1379178673	1746819076	3125997749	9601546859	1457049813	2417204499	429731478	948031078	1377762556	170084	483316	6534									
8							0385897062	0257264708	064316177	4190239875	2897692625	70879325	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534									
Accumulative							141776838	1772545546	3190313926	1379178673	1746819076	3125997749	9601546859	1457049813	2417204499	429731478	948031078	1377762556	170084	483316	6534									
9							0385897062	0257264708	064316177	4190239875	2897692625	70879325	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534									
Accumulative							141776838	1772545546	3190313926	1379178673	1746819076	3125997749	9601546859	1457049813	2417204499	429731478	948031078	1377762556	170084	483316	6534									
10							0385897062	0257264708	064316177	4190239875	2897692625	70879325	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534									
Accumulative							141776838	1772545546	3190313926	1379178673	1746819076	3125997749	9601546859	1457049813	2417204499	429731478	948031078	1377762556	170084	483316	6534									
11							0385897062	0257264708	064316177	4190239875	2897692625	70879325	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534									
Accumulative							141776838	1772545546	3190313926	1379178673	1746819076	3125997749	9601546859	1457049813	2417204499	429731478	948031078	1377762556	170084	483316	6534									
12							0385897062	0257264708	064316177	4190239875	2897692625	70879325	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534									
Accumulative							0385897062	0257264708	064316177	4190239875	2897692625	70879325	5304232079	5090187351	1039441943	259647478	464715078	724362556	170084	483316	6534									
13																														
Accumulative																														
14																														
Accumulative																														

Computer For Civil Software Engineering Group , www.CcSofts.com , www.Compcivil.com

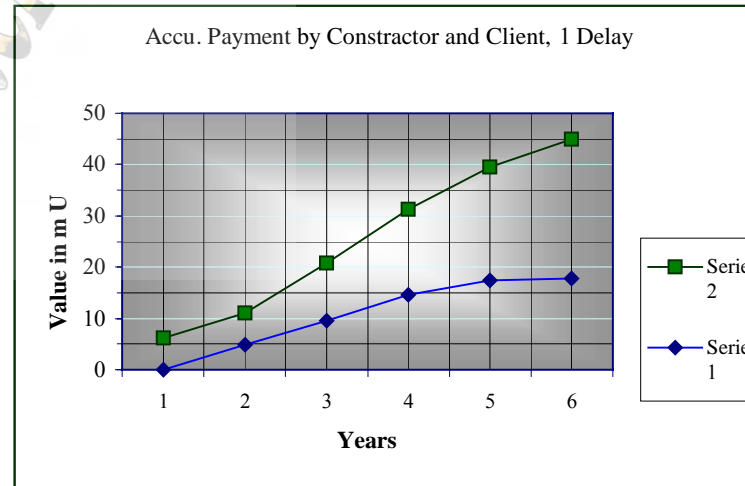
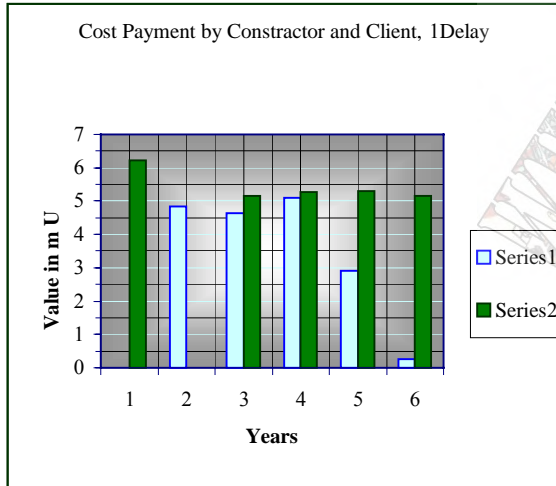
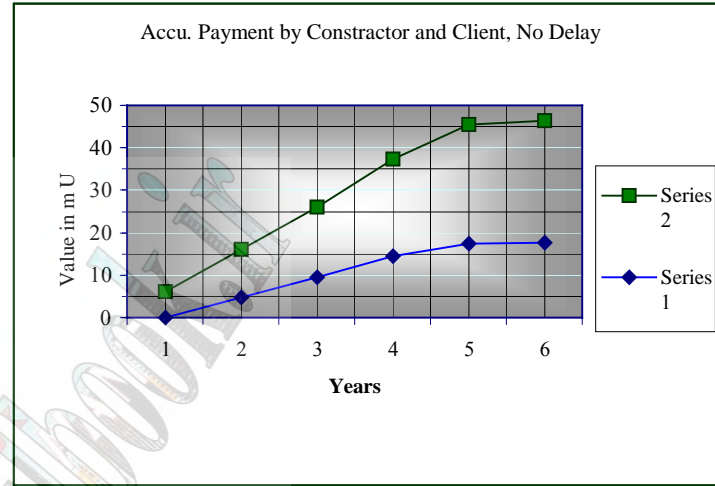
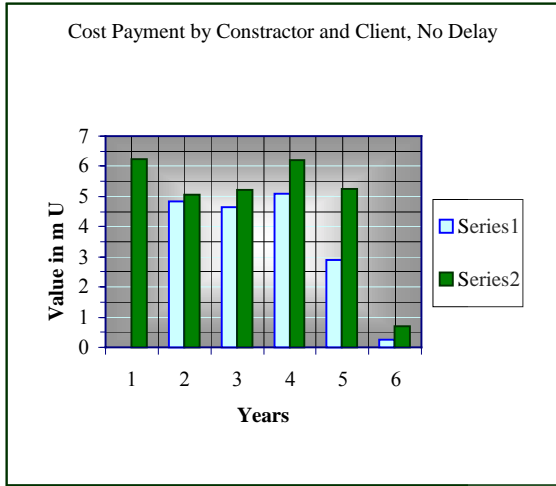


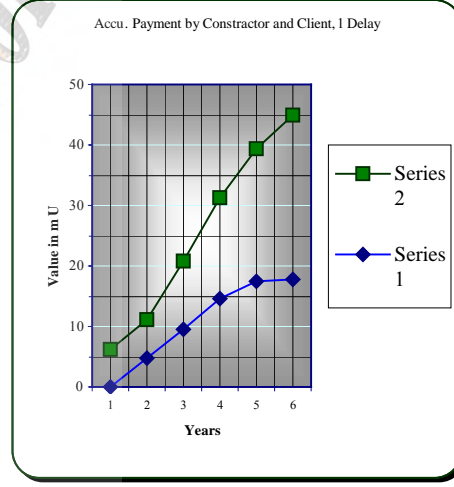
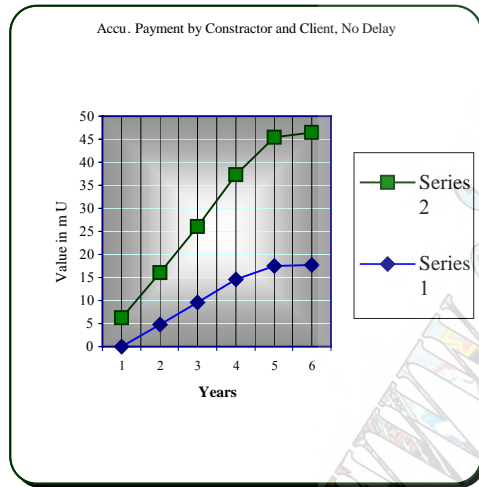
**Alternative in Payment Strategy**  
**(Inflation Rate = 10%)**  
**(Million U.S. \$)**

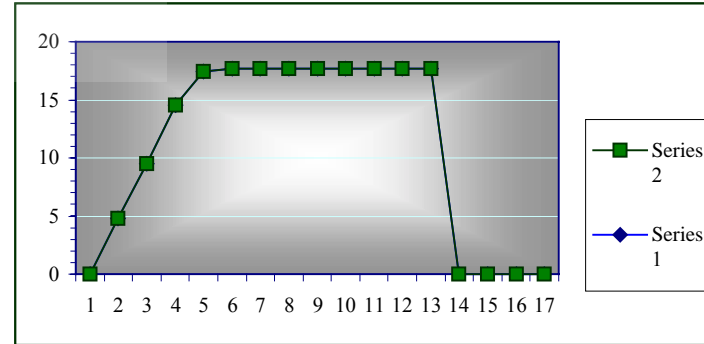
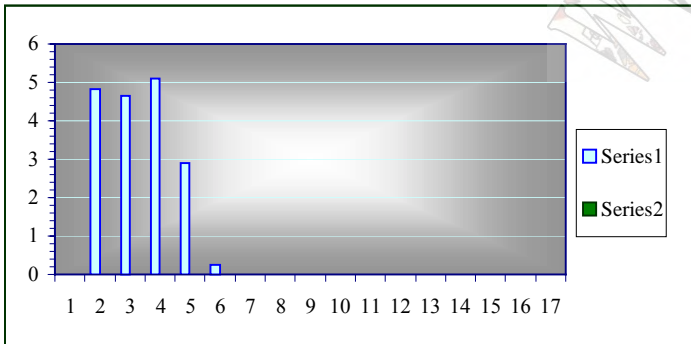
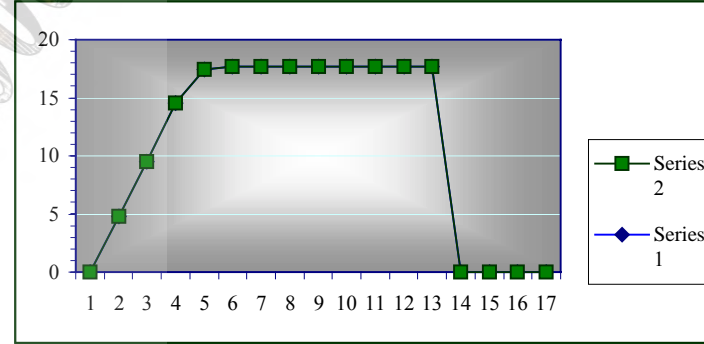
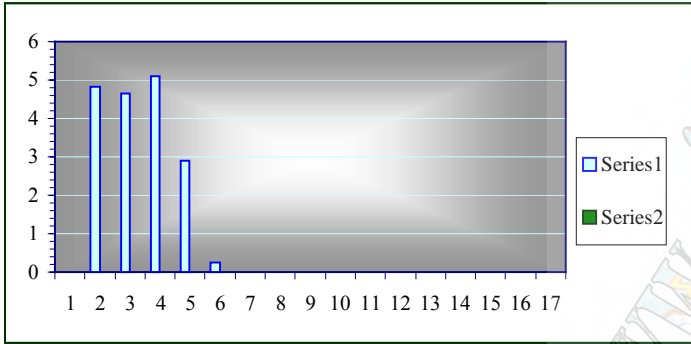
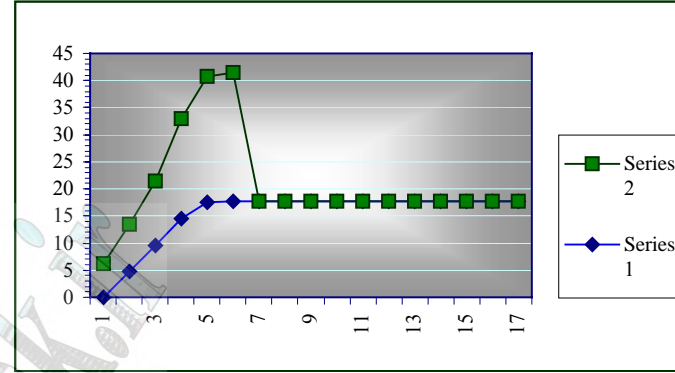
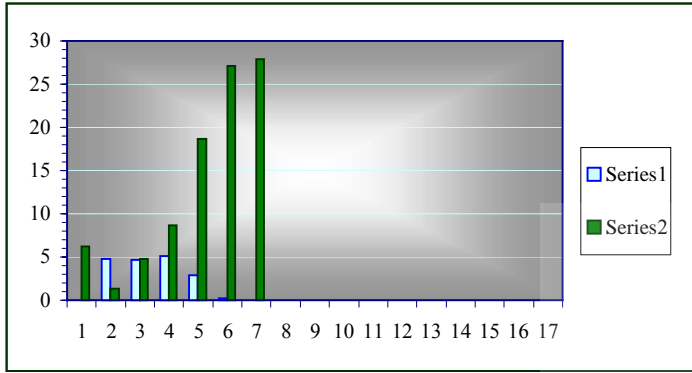
5.05
5.20
6.20
5.25
5.23
5.37
5.38
3.05
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00

Time	Cost	Acumu.	Invoice	Payment			Due	Due		Due		Invoice	Payment			Due	Due		Due			
(Year)	(for Constructors)		(0)	%	m \$ U.S.	Accu		with Inf. Rate	%	m \$ U.S.	Accu	(1)	%	m \$ U.S.	Accu		with Inf. Rate	%	m \$ U.S.	Accu		
0	0	0	Advance	15	6.22	6.22	0.00	0.00	0	0.00	6.22	Advance	15	6.22	6.22	0.00	0.00	0	0.00	6.22		
1	4.83	4.83	8.49	70	5.05	11.28	2.17	2.17	0	0.00	11.28	0	0	0.00	6.22	0.00	0.00	0	0.00	6.22		
2	4.65	9.48	9.42	65	5.20	16.48	2.80	5.18	0	0.00	16.48	9.34	65	5.16	11.38	2.91	2.91	0	0.00	11.38		
3	5.09	14.57	13.51	54	6.20	22.68	5.28	10.99	0	0.00	22.68	10.36	60	5.28	16.67	3.66	6.86	0	0.00	16.67		
4	2.90	17.47	9.21	67	5.25	27.93	2.58	14.67	0	0.00	27.93	14.86	42	5.31	21.97	7.53	15.08	0	0.00	21.97		
5	0.26	17.73	0.84	100	0.71	28.64	0.00	11.62	28	4.52	33.16	10.14	60	5.17	27.14	3.58	20.17	0	0.00	27.14		
6	0	17.73	0	0	0.00	28.64	0.00	7.41	42	5.37	38.52	0.92	100	0.78	27.92	0.01	17.76	20	4.44	32.36		
7	0	17.73	0	0	0.00	28.64	0.00	2.77	66	5.38	43.91	0	0	0.00	27.92	0.00	14.26	27	5.27	37.64		
8	0	17.73	0	0	0.00	28.64	0.00	0.00	100	3.05	46.95	0	0	0.00	27.92	0.00	10.35	34	5.33	42.97		
9	0	17.73	0	0	0.00	28.64	0.00	0.00	0	0.00	46.95	0	0	0.00	27.92	0.00	6.04	47	5.35	48.32		
10	0	17.73	0	0	0.00	28.64	0.00	0.00	0	0.00	46.95	0	0	0.00	27.92	0.00	1.33	80	5.31	53.64		
11	0	17.73	0	0	0.00	28.64	0.00	0.00	0	0.00	46.95	0	0	0.00	27.92	0.00	0.00	100	1.46	55.10		
Total		17.73										46.95										55.1
Project Final Total Cost		46.95									55.10											

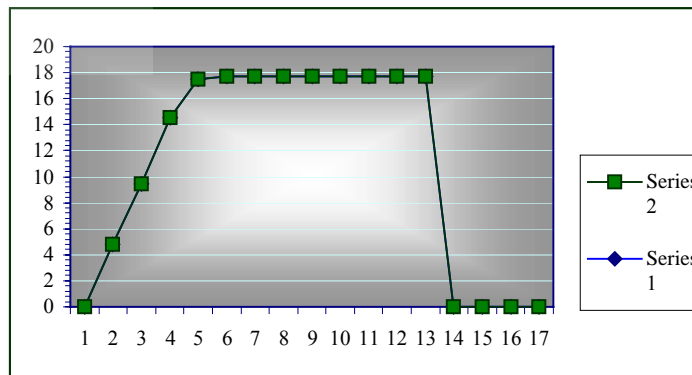
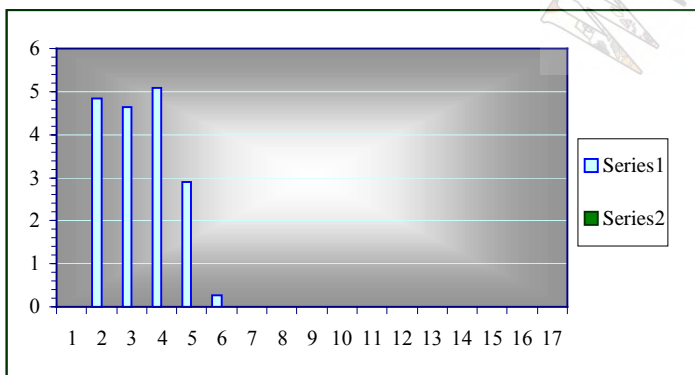
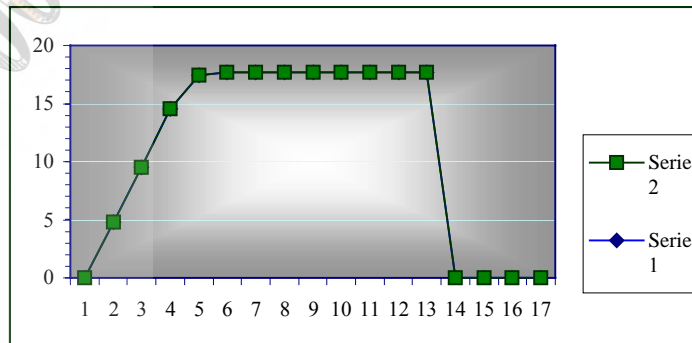
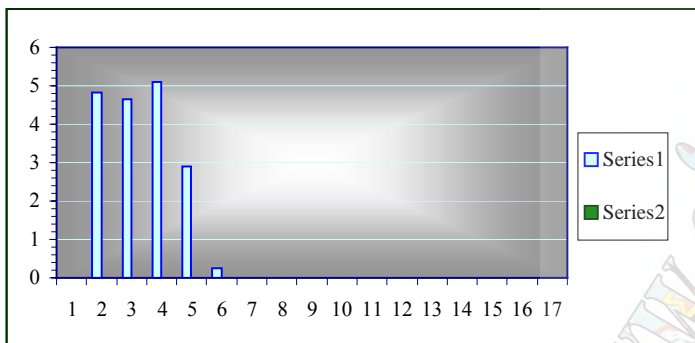
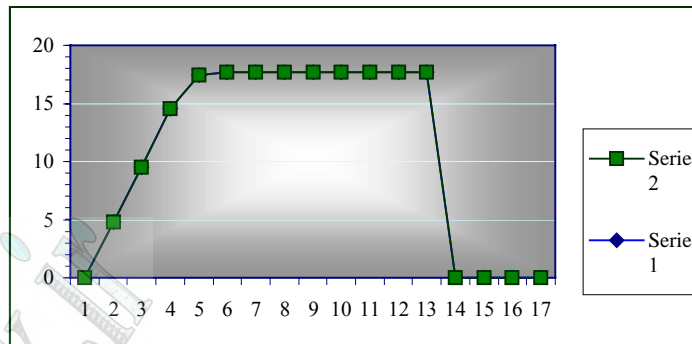
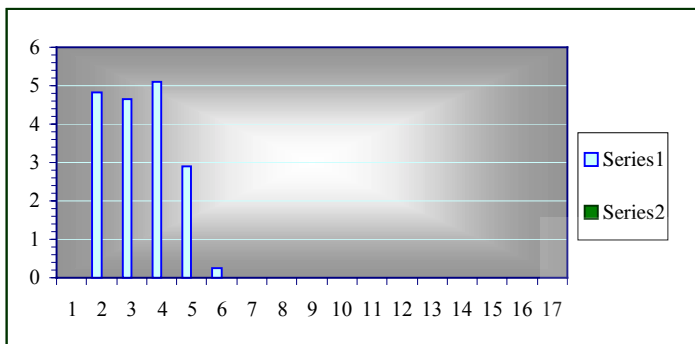
جدول ۷- هزینه و دریافتی پیمانکار با فرض پرداخت به موقع و پرداخت با یک سال تاخیر به همراه پرداخت تدریجی مطالبات باقیمانده پیمانکار پس از اتمام پروژه



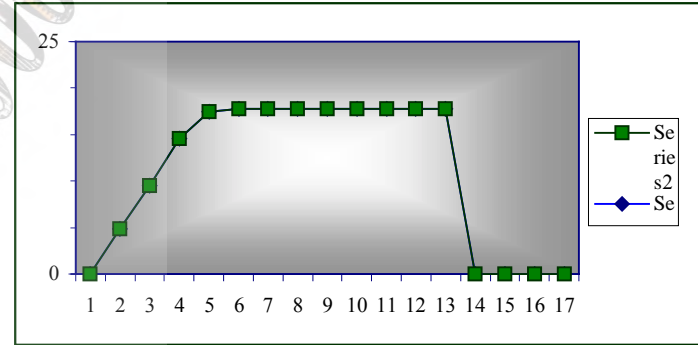
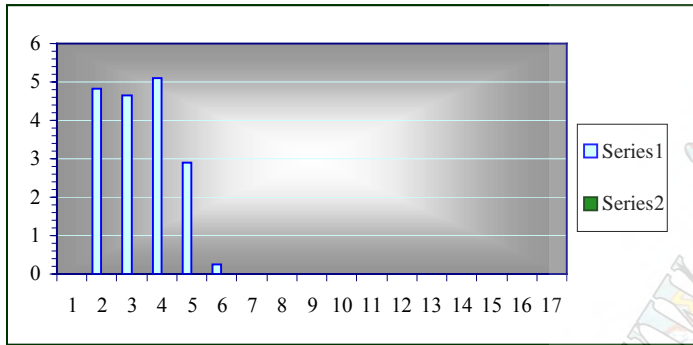








گسترش داده شده توسط سیویل بوک

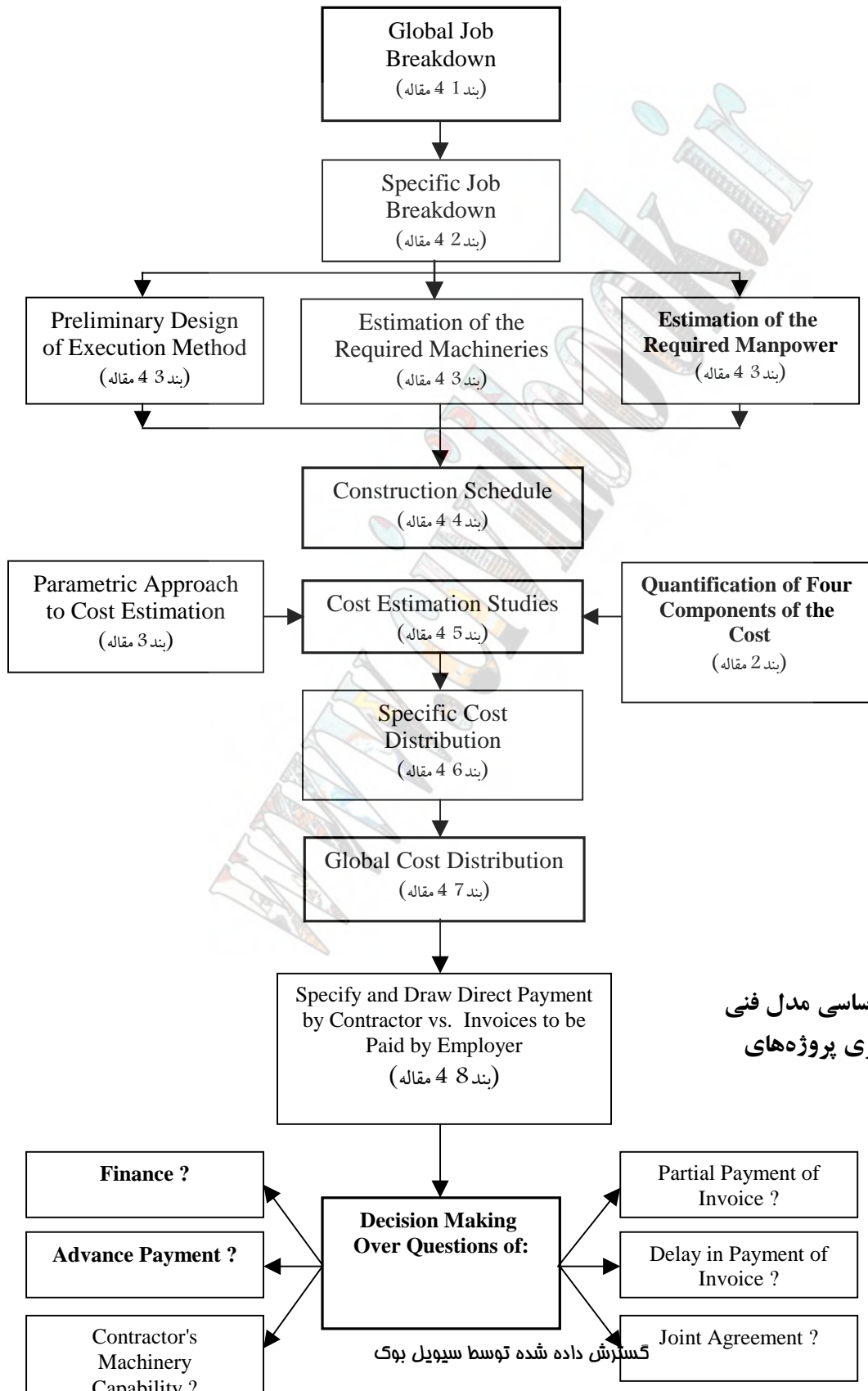


جدول ۴- هزینه توزیع شده هر بخش عمده کاری به تفکیک سهم‌های چهارگانه اساسی (بدون بالاسری)

شماره بخش بخش عمده کاری قسمت های چهارگانه اساسی	۱				۲				۳				۴				۵				۶				۷			
	تجهیز				انحراف				پی و عملیات تزریق				بدنه سد				سرریز				حفاری نیروگاه				جمع			
	EC	EV	M	W	EC	EV	M	W	EC	EV	M	W	EC	EV	M	W	EC	EV	M	W	EC	EV	M	W	EC	EV	M	W
درصد هر قسمت از هزینه بخش مربوط	12	5	65	18	50	15	23	12	30	10	53	7	60	20	16	4	40	10	35	15	15	5	70	10	44	14	33	7.9
هزینه کل بخش عمده کاری ((m \$US))	3.2				1.3				6.6				16				4				1.2				32			
هزینه تفکیک شده هر بخش ((m \$US))	0.4	0.2	2.1	0.6	0.6	0.2	0.3	0.2	2	0.7	3.5	0.5	9.4	3.1	2.5	0.6	1.6	0.4	1.4	0.6	0.2	0.1	0.8	0.1	14	4.6	11	2.5

EC: هزینه استهلاک و سرمایه ماشین آلات      EV: هزینه نگهداری و راهبری ماشین آلات      M: هزینه مصالح مصرفی      W: هزینه نیروی انسانی (دستمزد)

# Technical Model for Financiability Studies of Major Civil Projects



شکل 4 - گام‌های اساسی مدل فنی  
بررسی فاینانس پذیری پروژه‌های  
بزرگ سیویل

## جدول ۱- مشخصات سد مورد مطالعه

(دریک پروژه مشخص)

نوع سد	حجم ذخیره کل (MCM)	متوسط دبی رودخانه (m <sup>3</sup> /s)	حجم بدنه خاکریزی (MCM)	طول تاج (m)	ارتفاع (m)
خاکی با هسته رسی	۴۲۰	۱۶/۳	۱۹	۱۰۰۰	۱۰۵
نوع سرریز	دبی طراحی سرریز (m <sup>3</sup> /s)	طول تونل انحراف (m)	قطر تونل انحراف (m)	دبی طراحی تونل انحراف (m <sup>3</sup> /s)	شیب تونل (%)
سرسره‌ای بدون دریچه	۲۵۰۰	۵۴۷	۷	۴۱۲	۱/۲۸

## جدول ۳- سهم‌های چهارگانه اساسی در حفاری روباز

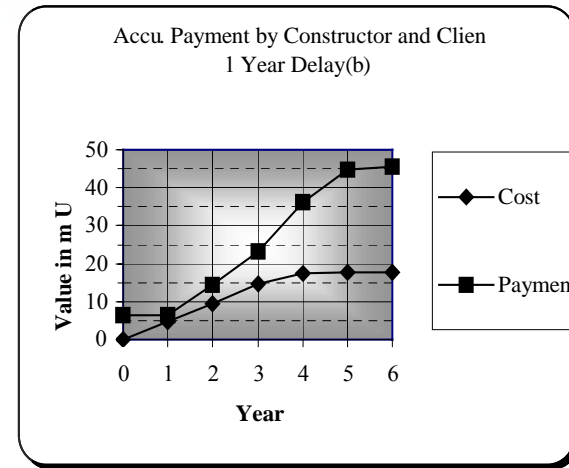
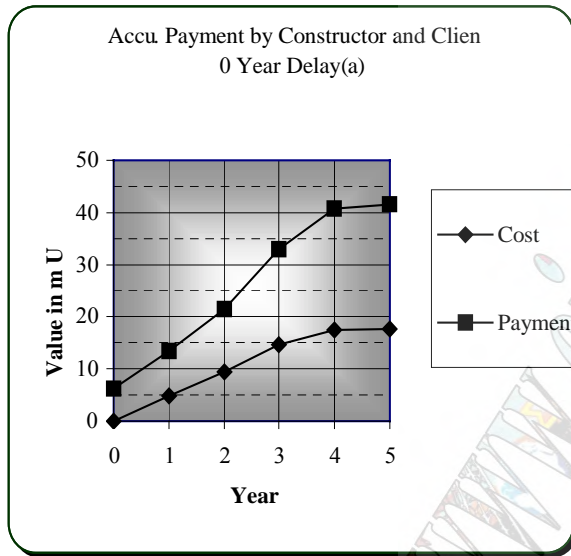
ردیف	شرح	درصد
۱	هزینه استهلاک و سرمایه ماشین آلات	۶۴٪
۲	هزینه نگهداری و راهبری ماشین آلات	۱۹٪
۳	مصالح مصرفی (نظیر دینامیت، آنفو و ...)	۱۱٪
۴	نیروی انسانی (نظیر تیم نقشه برداری، آتشبار و...)	۶٪

## جدول ۶- زمان بندی اجرای بخشهای عمده کاری در سد مورد مطالعه

ID	Task Name	Dur	Start	End	00	2001	2002	2003	2004	2005
1	تجهیز	390 days	Mon 01/01/01	Fri 02/01/25	█	█				
2	انحراف آب	532 days	Sat 01/03/17	Fri 02/08/30	█	█				
3	فراز بند و نشیب بند	130 days	Wed 02/03/27	Sat 02/08/03			█			
4	پی و عملیات تزریق	1324 days	Mon 01/01/01	Mon 04/08/16	█	█	█	█		
5	بدنه سد	920 days	Thu 03/06/12	Sat 05/12/17				█	█	█
6	سرریز و حوضچه آرامش	940 days	Wed 01/05/16	Thu 03/12/11	█	█	█			
7	نیروگاه	1226 days	Thu 02/07/11	Thu 05/11/17			█	█	█	█
8	ساخت و نصب قطعات هیدرومکانیک	300 days	Sun 01/11/04	Fri 02/08/30			█	█		

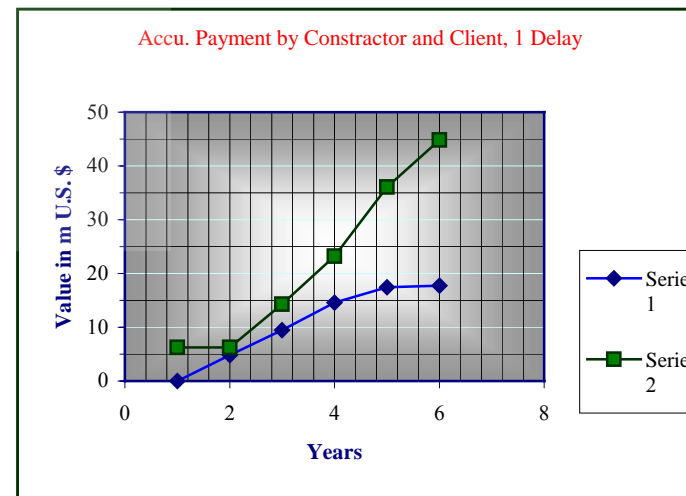
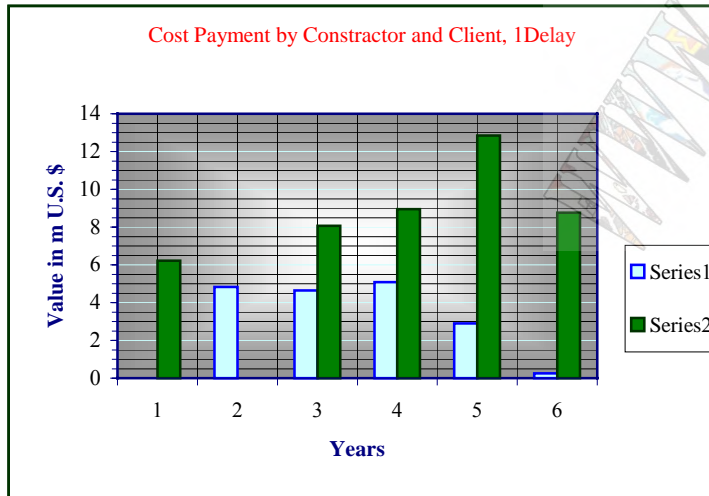
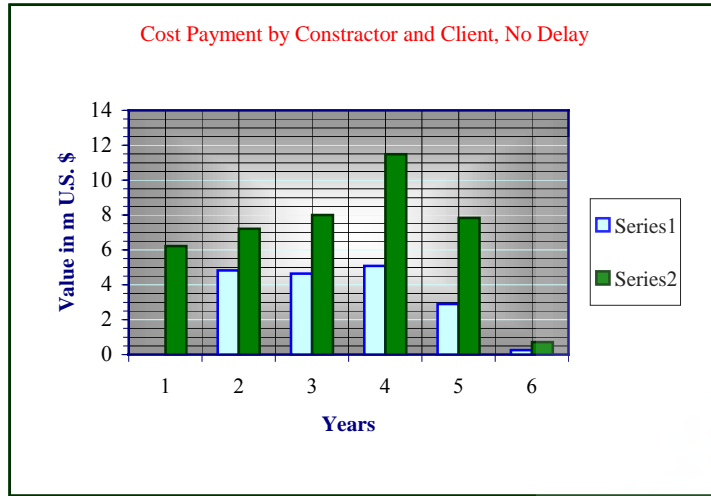
گسترش داده شده توسط سپهریل بوک

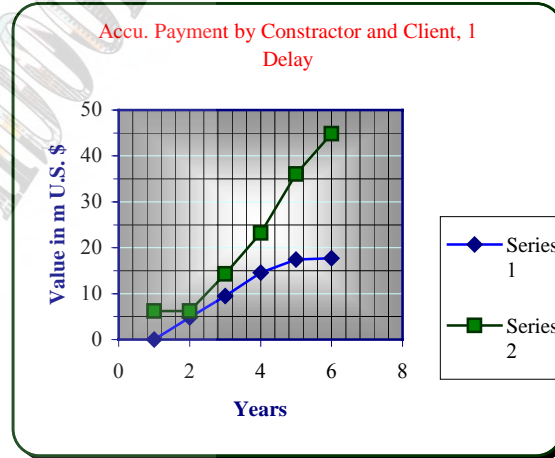
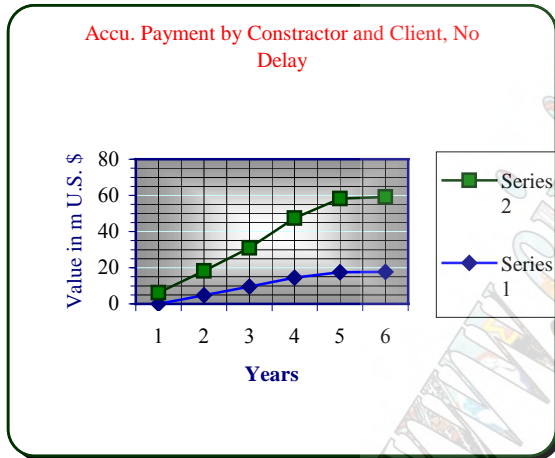


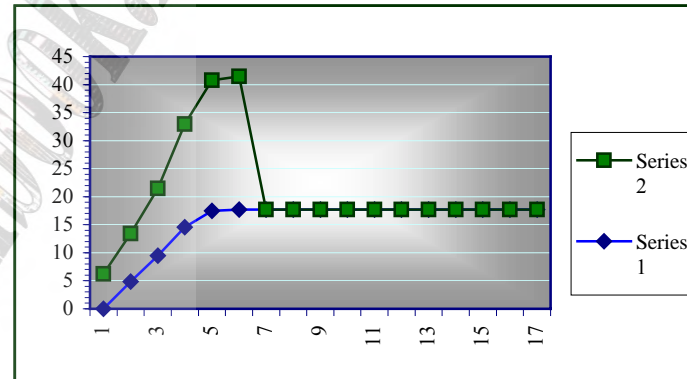
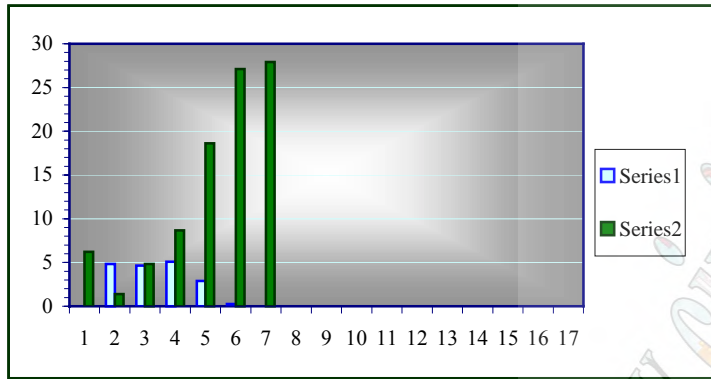


شکل ۳- نمودار هزینه و دریافتی پیمانکار با فرض پرداخت به موقع (a) و پرداخت با یک سال تاخیر (b)

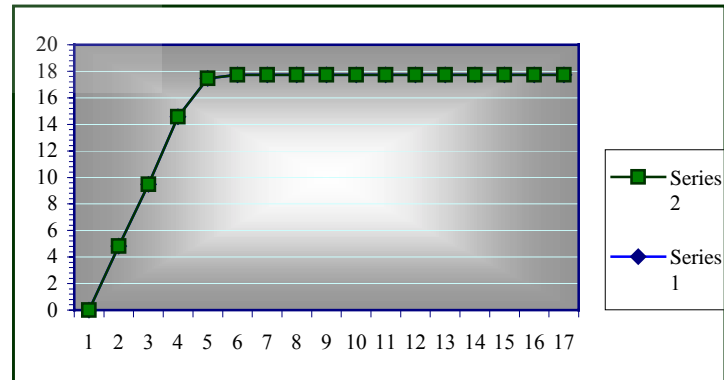
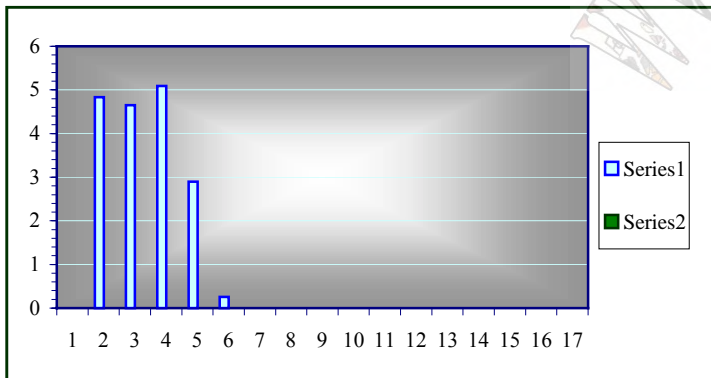
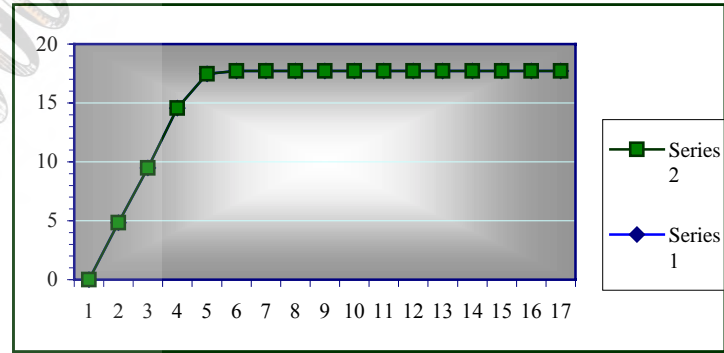
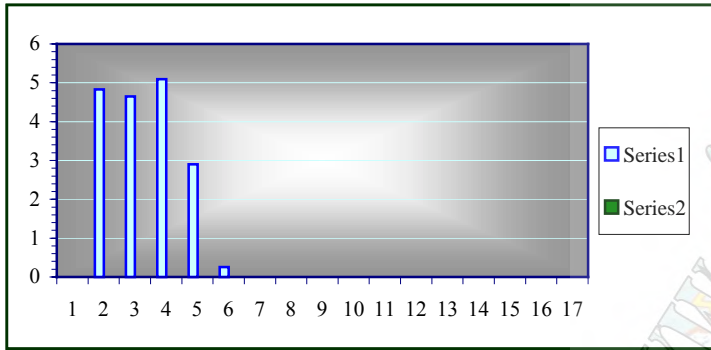
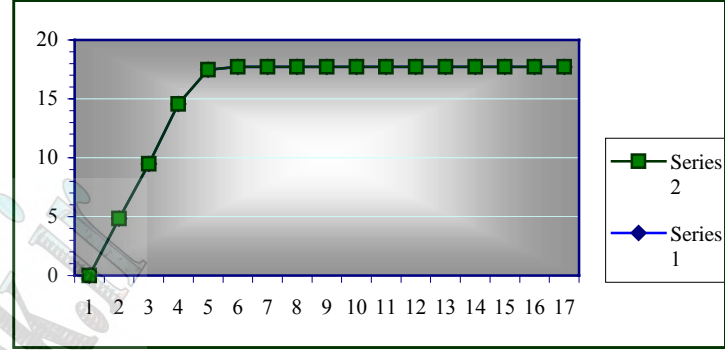
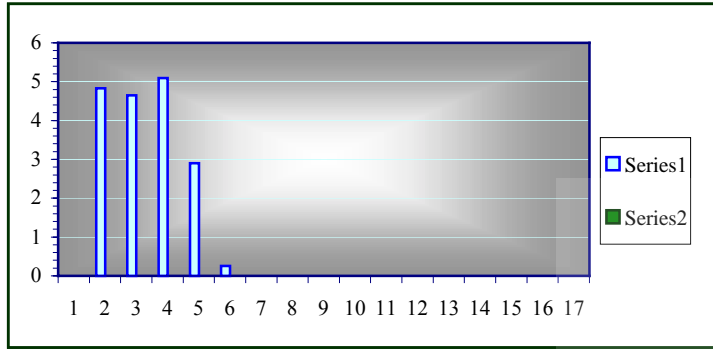
Time	Cost	Acumu.	Invoice	Payment			Due	Due	Invoice	Payment			Due	Due
(Year)	(for Constructors)		(0)	%	M. U.S. \$	Accu		with Infl. Rate	(1)	%	M. U.S. \$	Accu		with Infl. Rate
0	0	0	Advance	15	6.22	6.22	0.00	0.00	Advance	15	6.22	6.22	0.00	0.00
1	4.83	4.83	8.49	85	7.22	13.44	0.00	0.00	0	0	0.00	6.22	0.00	0.00
2	4.65	9.48	9.42	85	8.00	21.45	0.00	0.00	9.34	86	8.07	14.29	0.00	0.00
3	5.09	14.57	13.51	85	11.49	32.93	0.00	0.00	10.36	86	8.95	23.24	0.00	-0.01
4	2.90	17.47	9.21	85	7.83	40.76	0.00	0.00	14.86	86	12.84	36.09	-0.01	-0.02
5	0.26	17.73	0.84	85	0.71	41.47	0.00	0.00	10.14	86	8.76	44.84	0.00	-0.02
6	0.00	17.73	0.00	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0.92	86	0.79	45.64	0.00	-0.02
7	0.00	17.73	0.00	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0.00	86	0.00	45.64	0.00	-0.03
8	0	17.73	0	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0.00	0	0.00	45.64	0.00	-0.03
9	0	17.73	0	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0	0	0.00	45.64	0.00	-0.03
10	0	17.73	0	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0	0	0.00	45.64	0.00	-0.03
11	0	17.73	0	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0	0	0.00	45.64	0.00	-0.04
12	0	17.73	0	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0	0	0.00	45.64	0.00	-0.04
13	0	17.73	0	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0	0	0.00	45.64	0.00	-0.04
14	0	17.73	0	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0	0	0.00	45.64	0.00	-0.05
15	0	17.73	0	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0	0	0.00	45.64	0.00	-0.05
16	0	17.73	0	0	0.00	41.47	0.00	0.00	0	0	0.00	45.64	0.00	-0.06
Total		17.73			41.47		0.00	.			45.64		-0.02	-0.06
Project Final Total Cost			41.47					45.58						



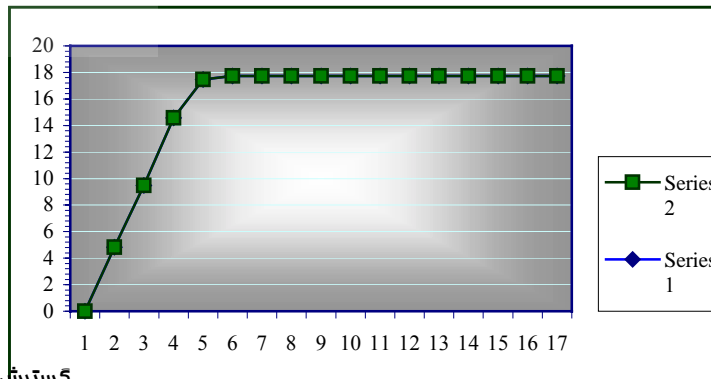
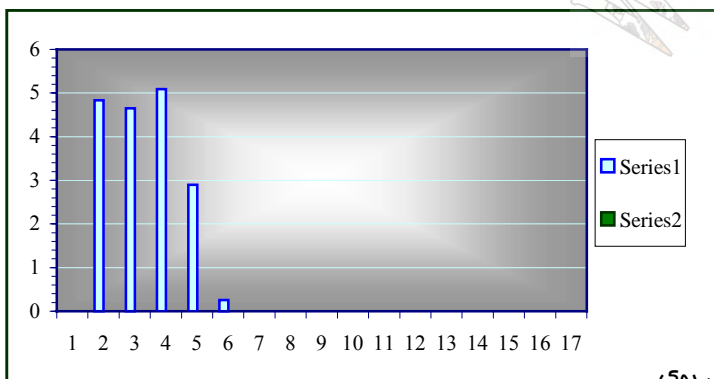
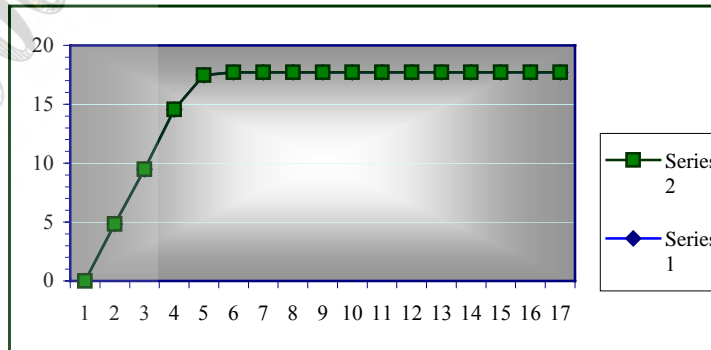
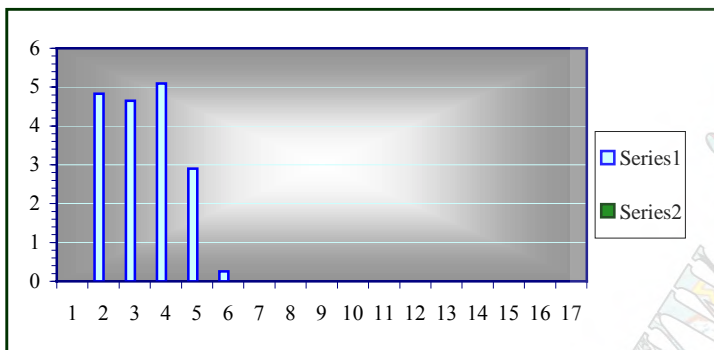
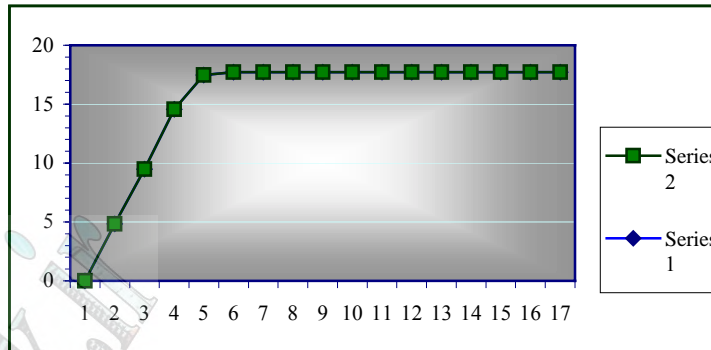
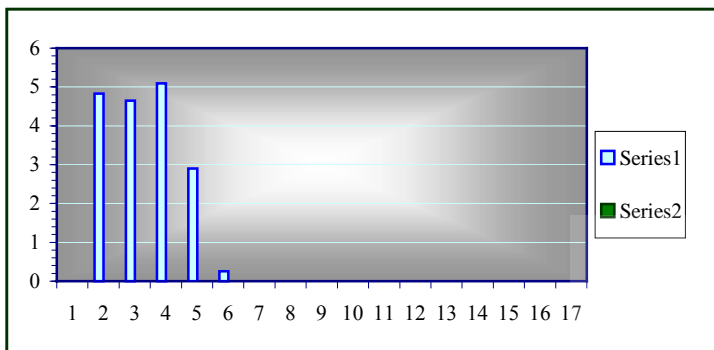


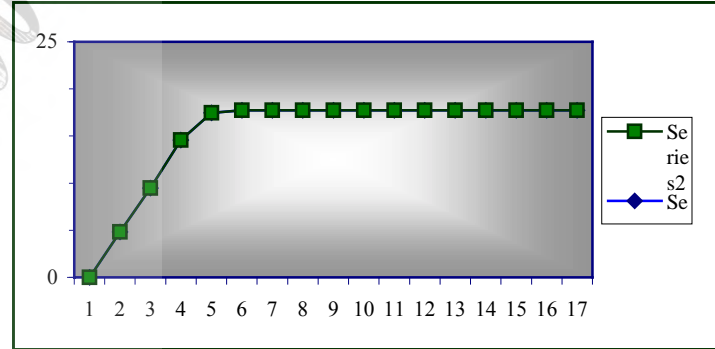
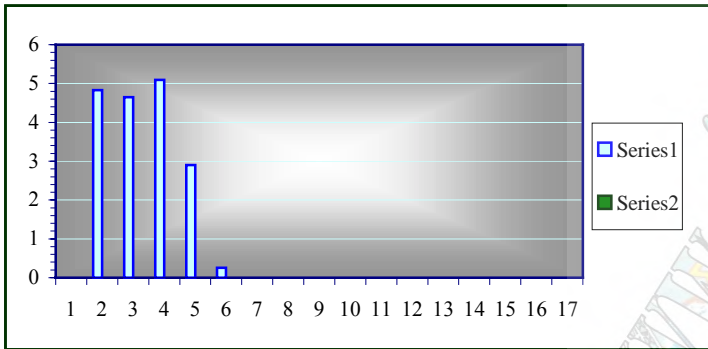






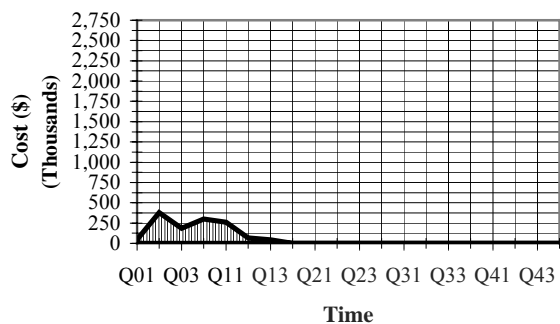
گسترش داده شده توسط سیویل بوک



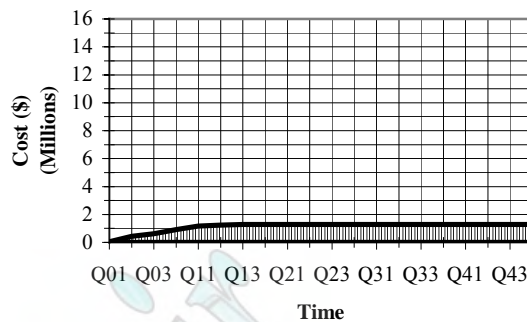


www.civilbook.ir

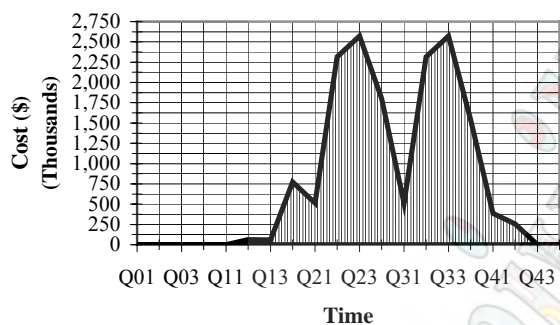
**A1  
Diversion**



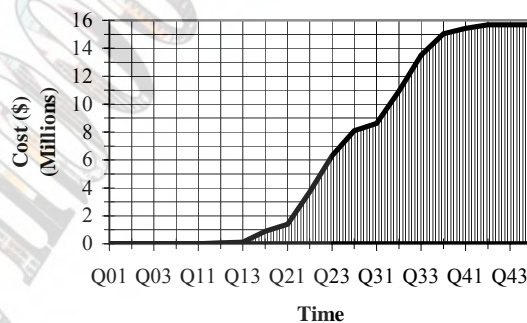
**A2  
Diversion**



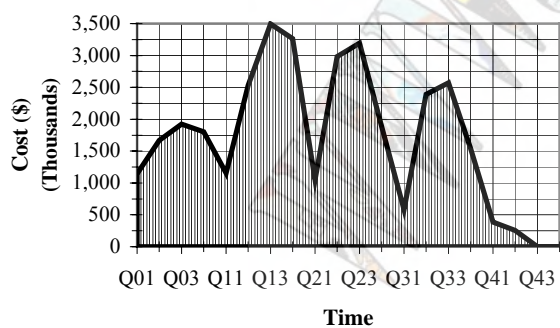
**B1  
Dam Body**



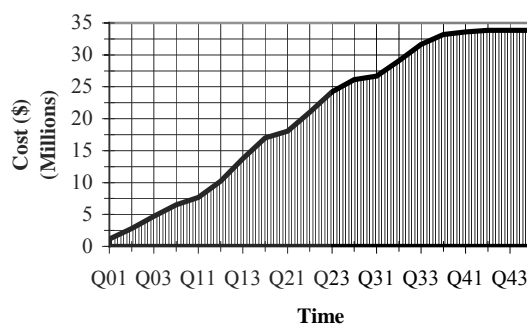
**B2  
Dam Body**



**C1  
Project**



**C2  
Project**



شکل ۲ - نمونه منحنی‌های کارکرد فصلی و تجمعی پیمانکار) بدون بالاسری) برای عملیات

آب و ساخت بدنه سد و کل پروژه انحراف

A1: منحنی هزینه در سه ماهه‌های متوالی کاری برای عملیات انحراف آب

A2: منحنی تجمعی هزینه در سه ماهه‌های متوالی کاری برای عملیات انحراف آب

B1: منحنی هزینه در سه ماهه‌های متوالی کاری برای ساخت بدنه سد

B2: منحنی تجمعی هزینه در سه ماهه‌های متوالی کاری برای ساخت بدنه سد

C1: منحنی هزینه در سه ماهه‌های متوالی کاری برای کل پروژه



سه ماهه	تجهیز	(هزار ریال)	(تجمعی) (میلیون ریال)	تجهیز (تجمعی)	فونداسیون	(هزار ریال)	(تجمعی) (میلیون ریال)	فونداسیون (تجمعی)	انحراف آب	(هزار ریال)	(تجمعی) (میلیون ریال)	انحراف آب (تجمعی)
Q01	1,096,432.84	1,096.43	1.10	1,096,432.84	0.00	0.00	0.00	0.00	47,497.16	47.50	0.05	47,497.16
Q02	871,450.49	871.45	1.97	1,967,883.33	186,544.19	186.54	0.19	186,544.19	380,419.06	380.42	0.43	427,916.22
Q03	551,916.67	551.92	2.52	2,519,800.00	695,043.12	695.04	0.88	881,587.31	185,685.75	185.69	0.61	613,601.97
Q04	551,916.67	551.92	3.07	3,071,716.67	556,034.50	556.03	1.44	1,437,621.81	298,475.31	298.48	0.91	912,077.28
Q11	110,383.33	110.38	3.18	3,182,100.00	524,350.60	524.35	1.96	1,961,972.41	258,810.22	258.81	1.17	1,170,887.50
Q12	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	1,950,575.30	1,950.58	3.91	3,912,547.71	65,304.73	65.30	1.24	1,236,192.23
13	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	2,556,345.13	2,556.35	6.47	6,468,892.84	43,333.33	43.33	1.28	1,279,525.56
Q14	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	1,834,615.38	1,834.62	8.30	8,303,508.22	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q21	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	203,846.15	203.85	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q22	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	0.00	0.00	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q23	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	0.00	0.00	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q24	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	0.00	0.00	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q31	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	0.00	0.00	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q32	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	0.00	0.00	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q33	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	0.00	0.00	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q34	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	0.00	0.00	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q41	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	0.00	0.00	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q42	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	0.00	0.00	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56
Q43	0.00	0.00	3.18	3,182,100.00	0.00	0.00	8.51	8,507,354.37	0.00	0.00	1.28	1,279,525.56

## Part 1

کل پروژه	نیروگاه (تجمعی)	(تجمعی) (میلیون ریال)	(هزار ریال)	نیروگاه	سرریز (تجمعی)	(میلیون ریال)	(هزار ریال)	سرریز	بدنه سد (تجمعی)	(تجمعی) (میلیون ریال)	(هزار ریال)	بدنه سد
1,143,930.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1,665,241.48	0.00	0.00	0.00	0.00	226,827.74	226.83	0.23	226,827.74	0.00	0.00	0.00	0.00
1,922,933.65	0.00	0.00	0.00	0.00	490,288.11	490.29	0.72	717,115.85	0.00	0.00	0.00	0.00
1,801,617.03	0.00	0.00	0.00	0.00	395,190.55	395.19	1.11	1,112,306.40	0.00	0.00	0.00	0.00
1,157,004.52	0.00	0.00	0.00	0.00	263,460.37	263.46	1.38	1,375,766.77	0.00	0.00	0.00	0.00
2,533,303.41	60,799.63	0.06	61,433.20	60,799.63	395,190.55	395.19	1.77	1,770,957.32	60,799.63	60.80	0.06	61,433.20
3,495,115.76	277,186.05	0.28	120,441.40	216,386.42	620,042.68	620.04	2.39	2,391,000.00	216,386.42	216.39	0.28	59,008.20
3,266,072.79	478,153.71	0.48	892,493.65	200,967.66	458,437.50	458.44	2.85	2,849,437.50	200,967.66	200.97	0.48	772,052.25
1,049,998.07	656,791.63	0.66	1,407,195.15	178,637.92	152,812.50	152.81	3.00	3,002,250.00	178,637.92	178.64	0.66	514,701.50
2,981,133.68	863,331.06	0.86	3,723,351.90	206,539.43	458,437.50	458.44	3.46	3,460,687.50	206,539.43	206.54	0.86	2,316,156.75
3,194,294.76	974,743.32	0.97	6,296,859.40	111,412.26	509,375.00	509.38	3.97	3,970,062.50	111,412.26	111.41	0.97	2,573,507.50
1,890,585.06	1,063,873.13	1.06	8,098,314.65	89,129.81	0.00	0.00	3.97	3,970,062.50	89,129.81	89.13	1.06	1,801,455.25
581,548.86	1,130,720.49	1.13	8,613,016.15	66,847.36	0.00	0.00	3.97	3,970,062.50	66,847.36	66.85	1.13	514,701.50
2,388,368.75	1,202,932.49	1.20	10,929,172.90	72,212.00	0.00	0.00	3.97	3,970,062.50	72,212.00	72.21	1.20	2,316,156.75
2,573,507.50	1,202,932.49	1.20	13,502,680.40	0.00	0.00	0.00	3.97	3,970,062.50	0.00	0.00	1.20	2,573,507.50
1,544,104.50	1,202,932.49	1.20	15,046,784.90	0.00	0.00	0.00	3.97	3,970,062.50	0.00	0.00	1.20	1,544,104.50
386,026.12	1,202,932.49	1.20	15,432,811.02	0.00	0.00	0.00	3.97	3,970,062.50	0.00	0.00	1.20	386,026.12
257,350.75	1,202,932.49	1.20	15,690,161.77	0.00	0.00	0.00	3.97	3,970,062.50	0.00	0.00	1.20	257,350.75
0.00	1,202,932.49	1.20	15,690,161.77	0.00	0.00	0.00	3.97	3,970,062.50	0.00	0.00	1.20	0.00
0.00	1,202,932.49	1.20	15,690,161.77	0.00	0.00	0.00	3.97	3,970,062.50	0.00	0.00	1.20	0.00

## Part 2

کل پروژه (تجمعی)	(تجمعی) (میلیون ریال)	(هزار ریال)
1,143,930.00	1.14	1,143.93
2,809,171.48	2.81	1,665.24
4,732,105.13	4.73	1,922.93
6,533,722.16	6.53	1,801.62
7,690,726.68	7.69	1,157.00
10,224,030.09	10.22	2,533.30
13,719,145.85	13.72	3,495.12
16,985,218.64	16.99	3,266.07
18,035,216.71	18.04	1,050.00
21,016,350.39	21.02	2,981.13
24,210,645.15	24.21	3,194.29
26,101,230.21	26.10	1,890.59
26,682,779.07	26.68	581.55
29,071,147.82	29.07	2,388.37
31,644,655.32	31.64	2,573.51
33,188,759.82	33.19	1,544.10
33,574,785.94	33.57	386.03
33,832,136.69	33.83	257.35
33,832,136.69	33.83	0.00
33,832,136.69	33.83	0.00

## Part 3

## نقد و بررسی شرایط حاکم بر مناقصه ابزار دقیق سدها در ایران

ر. تقییان<sup>۱</sup>

م. سیاری نژاد<sup>۲</sup>

### چکیده:

این مقاله سعی بر آن دارد تا در زمینه شرایط موجود مناقصه ابزار دقیق در ایران به نقد بپردازد. بنابر این سعی خواهد شد تا در حد امکان نکات مثبت و منفی مناقصه ابزار دقیق به منظور شناسایی نقاط قوت و ضعف و ارائه پیشنهاداتی در مورد بهبود شرایط کلی مناقصه های بعدی مورد بررسی و کنکاش قرار گیرد. برای عینیت بخشیدن به این بررسی یکی از مناقصه های برگزار شده در سال ۱۳۷۸ مبنای کار قرار گرفته است و برای پرهیز از هر گونه سوء تعبیر، نام سد، مناقصه گزار و پیمانکار ذکر نخواهد شد.

---

<sup>۱</sup> مهندس مشاور بن پروژه

<sup>۲</sup> مهندس مشاور بن پروژه

### ساخت ابزار دقیق در دنیا:

ساخت ابزار دقیق سدها دارای دو وجه مهم است. از یک سو کاری بسیار تخصصی است و در مورد ساخت برخی ابزار، تکنولوژی بسیار بالا و گاه سری را میطلبد که حتی شرکت‌های تولید کننده ابزار دقیق این بخشها را بصورت بسته های سخت افزاری (Hardware package) از شرکت‌های تولید کننده تحت نظارت دولتها میخرند. از دیگر سو بازار مصرف تولیدات ابزار دقیق بسیار محدود میباشد، بنابر این شرکت‌های سازنده آن در دنیا بسیار معدود است.

### ساخت ابزار دقیق در ایران:

در زمانهایی نه چندان دور به دلیل نبود تکنولوژی ساخت و دانش مهندسی، کلیه قطعات ابزار دقیق مورد نیاز سدها و یا دیگر سازه های بزرگ تنها از طریق شرکت‌های سازنده خارجی تامین میشد. اما آشنایی تدریجی مهندسان ایرانی با ابزار مذکور و فراهم شده امکان ساخت پاره ای از ابزار مورد نیاز در داخل کشور اندک اندک نیاز به تامین کلی و یکجای ابزار از خارج را منتفی ساخت. بنابر این با توجه به وجه نخست ساخت ابزار، تاکید بر سیاست‌های حمایت از صنعتگران داخلی به مرور موجب گشت که ورود بخشهایی از ابزار که در داخل تولید میگردد ممنوع شود.

### مشکلات عملی استفاده توامان از تولیدات داخلی و خارجی:

- مسئله سازگاری (Compatability) یا همخوانی فنی بین بخشهای تولید خارج و قسمتهای تولید داخل از مسائلی است که در پاره ای از موارد تا به امروز حل نشده است.
- استفاده از ابزاری که توسط شرکت‌های داخلی ساخته شده است هنگامی که با لزوم تعهد و تضمین برای کارکرد دراز مدت این ابزار از سوی مناقصه گزار همراه شود، ابهامات قانونی و معضلات فنی عمده ای را در بر خواهد داشت. مهمترین این ابهامات لزوم ارائه تضمین فنی کلیه ابزار از سوی پیمانکار خارجی است در حالیکه وی در هیچ مرحله ای بر تولیدات داخلی ابزار فوق الذکر نظارت نداشته و حتی از روند تولید آن نیز بی خبر است و این همه در حالی است که مرجع دولتی وابسته به وزارت نیرو در زمینه کنترل و تایید ابزار ساخت داخل نیز حاضر به ارائه تضمین کارکرد ابزار مورد تایید خود نیست.
- مشخص نبودن مرجع تضمین کننده نصب ابزار دقیق، در صورتی که مسئله تامین ابزار دقیق از مقوله نصب ابزار در مناقصه جدا گردد تناقضی جدید پدید خواهد آورد. در آن حال پیمانکار خارجی بایستی صحت عملیات نصب ابزار توسط پیمانکار داخلی را نیز تضمین نماید، بدون اینکه نظارت و کنترلی بر عملیات پیمانکار داخلی داشته باشد.
- این مشکل در مناقصه مورد بحث این مقاله، با تصحیح به موقع و سریعی که از سوی دستگاه مناقصه گزار صورت گرفت و طی آن نصب، قرائت و نگهداری ابزار مورد نظر بصورت الحاقیه ای به قرارداد اولیه افزوده شد حل گردید.
- بنابر این مورد فوق الذکر بایستی بصورت روشن در قراردادها گنجانده شود و تضمین صحت عملکرد اکیپ نصاب از سازنده یا تامین کننده ابزار درخواست نگردد.

### تعیین تضمین ها و تعهدات غیر متعارف:

- مهمترین نقطه ضعف در مناقصه مورد بحث رانه در موارد فوق الذکر بلکه در تضمین های آن و اهدافی که با گنجاندن چنین تضمین هایی از سوی مناقصه گزار دنبال میگردد بایستی جستجو کرد. عملکرد نامناسب درصد بسیار بالایی از ابزار دقیق نصب شده در سدهای ساخته شده در یک دهه اخیر اگر چه در نگاه اول اعمال تضمین های مالی و فنی معتبر در مناقصه ها را ضروری میسازد معهدا بایستی توجه داشت که تعهداتی ضمانت اجرایی واقعی دارند که دچار پارا دوکسها ذاتی عمده نباشند زیرا بطور مثال پذیرفتن تعهدات غیر اصولی از سوی شرکت خارجی در آستانه ورشکستگی و یا جبران نمودن ضمانت های مالی دست نیافتنی در قیمت های پیشنهادی (و طبعاً "گرانتر شدن غیر طبیعی قیمتها) عملاً" به اهداف مورد نظر مناقصه گزار به منظور فراهم شدن امکان تعمیر یا جایگزینی ابزار های معیوب منتهی نخواهد شد.



مجموعه عواملی که در بالا به آنها اشاره شد، این سؤال اساسی را مطرح میسازد که آیا نایستی در مناقصه های آتی با حذف تناقضات مزبور از متن قرارداد، عملاً<sup>۳</sup> به سوی تفکیک تضمین ها ( برحسب شرکتهای داخلی و خارجی) و در نتیجه شفاف شدن تعهدات برنده مناقصه ها حرکت کرد و در کنار آن ارزیابی وضعیت بروز شرکتهای خارجی طرف قرارداد را نیز در هنگام برگزاری مناقصه از نظر دور نداشت؟

### هدف انجام مناقصه :

مناقصه یکی از روشهای خرید ابزار یا خدمات است که طی آن قیمت تمام شده با کیفیت موضوع خرید بهینه میگردد. اما در این میان فرض بر آن است که با تعیین استانداردهای پذیرفته شده، موضوع خرید کمترین قیمت تمام شده را داشته باشد. در مورد بحث خرید ابزار دقیق هدف به دو بخش غیر قابل تفکیک از هم تقسیم میگردد.

### هدف نزدیکتر<sup>۴</sup>:

که طی آن هدف، خرید بهترین وسایل مورد نظر به لحاظ کیفی و تامین نیازهای ابزاربندی سد با نازلترین قیمت ممکن میباشد. بحث کیفیت ابزار را در چهار مقوله می توان بررسی نمود. که عبارتند از کنترل کیفیت در:

- هنگام طراحی
- هنگام ساخت
- هنگام حمل و انتظار برای نصب
- حفظ کیفیت طی مدت استفاده

از آن میان سه مورد اول معمولاً<sup>۵</sup> و در تمام دنیا به عهده شرکت سازنده که خود بعنوان نصاب نیز عمل مینماید می باشد. و در مورد چهارم نیز در صورتیکه شرکت سازنده نحوه عملکرد ابزار نگاری طی مدت زمان تضمین را تایید نماید همچنان به عهده وی خواهد بود.

بطور معمول در حال حاضر کلیه شرکتهای سازنده ابزار دقیق به وسیله روشهای C.A.D<sup>۳</sup> و C.A.M<sup>۴</sup> و C.N.C<sup>۵</sup> کیفیت بالا و سرعت عمل خود را تا هنگام تحویل جنس به مشتری کنترل مینمایند. علت امر نیز روشن است. نظر باینکه سفارش ابزار دقیق بسیار محدود و باصطلاح تقاضای آن کم میباشد و تکنولوژی ساخت آن نیز بالاست شرکتهایی در این زمینه موفق هستند که همراه با فن آوری روز بهترین محصولات را تولید نموده، به نحو احسن در اختیار مشتری گذارده و سپس به بهره برداری برسانند. هم از این روست که تعداد این شرکتهای بسیار کم می باشد و حتی برخی در حال ورشکستگی اند.

### هدف دور برد:

ابزاربندی سد و کارکرد مناسب آن هدف دوربرد مناقصه است و کارفرما باید شرایطی را در مناقصه فراهم آورد که این هدف تضمین گردد. از طرفی بخشنامه های موجود کلیه شرکتهای دولتی را مکلف مینماید که اقلامی که در داخل کشور تولید میشوند را وارد نمایند.

<sup>۳</sup> Computer aided manufacture

<sup>۴</sup> Computer aided manufacture

<sup>۵</sup> Computer numeric control

با باز شدن بحث خودکفایی و افزایش توانمندی های علمی و فنی کارشناسان داخلی این فکر تقویت شد که ابزار دقیق سدها در داخل کشور تولید گردند. به همین منظور شرکتی دولتی نیز ایجاد گردید تا به این هدف نائل گردیم اما به دلایلی چند این امر محقق نشد و شرکت مزبور تنها به بررسی ابزار ساخته شده در ایران می پردازد. پاره ای از علل عمده این ناکامی عبارتند از:

- فراگیر نبودن تکنولوژی پیشرفته ساخت ابزار در ایران
- بازار مصرف کم و هزینه سرمایه ای اولیه بسیار بالا ( برای کسب تکنولوژی پیشرفته).

علاوه بر آن گاهی فن آوری ساخت برخی قطعات آنقدر پیشرفته و یا سری است که حتی شرکتهای موجود خارجی نیز این قطعات را خود تولید نمی کنند. بعنوان مثال ابزاری که تغییر موقت مکانی را در سه راستا مشخص نموده و اندازه گیری مینماید بدلیل امکان استفاده در سلاح های دور برد بصورت بسته های سخت افزاری (Hardware package) در شرکتهای تحت کنترل دولتهای غربی تولید و به شرکتهای تولید کننده ابزار دقیق عرضه میگردد. با توجه به موارد فوق الذکر تنها تولید قطعاتی محدود از ابزار دقیق در کشور امکانپذیر است بنابر این برای خرید ابزار دقیق راه حل سومی باقی مانده که عبارتست از خرید قطعات از خارج و داخل و مونتاژ نهایی ابزار دقیق در ایران. در این راستا قطعاتی بسیار محدود از خارج خریداری میشود.

کاهش کیفیت: بنابر این با توجه به موارد فوق الذکر شرکت کنندگان در مناقصه موظفند بخشهای ویژه ای از ابزار دقیق که امکان تولید آن در داخل کشور وجود ندارد را از خارج خریداری نموده و مابقی را از بازار داخلی تامین نمایند.

نکته اصلی در این مورد آن است که بخشهای تولید داخل که برای تکمیل ابزار دقیق تهیه میگردد، عمدتاً برای منظورهای عام صنعتی و نه بطور اخص برای ساخت یک وسیله ابزار دقیق تولید می شوند. به عبارت دقیق تر کارخانه تولید کننده قطعه، خط تولید مستقلاً به منظور کاربرد در ساخت ابزار دقیق ندارد و به همین دلیل گاه قطعات، بویژه الکترونیکی تولید داخل و خارج با هم همخوانی (match) نداشته و نتیجه نهایی کیفیت لازم را ندارد.

گاه حتی روند تولید یک قطعه داخلی (فرضا" کابل) بصورتی است که نه تنها مالا" تامین کننده نیاز کار نمی باشد بلکه مشکلاتی را نیز پدید می آورد که در این مورد می توان به وجود آب درون پاره ای کابل های ساخت داخل اشاره کرد که اشکالات عمده ای در کار ابزار الکترونیکی ایجاد می نماید.

مثال دیگری که در این راستا می توان برشمرد اتصال قطعات به یکدیگر است فرضاً" اتصال کابل به یک قطعه درون چاهی. این اتصال باید دو ویژگی عمده داشته باشد:

اولاً" آییند بوده و در ثانی در برابر کشش ناشی از وزن قطعه مقاوم باشد که موجب قطع ارتباط الکتریکی نشود. این ویژگی ها در صورتی که در فرآیند ساخت در کارخانه تامین شود (حتی در ایران) بصورت یکدست، مقاوم و آییند خواهد بود اما تامین این ویژگی ها پس از ساخت و به هنگام نصب در محل بسیار مشکل است.

به هر حال این موارد و دیگر اشکالاتی از این دست باعث کاهش کیفیت ابزار میگردد.

### افزایش قیمت تمام شده:

نظر به اینکه بخشهای مختلف ابزار دقیق از شرکتهای مختلفی تامین می گردد بنابر این خط تولید خاص نداشته و آن قطعه بصورت انبوه تولید نمی گردد. بنابر این و براساس قواعد پایه علم اقتصاد یعنی "صرفه جویی حاصل از مقیاس" قیمت تمام شده چنین ابزاری با قیمت تمام شده همان ابزار که بصورت انبوه تولید شده قابل مقایسه نخواهد بود.

به علاوه تضمینهای درخواستی از پیمانکار خارجی نیز از زاویه ای دیگر باعث افزایش قیمت نهایی می گردد. باید خاطر نشان ساخت که عدم کارایی ابزارهای دقیق نصب شده در غالب سدها موجب گردیده که کارفرمایان برای اطمینان از حسن کارکرد ابزار خریداری شده خواستار تضمین های مالی باشند و بطور مثال بخشی از پول ابزار دقیق پس از نصب و اطمینان از کارکرد مناسب آنها پس از آنگیزی سد پرداخت گردد. بنابر این کلیه فروشندگان سپرده مالی خود را براساس فرمول ربح مرکب محاسبه نموده و به نسبت بر قیمت ابزار دقیق سرشکن می نمایند.

با توجه به دو مورد بالا قیمت تمام شده این قطعات بیشتر از قیمت معمول خواهد بود که با اهداف بر شمرده از یک مناقصه واقعی مابینت خواهد داشت.

### ابزار بندی:

مقوله ابزاربندی در مبحث مناقصه ها حائز اهمیت بسیار است. در این بخش مسئله نگهداری یا انبار نمودن این ابزار نیز مطرح می باشد. حال چنانچه در مناقصه مسئله نصب به عهده پیمانکاری داخلی قرار گیرد و الزامی به ارتباط و یا همکاری، پیمانکاری داخلی قرار گیرد که الزامی به ارتباط و یا همکاری، پیمانکاران فروش ابزار نداشته باشد، این خود باعث ایجاد تناقضات دیگری میگردد. بدیهی است که گروه نصابی در کار خود موفق بوده و ابزار را بصورت فنی، ایمن و صحیح نصب می نماید (و علاوه بر آن در صورت بروز اشکالاتی امکان رفع اشکال را نیز دارد) که با آن ابزار آشنایی بیشتری داشته باشد و در بهترین حالت سازنده ابزار باشد. لذا به نظر میرسد که بهترین روش در راستای نصب ابزار همانا استفاده از پیمانکار فروشنده ابزار (اعم از فروشنده خارجی یا همکار ایرانی وی) می باشد.

### تضمین ها :

مهمترین بخش از اشکالات وارد به مناقصه ابزار دقیق بخش تضمین های آن است.

همانگونه که در بخشهای قبلی تشریح گردید، خرید از پیمانکار خارجی بخش کمی از کل مبلغ قرارداد را شامل می گردد. در عین حال همانگونه که در بخش های قبل تشریح گردید نه پیمانکار خارجی و نه همکار ایرانی وی بر هیچ یک از مراحل تولید قطعات ساخت داخل نظارت ندارند. علاوه بر آن در پاره ای موارد هیچکدام بر نحوه نگهداری از ابزار مونتاز شده و نحوه نصب آنها نیز نظارتی ندارند.

اما بر اساس مفاد قرارداد مناقصه، از پیمانکار فروشنده ابزار تضمین برای کل کار، از سلامت ابزار در هنگام فروش تا سلامت آنها پس از مونتاز و انبار تا هنگام نصب گرفته می شود و حتی این تضمین زمان پس از نصب (تحويل موقت پروژه) را نیز شامل میشود. اما همانگونه که ذکر شد پیمانکار خارجی در هیچ یک از مراحل مگر ساخت ابزار خارجی که تولید وی می باشد نظارتی ندارد. با توجه به تمام مواردی که در ردیف های قبلی ذکر شد همچنان خارجی باید تضمین کننده کل کار باشد که در بسیاری موارد شرکت فروشنده خارجی چنین تعهداتی را نمی پذیرد.

در هر حال به دلیل غیر منطقی بودن روش مزبور، تنها راه حل باقیمانده این خواهد بود که:

پیمانکار خارجی آنچنان بهره بالایی بر قیمت کالاهای خود اضافه نماید که تمام این تضمین ها را پوشش دهد. شق دوم قضیه آن است که اصولاً "شرکت خارجی مورد بحث وضعیتی داشته باشد که عملاً" قادر به انجام تعهدات و تضمین ها در دراز مدت نباشد (فرضا" شرکتی در آستانه ورشکستگی) که در این صورت اخذ تضمین های سنگین از وی چندان غیر ممکن و سخت نخواهد بود. بنابر آنچه ذکر شد بنظر میرسد که کارفرمایان با شرایط فعلی مناقصه ابزار دقیق نتوانند به اهداف مورد نظر در مناقصه ابزار دقیق که در ابتدای مقاله به آنها اشاره شد نایل گردند. در همین راستا پیشنهاد میشود که :

۱- تضمین کارکرد ابزار دقیق ساخت داخل که الزاماً" بایستی مورد استفاده قرار گیرند از شرکت سازنده داخلی اخذ شود و نه از پیمانکار خارجی. شرکت تجهیزات آب که در حال حاضر نقش مشاور دولتی تایید کننده ابزار ساخت داخل را بعهده دارد نیز می تواند در این مقوله فعالتر شود.

۲- به هنگام برگزاری مناقصات تا حد امکان وضعیت کارخانه های شرکت کننده در مناقصات (از جمله مشکلات اقتصادی آنها و ...) نیز تحت بررسی قرار گیرد تا از سوء استفاده شرکتهایی که به دلایل اقتصادی حاضر به تن دادن به هر گونه تعهد غیر منطقی در مقطع برگزاری مناقصه می شوند جلوگیری بعمل آید. بایستی بخاطر داشت که پذیرفتن این چنین تعهداتی توسط اینگونه شرکتهای لزوماً" به معنی انجام آنها در دراز مدت نخواهد بود.

- ۳- در تمامی مناقصات به منظور احتراز از تداخل مسئولیتها، مقوله نصب ابزار و نگهداری آنها تا زمان تحویل قطعی پروژه نیز به شرکت فروشنده ابزار (اعم از خارجی یا ایرانی) محول شود.

www.civilbook.ir

## تاریخچه تجهیزات هیدرومکانیک سدهای ایران

مهندس سیدعلی آذربادگان

### چکیده:

در این مقاله نشان داده شده است که علیرغم سابقه ۵۳ ساله سد سازی در ایران، تجهیزات هیدرومکانیک این سدها تا سال ۱۳۳۹ کلاً متکی به واردات بوده است و از این سال تا سال ۱۳۷۱ نیز موضع سازندگان ایرانی فقط پیمانکار دست دوم و آنهم در حد سازنده (تا سال ۱۳۵۱) و بعداً سازنده و نصاب بوده است و از سال ۱۳۷۳ مسئولیت کامل عملیات شامل: "طراحی" - "ساخت" - "نصب و راه اندازی" را بعهد گرفته اند و اثر این تغییر در جایگاه و مسئولیت این بوده است که در دوره ۶ ساله آخر (۷۳ تا ۷۹) حدود ۴۴۰۰۰ تن تجهیزات هیدرومکانیک (دریچه - جرثقیل - آبراهه ها و ...) طراحی و ساخته و اغلب نصب و راه اندازی شده است حال آنکه سهم سازندگان ایرانی در تمامی ۳۳ ساله قبل از آن (۳۹ تا ۷۲) فقط ۷۴۰۰۰ تن آنهم فقط در حد ساخت بوده است و در ادامه مقاله توان کارشناسان ایرانی در عملیات طراحی محصول مورد تاکید قرار گرفته است و نشان داده شده که علیرغم سابقه ناچیز ۶ ساله در طراحی تجهیزات هیدرومکانیک در ایران، مهندسین کشور توانسته اند ابداعات و نوآوریهای ارزنده ای را به منصفه ظهور برسانند. در بخش پایانی مقاله اصلی ترین دلیل تحول چشمگیر فوق الذکر مورد تاکید قرار گرفته است و توجه به "ضرورت محور بودن توسعه صنعتی و ارتقا تکنولوژی در سطح ملی" در کنار پارامترهایی چون قیمت کمتر، زمان کوتاهاتر - کیفیت بهتر و در تعیین اولویتهای پروژه های سد سازی بعنوان دلیل فوق عنوان شده است.

در ادامه به اثر بی توجهی به بالا بودن "تقریبهای زمانی" و "قیمتی" در برآوردهای گامهای نخست پیمانکاران ایرانی در اجرای پروژه های هیدرومکانیک و اثرات هزینه ای آن و نیز اصرار غیر منطقی بر کاهش قیمتهای اجرا تاکید گردیده و هشدار داده شده است که ادامه بی توجهی و اصرار فوق میتواند توفیق حاصل در این رشته صنعتی را با خطر شکست روبرو سازد و انتخاب راه حل اجرای پروژه ها بصورت فاینانس بعنوان عامل تشدید کننده خطر فوق مورد تذکر قرار گرفته است.

در انتها با امید به اجرای قولهای مسئولین ذیربط آرزو شده است که خطر فوق برطرف و ظهور خلاقیت و نوآوری مهندسین و کارشناسان ایرانی در این بخش از صنعت ادامه یابد انشاء ...



### تاریخچه تجهیزات هیدرومکانیک سدهای ایران :

بر اساس آنچه در کتاب "نگرشی بر سدهای ایران" منتشره توسط وزارت نیرو کمیته ملی سدهای بزرگ ایران - مهر ماه سال ۱۳۷۲ - تالیف بیژن فرهنگی آمده است از سال ۱۳۲۶ که ساخت اولین سد جدید (سد گلپایگان در ایران آغاز شده تاکنون جمعاً ۴۹ سد در نقاط مختلف کشور احداث شده است که اغلب آنها اینک در حال بهره برداری است و بقیه نیز انشاء ۰۰۰ تا سال ۱۳۸۰ به بهره برداری خواهد رسید (البته این بجز سدهای چون گتوند، سیمره و ... است که اخیراً آغاز شده اند و در این کتاب نامی از آنها برده نشده است).

از این ۴۹ سد ۲۱ سد فاقد نیروگاه و در ۲۸ سد دیگر مجموعاً ۷۹۶۲/۴ مگاوات نیروگاه آبی نصب شده و یا در حال نصب است، بدیهی است در ساخت این نیروگاهها تجهیزات هیدرومکانیک نیز بکار رفته است (نظیر آشغالگیرها، سایر انواع دریچه بویژه دریچه های ورودی و خروجی، جرثقیلها و آبراهه ها، شیرها و ...). در ۲۱ سد فاقد نیروگاه نیز تجهیزات هیدرومکانیکی چون دریچه های سرریز و ... بکار رفته است. مناسبانه امکان جمع آوری اطلاعاتی پیرامون نوع و حجم تجهیزات هیدرومکانیک بکار رفته در هر یک از سدهای مذکور و دوره تامین آنها فراهم نشد اما اطلاعات دوره احداث سدها بعنوان شاخص تقریبی برای مقایسه دوره ها وجود دارد این اطلاعات نشان میدهد از سدهای مذکور ۱۴ سد در قبل از انقلاب به بهره برداری رسیده اند (دز، شهید عباسپور، درودزن، سفیدرود، ارس، زاینده رود، امیر کبیر، زرینه رود، مهاباد، لثیان، گلپایگان، اکباتان، گرگان "وشمگیر"، چاه نیمه) که دوره آغاز تا پایان احداث آنها بین ۳ تا ۶ سال بوده است.

۶ سد (جیرفت، لار، استقلال (میناب)، پیشین، قشلاق، "وحدت"، کوهرنگ) قبل از انقلاب آغاز و پس از انقلاب پایان یافته اند که بین ۹ تا ۱۸ سال برای احداث آنها وقت صرف شده است.

بقیه سدها یعنی ۲۹ سد (ساوه، طرق، کارده، جغاقور، کرخه، کارون ۳، مارون، شهید رجایی، بارون، علویان، پانزده خرداد، قیر، جعفر مشهدی، گدارلندر، سیوند، آلاگل، قوری جای، نومل "کوثر"، برنجستانک "زمزم"، صلاح الدین کلا، سنبل رود، الیمالات، خداآفرین، گاوشان، دلواری "جره"، طالقان، تهم، کوار، چم گردلان) پس از انقلاب آغاز و اغلب به بهره برداری و برخی مراحل انتهایی احداث را طی می کنند که با فرض زمانهای پیش بینی شده برای انتهای آنها، دوره احداث ۴ تا ۱۰ سال را شاهد خواهند بود. البته ۱۶ سدی که احداث آنها پس از پایان جنگ تحمیلی آغاز شده اند دوره احداثی بین ۴ تا ۸ سال را پشت سر خواهند گذاشت.

از بین ۱۶ سد اخیرالذکر سدهای کرخه، کارون ۳، گدارلندر توسط شرکت توسعه منابع آب و نیرو احداث شده اند که دوره احداث آنها ۶ سال پیش بینی شده است که در مقایسه با ۷ سال دوره احداث سد شهید عباسپور (که از نظر ویژگیها و قدرت نیروگاه با آنها قابل مقایسه است) و قبل از انقلاب احداث شده رقم قابل قبولی است. این حد ناچیز از اطلاعات میتواند زمینه ساز نتیجه گیری های ناقصی از این دست شود:

(الف) دوره احداث در شرایط پس از انقلاب (غیر از بحبوه انقلاب و جنگ) نسبت به قبل از انقلاب ۱/۳ افزایش یافته است.  
(ب) اثر شرایط غیر عادی در محیط دوره احداث را طولانی تر کرده است (اثر جنگ ۲۵٪ دوره احداث را افزایش داده و اثر حوادث منجر به پیروزی انقلاب آنرا ۳ برابر کرده است).

(ج) اثر سازماندهی مناسب، دوره احداث سدهای مشابه در بعد از انقلاب را نسبت به قبل از آن کاهش داده است.  
البته حجم کل تجهیزات هیدرومکانیک که سازندگان ایرانی در این سدها تامین نموده اند و دوره کل زمانی آن و نوع خدمات عرضه شده در دوره های مختلف مشخص است با این توضیح که:

سابقه ساخت تجهیزات هیدرومکانیک در ایران نزدیک به ۴۰ سال است، اما تا اواخر دهه شصت، تولیدکنندگان ایرانی این تجهیزات عمدتاً در موضع پیمانکار دست دوم شرکتهای خارجی ایفای نقش می کردند، تا آنکه بحمد... با حمایت دست اندرکاران محترم وزارت نیرو ابتدا در موضع سازنده اصلی و از سال ۱۳۷۲ در موضع طراحی و سازنده پای در میدان نهادند. با لطف

خداوند حاصل این امر، انجام عملیات طراحی و ساخت و نصب تجهیزات هیدرومکانیک سدهائی چون: شهید رجائی، پانزده خرداد، مارون، مسجد سلیمان، کرخه، کارون ۱، کارون ۳ و ۳۰۰ توسط شرکتهای ایرانی بوده است.

جدول شماره ۱ (جمع‌بندی عملکرد دست اندرکاران تجهیزات هیدرومکانیک از ابتدا تا انتهای سال ۷۸) نشان می‌دهد که حوزه عملکرد تولید کنندگان ایرانی از سازنده دست دوم به پیمانکار اصلی با مسئولیت کامل عملیات (یعنی طراحی، ساخت، نصب و راه اندازی) گسترش پیدا کرده است و کمیت عملیات نیز بصورت قابل توجهی توسعه یافته است بنحوی که در پنج سال انتهایی که مسئولیت مهم طراحی نیز بر دوش تولید کنندگان ایرانی قرار گرفته است تقریباً در حد ۶ برابر تمامی سالهای قبل از آن (حدود ۳۵ سال) محصول ارائه شده است.

این نکته قابل ذکر است که از نظر کیفیت، تجهیزات هیدرومکانیک طراحی، ساخت و نصب شده توسط پیمانکاران ایرانی کارنامه درخشانی را بجای گذاشته است بنحوی که مثلاً به شهادت مدیران ارشد شرکت مهتاب قدس میزان نشستی دریچه های سیستم انحراف سد کرخه از حد مجاز بسیار کمتر بوده است. و در مقایسه با تمامی دریچه های طراحی و ساخت شده توسط پیمانکاران خارجی وضعیت مطلوب تری را نشان داده است، همچنین خلاقیت مهندسین و کارشناسان ایرانی در همین دوره کوتاه و سابقه اندک در طراحی و ساخت تجهیزات هیدرومکانیک بنحوی بارز نمایانگر شده است و ابداع این مهندسین در نمونه هائی چون دریچه لولائی سد مسجد سلیمان و یا دریچه سیستم انحراف سد کارون ۳ و دریچه نیلوفری سد حنا، ایران را در موضع کشورهای صاحب PATENT در صنعت تجهیزات هیدرومکانیک قرار داده است. توضیح اینکه: دریچه لولائی سد مسجد سلیمان که در نوع خود بزرگترین در دنیا میباشد دارای ویژگیهای ذیل میباشد.

با توجه به شرایط ویژه نیروگاه مسجد سلیمان به لحاظ فشردگی آن این نوع دریچه در پایاب خروجی نیروگاه تعبیه و تنها دریچه ای است که بصورت دو طرف آبیند با دقت بسیار زیاد طراحی گردیده است (همانند یک شیر دو طرفه) در زمانی که توربینها در حال فعالیت میباشند دریچه در حالت باز و در سقف پوشش فلزی آبیندی و هوابندی شده و سیستم واکيوم آن فضای ما بین را دچار خلاء میسازد تا هم از نشت آب به داخل نیروگاه جلوگیری نماید و هم از لرزش دریچه جلوگیری کند.

و در زمانی که نیروگاه نیاز به تعمیرات داشته باشد این دریچه در حالت بسته از ورود آب به نیروگاه جلوگیری بعمل میآورد. درخصوص طراحی این دریچه مقاله ای در مجله Water Power در February 2000 به چاپ رسیده که مشخصات و شرایط طراحی آن بصورت کامل ارائه گردیده که نظر علاقه مندان را جهت کسب اطلاعات بیشتر به آن معطوف میدارد.

در مرحله ساخت این دریچه نیز با توجه به ابعاد  $8\text{ m} \times 6\text{ m}$  و وزن چهل تنی آن شرایط خاصی پیش رو بود فلذا برای آب بندی سطوح بجای آنکه از متد ماشین کاری سطح استیل آبیندی روی دریچه با دستگاههای بزرگ استفاده شود از روش جوشکاری متکی بر کنترلهای محاسباتی استفاده شده است.

در مرحله نصب این دریچه با توجه به تیرانسههای بسیار بسته و فاصله ناچیز دریچه ها پوشش فلزی (حداکثر ۱۵ میلی متر) اعمال دقت بسیار بالا ضرورت داشته است.

در دریچه سیستم انحراف سد کارون ۳ نیز بر حسب نظر اولیه مشاور (شرکت مهتاب قدس و همکار خارجی وی یعنی شرکت ایکرز کانادا) مقرر بود دریچه براساس "هد" نهائی یعنی ۱۰۵ متر طراحی گردد. کارشناسان شرکت سدید تدبیر (شرکت مهندسی گروه صنعتی سدید که مسئولیت طراحی تجهیزات هیدرومکانیک را بعهده داشته است) در همین قالب به طراحی دریچه پرداختند که نتیجه آن ابعاد بسیار بزرگ قطعات مدفون، چرخها و ضخامت دریچه بود که علاوه بر بالا بردن قیمت تمام شده به دلیل نیاز به بیرینگ های استثنائی از نظر ابعاد، محتاج آن بود که سفارش مخصوص گردد و این به مفهوم پذیرفتن زمانی حدود ۵ ماه افزونتر از پیش بینی ها بود که با توجه به افزوده شدن عین این زمان به کل پروژه کارشناسان مذکور را به تامل واداشت و نتیجه این تامل پی بردن به این نکته بود که دریچه در تمامی طول کارکرد خود "هد" ۳۵ متر را باید تحمل کند و فقط پس از غرقاب شدن کامل دریچه ناشی از پرشدن حوضچه سد که دیگر عملیاتی بودن دریچه منتفی میشود هد ۱۰۵ را تحمل خواهد کرد.

بنابراین تصمیم گرفته شد با طراحی یک مکانیزم ویژه متکی به محور لنگ تحمل بارهای ناشی از هد دو مرحله ای شود. در مرحله اول (دوره عملیاتی دریاچه و تحمل بار ناشی از هد ۳۵ متر) چرخها و محورهای آن عنصر اصلی متحمل بار باشند و در مرحله دوم (دوره غرقاب شدن دریاچه و تحمیل بار ناشی از هد ۱۰۵ متر) لبه دریاچه تحمل کننده اصلی بار باشد این جابجائی در عنصر اصلی تحمل بار نیز علاوه بر اثر تغییر نیرو، از طریق یک سیستم کنترل کننده از راه دور طراحی شده ممکن گردید و با تست این مکانیزم در محل کارگاه ساخت و اطمینان از عملکرد آن (که برای اولین بار در سطح جهان در طراحی دریاچه ها منظور شده بود) به محل سایت حمل گردید و اینک سالها پس از نصب آن عملکرد مطلوبی از خود نشان داده است.

در دریاچه بالکهد نیلوفری سد حنا روش مرسوم در طراحی این نوع دریاچه، استفاده از یک سازه مرتفع بتنی و تعبیه سیستم راهنما است تا هدایت دریاچه تا نشیمنگاه مقدر گردد.

طراحان گروه صنعتی سدید پس از بررسیهای زیاد به این نتیجه رسیدند که طراحی دریاچه مذکور را با بکارگیری محفظه های آبیندی شده مستقل و با الهام گیری از سیستم زیر دریائی انجام دهند.

در این طرح با تخلیه و یا پر کردن آب در محفظه های مستقل می توان، دریاچه را در زمان تعمیرات از نشیمنگاه به سطح آب و پس از تعمیرات مجدد به نشیمنگاه باز گرداند.

بدستور کارفرما جهت جلوگیری از هزینه غواصی در عمق ۳۰ متری که شرایط خاصی را میطلبد شناور دائمی طراحی گردید که هدایت دریاچه را از سطح آب به محل نشیمنگاه را به سادگی قابل دستیابی مینمود.

بدیهی است این طرح در مقایسه با سیستم هدایت متکی به سازه مرتفع چه میزان اقتصادی تر و بهره برداری از آن را بهینه تر مینماید. قابل ذکر است که این طرح بحمداله با تست عملکرد در کارخانه سداد ماشین قبل از انتقال به محل سد و نصب و مورد آزمایش قرار دادن آن سالهاست که مشغول بهره برداری است.

علاوه بر موارد فوق در زمینه بومی ساختن طراحی - ساخت و نصب میتوان به جرثقیل های سنگین نیروگاهی و سروموتورهای هیدرولیکی اشاره کرد و از جرثقیل های ۳۲۰ تن نیروگاه کارون یک، ۳۰۰ تن کارون ۳ و ۲۲۵ تن نیروگاه کرخه و آزمایش موفق با ۱/۲۵ برابر ظرفیت نامی آن که برای اولین بار در ایران و توسط کارشناسان داخلی طراحی، ساخت و نصب گردیده و سروموتورهای دریاچه های لولائی و مجرای جبران کننده سد کارون ۳ میتوان نام برد.

در زمینه ساخت نیز اشاره به تدوین روشهای جوشکاری دریاچه ها برای حذف مراحل ماشین کاری ضمن رعایت دقتهای تolerانسهای ۰/۵ میلی متر در طول ۸ متر، طراحی و ساخت میز انعطاف پذیر از نظر انحنای سطحی برای ساخت دریاچه های سرریز جداره نازک، تغییرات در مکانیزم عملکرد و ابعاد کار ماشینهای هاب و تراش یزرگ کارخانه شرکت سداد ماشین برای امکان ماشین کاری درامهای جرثقیلهای طراحی شده فوق اشاره و ابداعات متعدد دیگر قابل ذکر است.

از نظر ما دلایل متعددی در بروز این توفیق نقش داشته اند اما بی شک مهمترین آن تغییر نگاه در تعیین اولویتهای پروژه های سدسازی در مقایسه با سایر پروژه هاست توضیح اینکه در برنامه های توسعه اقتصادی - اجتماعی کشور علیرغم آنکه قاعدتاً باید محور توسعه در توسعه صنعتی و ارتقاء تکنولوژی ملی جستجو گردد و در سازماندهی اجرای پروژه های ملی در تعیین اولویتهای اجرائی پروژه ها این محور بودن مورد توجه جدی باشد عملاً پروژه ها فقط با نگاه به مسائل بخشها (نفث - نیرو - معادن و ...) سازماندهی شده اند و در تعیین اولویتهای همان نگاه سنتی قیمت کمتر - زمان کوتاهتر - کیفیت بهتر مدنظر قرار گرفته است، حال آنکه اگر با نگاه محور بودن توسعه صنعتی و ارتقاء تکنولوژی به سازماندهی و تعیین اولویت پروژه ها مبادرت میشد قطعاً نکات زیر مورد عنایت قرار میگرفت:

۱- در پروژه هایی که محدوده محصول آنها تکرار پذیر است و نیز مزیت نسبی برای صدور خدمات فنی مربوطه به آنها وجود دارد (نظیر پروژه های احداث پالایشگاهها - مجتمعهای پتروشیمی - نیروگاههای برق، آبی و کارخانجات شکر - کارخانجات سیمان و ...) شکل دادن ظرفیتهای مهندسی و تولید و نصب داخلی در تولید کننده تکنولوژی بعنوان یک ضرورت مورد توجه قرار گرفت که این نتایج را بدنبال داشت:

۱-۱- از طریق جایگزینی واردات به رفع عدم تعادل درآمدها و هزینه های ارزی (بدون احتساب درآمدهای نفت) که یکی از معضلات اساسی اقتصاد ایران است مساعدت میگردید.

۱-۲- از طریق استفاده از ظرفیتهای داخلی به حل مسئله اساسی کمبود اشتغال مساعدت جدی بعمل می آمد (توجه شود که بر اساس فرمهای "یونیدو" جایگزینی هر یک میلیارد دلار ارزش افزوده با تولید داخلی در سال یک میلیون شغل ایجاد می کند).

۱-۳- از طریق ایجاد انباشت تجربه در شرکتهای ایرانی زمینه مشارکت در مناقصات بین المللی و تحصیل ارز برای مساعدت به رفع عدم تعادل درآمدها و هزینه ارزی فراهم میگردید.

(توجه شود که در کالای سرمایه ای برخلاف کالای مصرفی حضور در بازار بین المللی محتاج ارائه تجربیات موفق قبلی است و این یکی از ضرورتهای ساماندهی بازار ملی کالای سرمایه است که بستری برای ایجاد تجربیات شکل دهد همچنین عنایت شود که در تجربه جهانی، کشورهایی که بازار ملی وسیعتری داشته اند بدلیل امکان تجربه افزونتر در بازار بین المللی نیز توفیق بیشتری داشته اند).

۲- برای شکل دادن موفق ظرفیتهای مهندسی، تولید و نصب داخلی به بالا بودن تقریبهای زمانی و قیمت های برآوردی در گامهای نخست مشارکت تولید کنندگان ایرانی در اجرای پروژه ها و قبول هزینه های ناشی از آن توجه میشد.

۳- به تدریجی بودن اثر انباشت تجربه بر کاهش قیمتها (البته قیمتهای ثابت) و کوتاه کردن زمان پروژه ها توجه میگردید و با توجه به بند ۱ و ۲ در تعیین اولویت های اجرایی پروژه ها تجدید نظر میگردید.

خوشبختانه در پروژه های هیدرومکانیک به بند ۱ توجه مطلوبی در مقایسه با سایر پروژه ها شده است اما متأسفانه عدم توجه به بندهای ۲ و ۳ و اصرار غیر منطقی بر کاهش قیمتهای اجرا توسط پیمانکاران داخلی تا حد بعضاً ۵۰٪ قیمت پیمانکاران مشابه خارجی شرایطی را فراهم آورد که عملاً سازندگان داخلی این تجهیزات به بدترین شرایط مالی دچار گردند و ضمن تحمل کاهش سودآوری و حتی زیاندهی، شاهد منفی تر شدن هر روز سرمایه در گردش، ایجاد دارایی های ثابت از محل بدهی های کوتاه مدتی چون پیش دریافتها و وام بانکی و از همه مهمتر از دست دادن نیروی انسانی متخصص و در حقیقت اصلی ترین سرمایه خویش بدلیل عدم امکان رقابت با صنایعی چون "خودرو"، "لوازم خانگی" و ... باشند (توجه شود که در صنایع ماشین سازی و ساخت تجهیزات ارزش افزوده حدود ۵۰٪ است و سهم دستمزد در هزینه های کار و سربار و در کل ساختار قیمت تمام شده نقش اصلی و بعضاً تا حد ۴۰٪ پارامتر آخر را دارد و بهمین دلیل در مقایسه با صنایعی که سهم دستمزد در قیمت تمام شده آنها پائین است حتی در شرایط سودآوری مساوی از انعطاف کمتری برای بهبود دستمزدها برخوردارند چه رسد بر آنکه بجای سود آوری مساوی در محدوده سودآوری های بسیار ناچیز و حتی زیاندهی باشند).

البته علاوه بر این نکات، مسائلی چون تفاوتهای غیر قابل توجه در نحوه نظارت بر طراحی و ساخت پیمانکاران ایرانی در مقایسه با پیمانکاران خارجی و به اسم مقابله با اثرات کمبود تجربه، اتکا به شاخصهای تعدیل بخش ساختمان بجای ایجاد تعدیلهای متناسب با بخش ماشین سازی و ساخت تجهیزات و عدم توجه به ضرورت یکنوائی دستگاههای کارفرما، نظارت و پیمانکاری در هر فعالیت و ... نیز قابل ذکر است.

نکته آخری که قابل تامل است اینکه، بهر حال پس از طی یک دوره ۵ یا ۶ ساله و شکل گیری دانش فنی طراحی همه اجزاء تجهیزات هیدرومکانیک در سازندگان داخلی و پرداخت تمامی هزینه های مربوط به بالا بودن تقریبهای زمانی و قیمتی از سوی این سازندگان، اینک که زمان بهره وری از این سرمایه گذاری به ناچار فرا رسیده است (به ناچار، از این جهت که در یک اقتصاد توسعه صنعتی محور، این سرمایه گذاری را نباید فقط سازنده تحمل می نمود). متأسفانه خریدار این کالا یعنی دولت و وزارت نیرو به بهانه کمبود منابع ریالی به اجرای پروژه ها بصورت فاینانس روی آورده و امکان مشارکت این سازندگان را تقریباً منتفی ساخته و یا آنکه مجدداً به حد قبل از شروع دهه ۷۰ یعنی پیمانکاری دست دوم سازندگان خارجی رجعت داده اند.

امید آنکه با قبول مساعدیکه برای رفع مشکلات مذکور بویژه مشکل اخیر الذکر از سوی مراجع ذیربط داده شده است طراحی و ساخت و نصب تجهیزات هیدرومکانیک توسط سازندگان ایرانی نه تنها در پروژه های داخل کشور بلکه در پروژه های بین المللی نیز گسترش یابد تا انشاء ۰۰۰۱ شاهد ظهور خلاقیت و نوآوری های روز افزون مهندسين و کارشناسان ایرانی و ارتقاء سطح این بخش از صنعت در مقابله با مشکلات مزمن اقتصاد ایران (بیکاری - فزونی ارزی غیر نفتی به دریافتها) باشیم.

www.civilbook.ir



ردیف	دوره زمانی	طول دوره در سال	وزن تجهیزات هیدرومکانیک ک	متوسط وزن در سال (تن)	عملیات اجرایی قرارداد	موضع طرف قرارداد ایرانی
۱	۱۳۵۰ تا ۱۳۳۹	۱۲	۱۶۰ تن	۲۱۴	ساخت	پیمانکار دست دوم
۲	۱۳۶۰ تا ۱۳۵۱	۱۰	۲۰۰ تن	۲۲۰	ساخت و نصب	پیمانکار دست دوم
۳	۱۳۷۰ تا ۱۳۶۱	۱۰	۲۱۰۰ تن	۲۱۰	ساخت و نصب و راه اندازی	پیمانکار دست دوم
۴	۱۳۷۲ تا ۱۳۷۱	۲	۱۵۰۰ تن	۷۵۰	ساخت و نصب و راه اندازی	پیمانکار اصلی
۵	۱۳۷۸ تا ۱۳۷۳	۶	۴۴۰۰۰ تن	۷۳۳۴	طراحی، ساخت و نصب و راه اندازی	پیمانکار اصلی

### جدول شماره ۱

جدول عملکرد تولید کنندگان تجهیزات هیدرومکانیک ایرانی از ابتدا تا انتهای سال ۷۸



گسترش داده شده توسط سیویل بوک

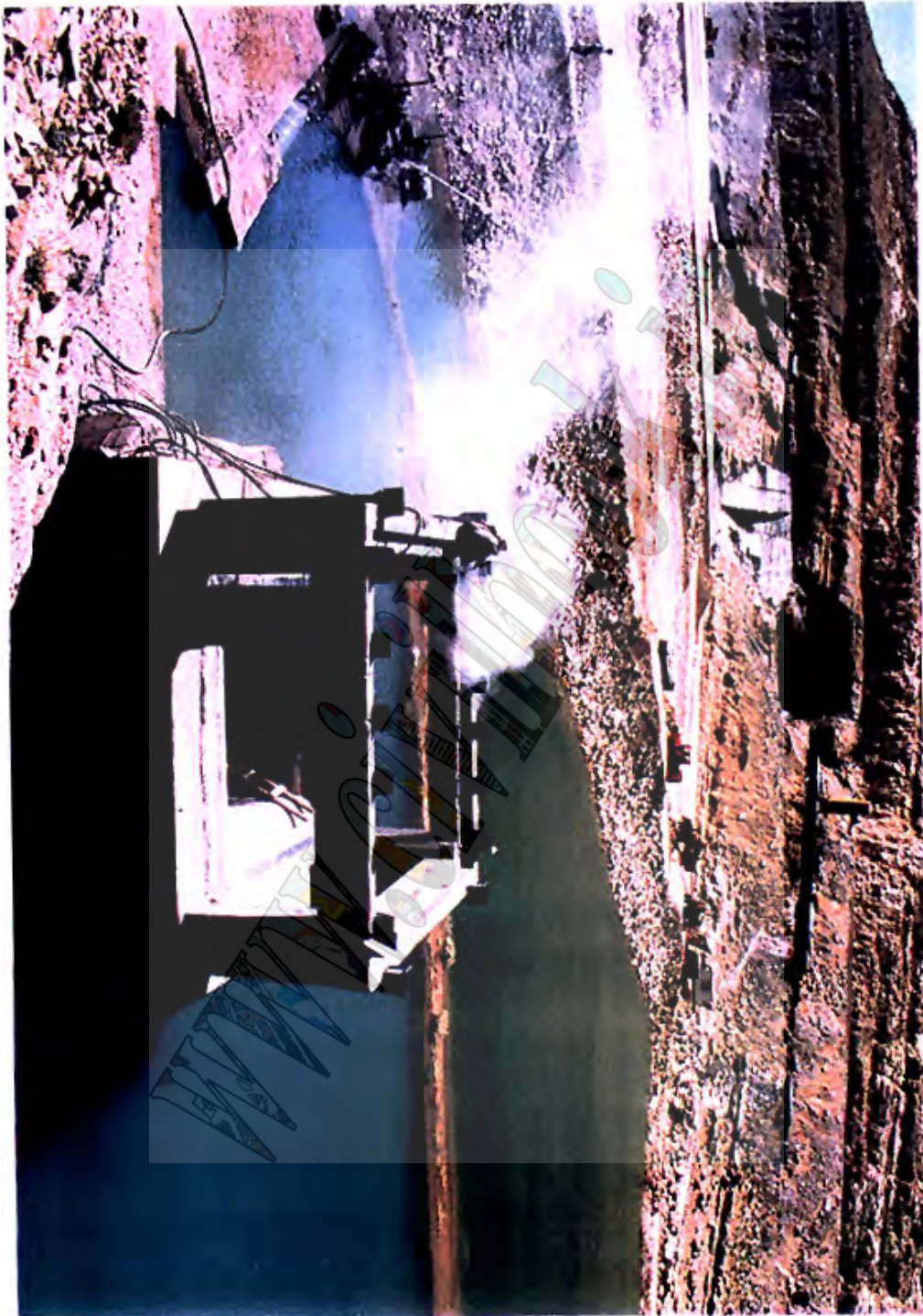


گسترش داده شده توسط سیویل بوک



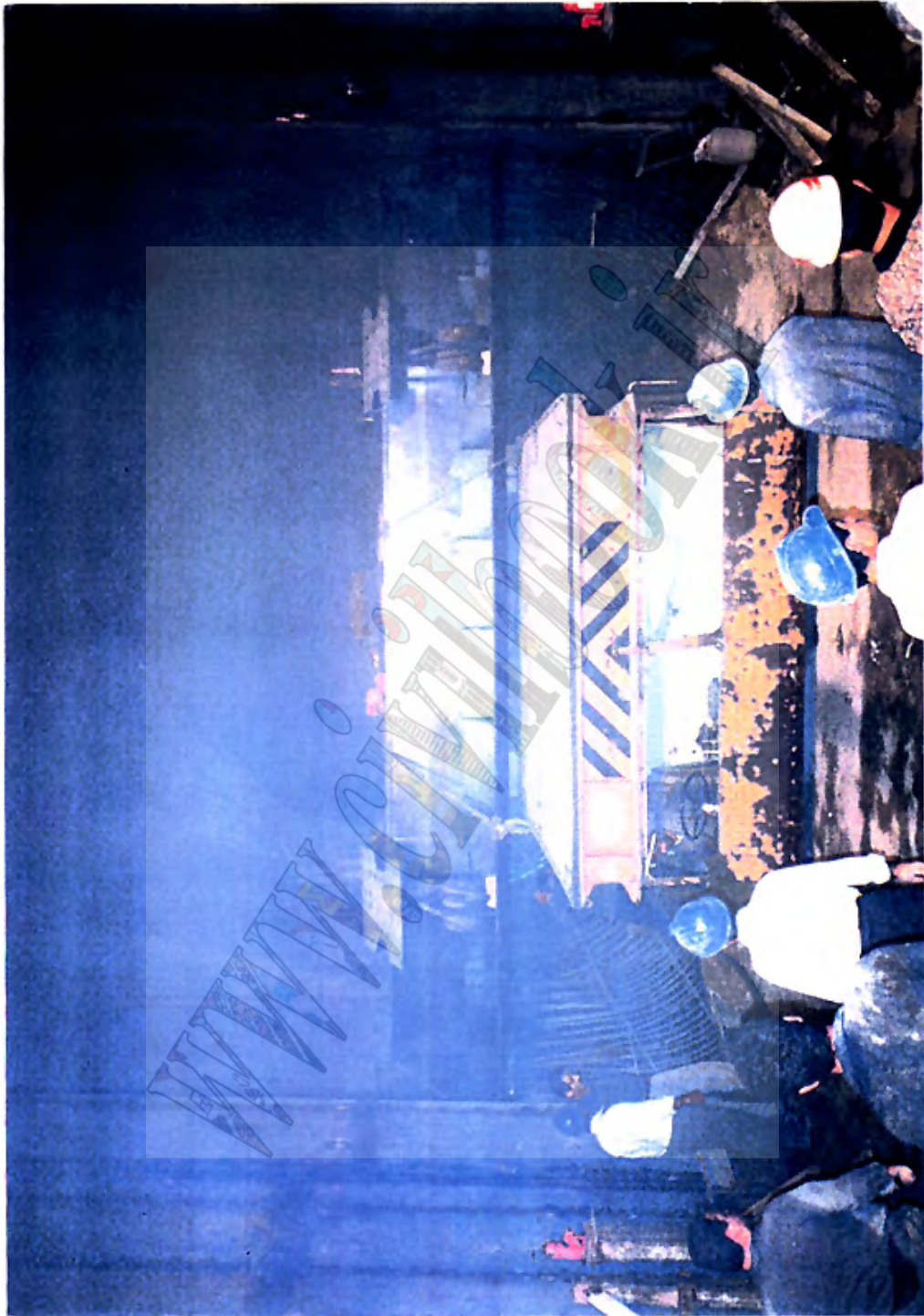


گسترش داده شده توسط سیویل بوک



گسترش داده شده توسط سیویل بوک



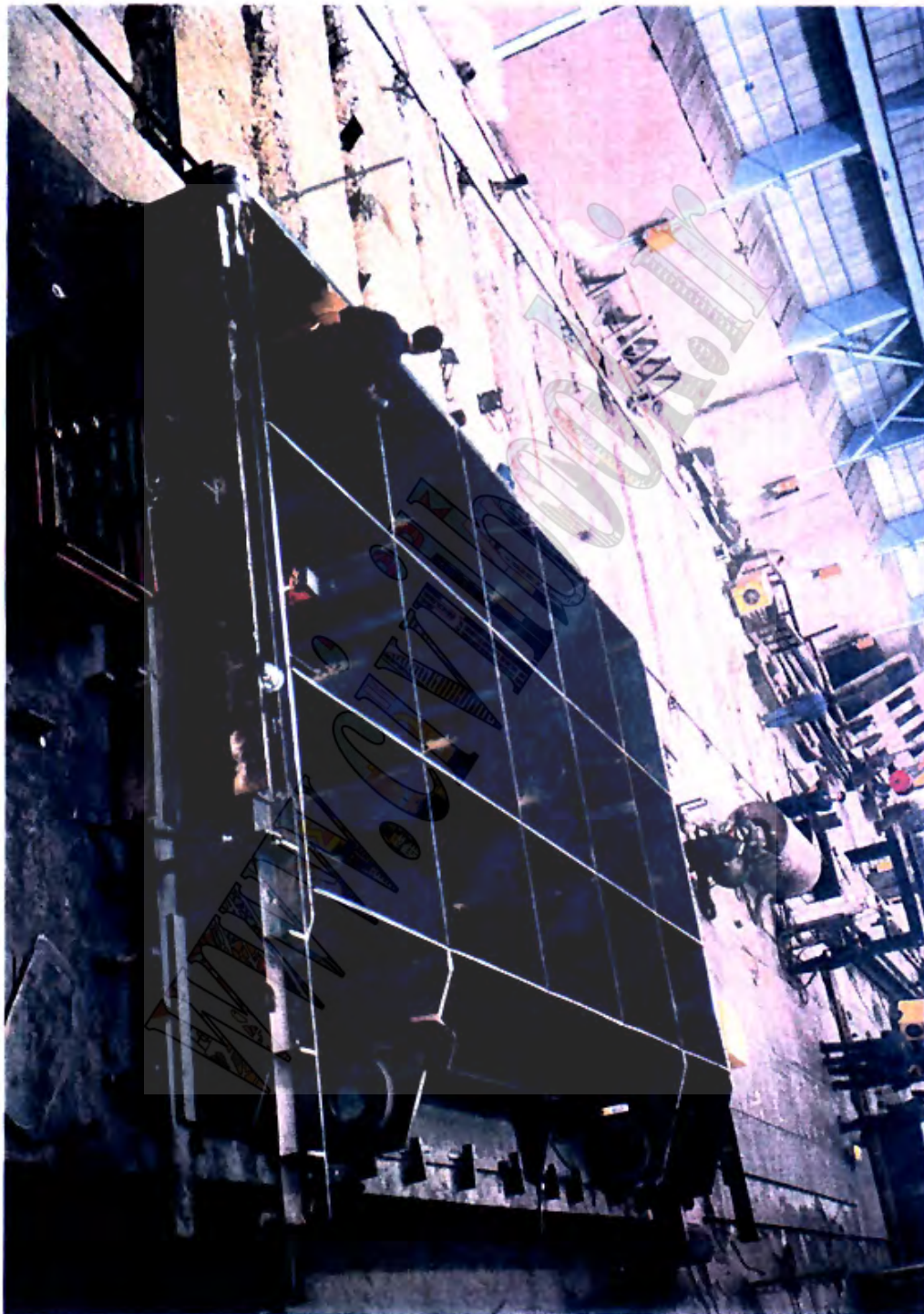


گسترش داده شده توسط سیویل بوک



گسترش داده شده توسط سیویل بوک





گسترش داده شده توسط سیویل بوک



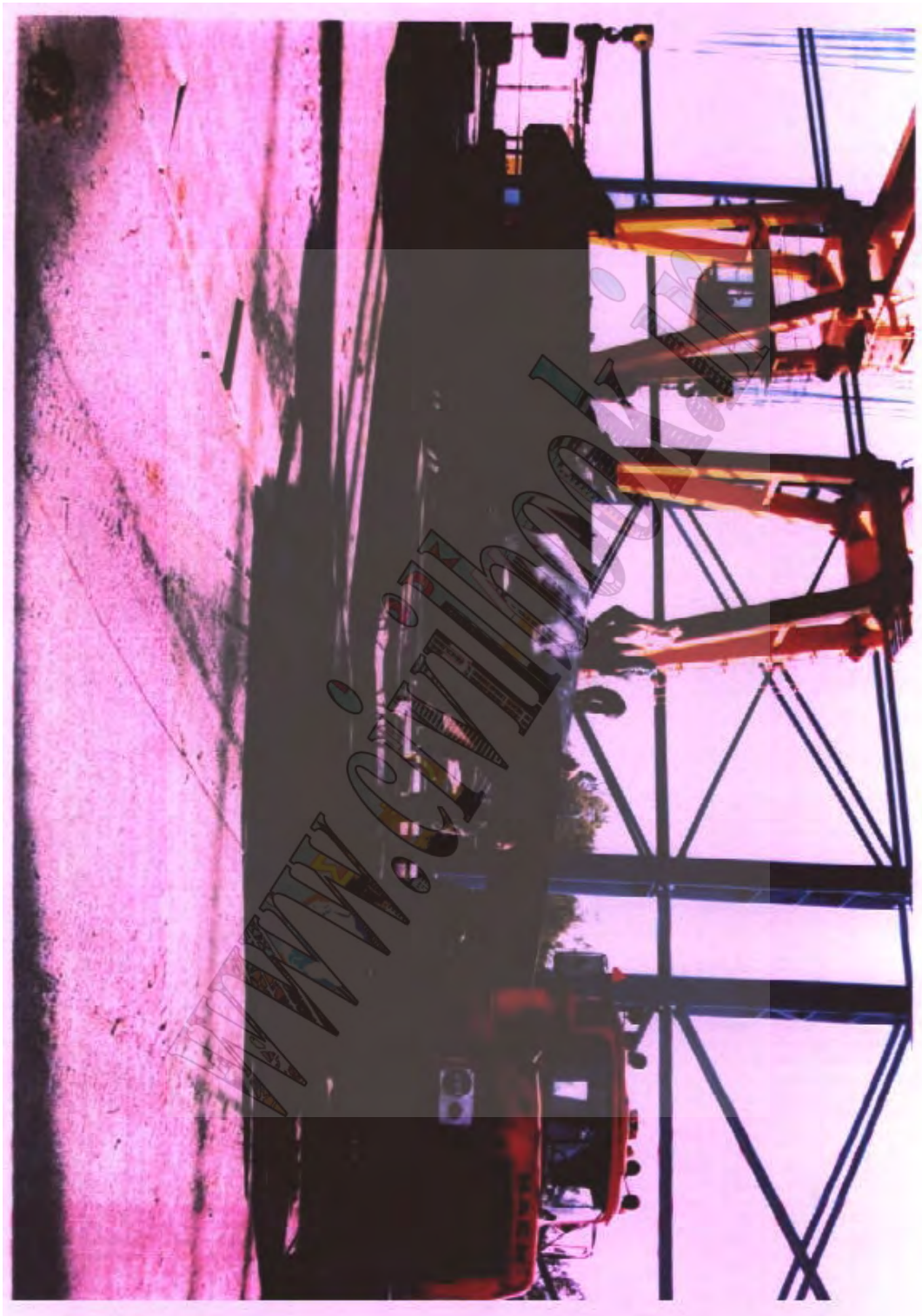
گسترش داده شده توسط سیویل بوک





گسترش داده شده توسط سیویل بوک





گسترش داده شده توسط سیویل بوک

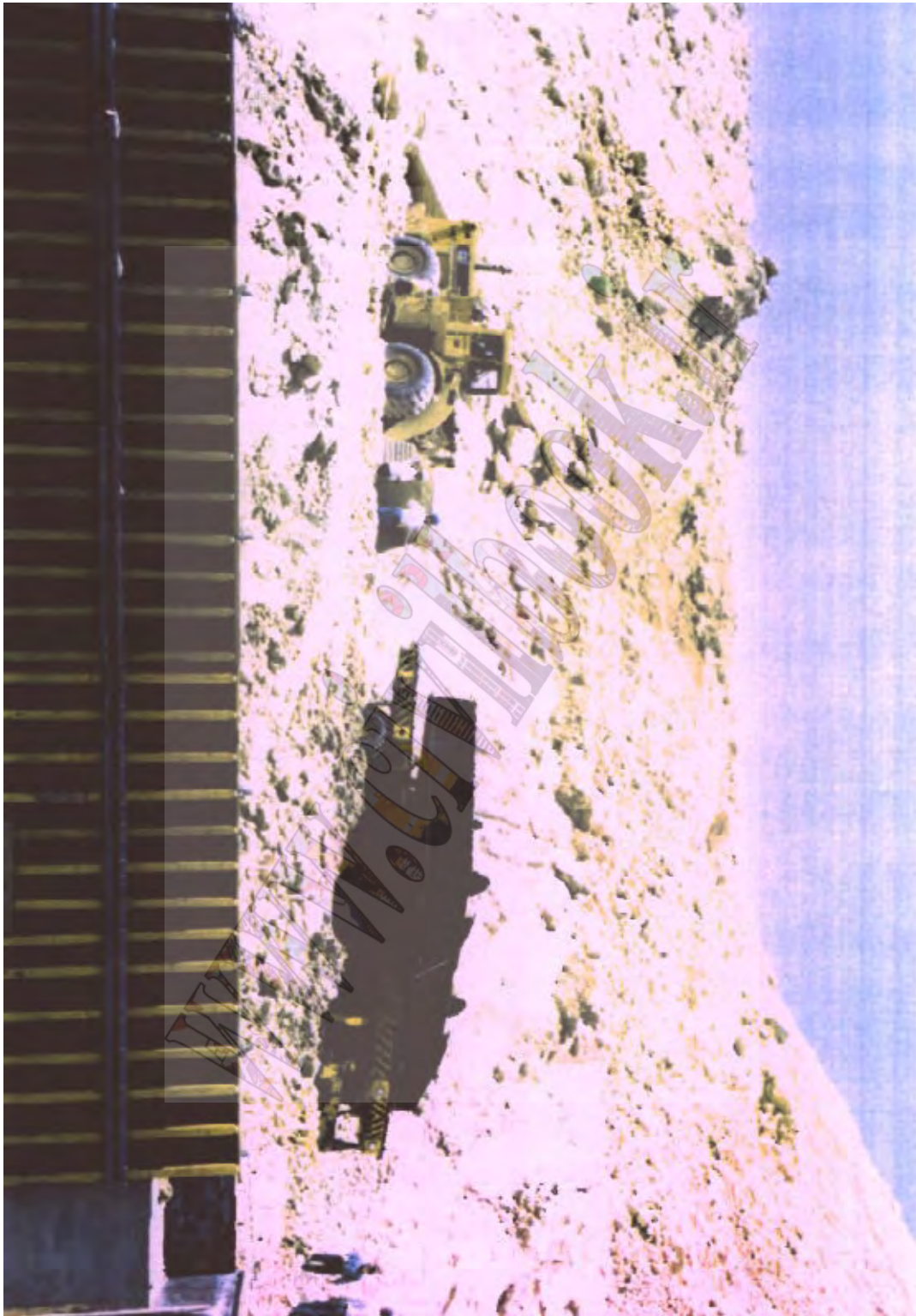


گسترش داده شده توسط سیویل بوک





گسترش داده شده توسط سیویل بوک



گسترش داده شده توسط سیویل بوک



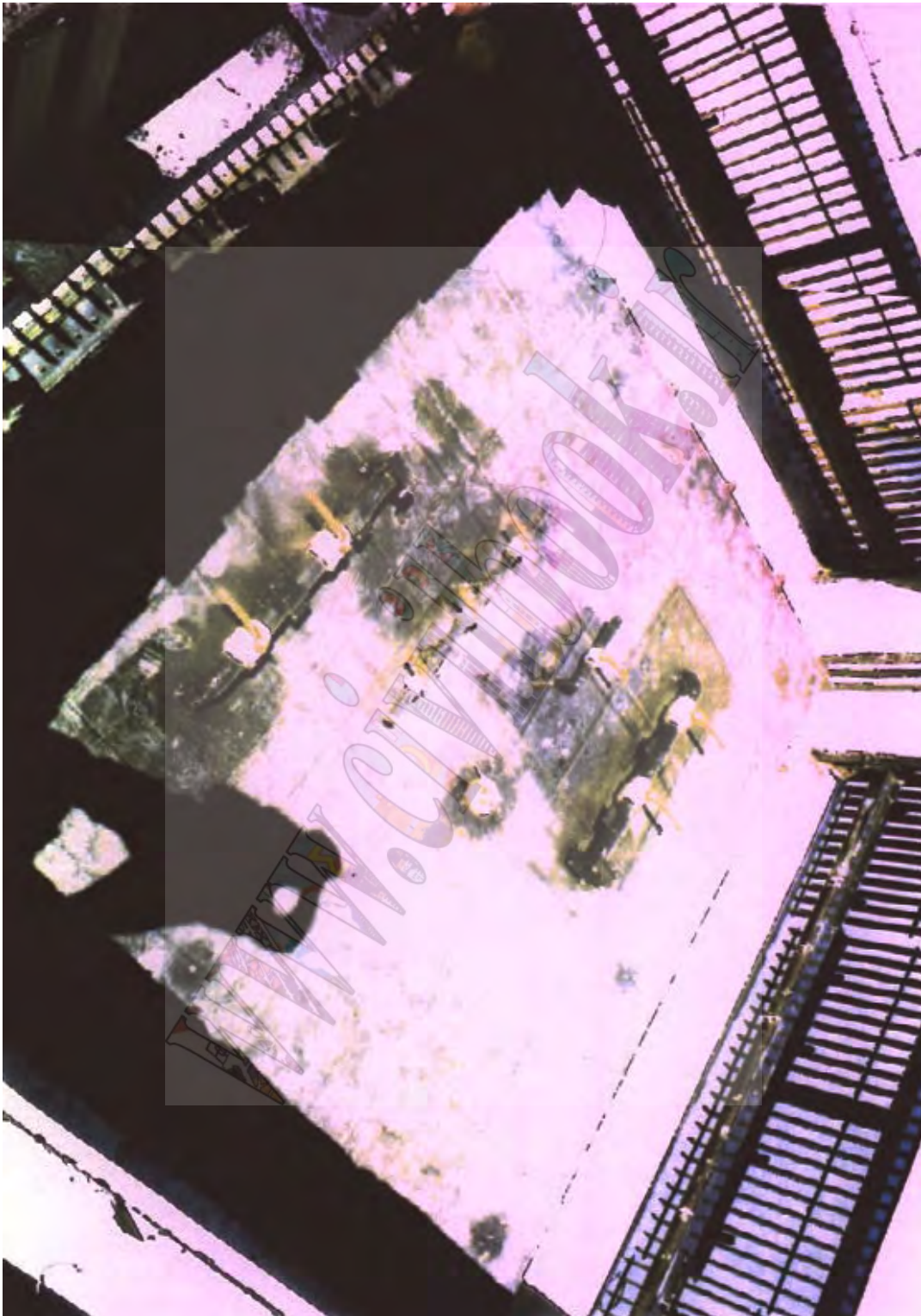


گسترش داده شده توسط سیویل بوک





گسترش داده شده توسط سیویل بوک



گسترش داده شده توسط سیویل بوک

## سازمان و روش اجرای سدهای بزرگ

مهندس غلامحسین خواجه علی

### چکیده:

کاهش نزولات جوی، رشد جمعیت و شرایط خاص جغرافیایی ایران سبب گردیده اند که مدیران کشوری از پیش به کنترل و مهار آبهای سطحی توجه نموده و ساخت سد را به عنوان یک عامل راهبردی در دستور کار خود قرار دهند. صنعت سد سازی، از فن آوری و پیچیدگیهای خاص در طرح و اجرا، برخوردار است. از دید اجرایی، وسعت کارگاهها و تنوع فعالیتهای عمرانی سبب می گردند که دست اندرکاران طرح، توجه خاصی به مکانیزم کنترل پروژه و نیز سازمان و روش اجرای مناسب، نمایند. اهمیت این عوامل به حدی است که می توان میزان موفقیت هر طرح عمرانی را در میزان دستیابی به این اهداف خلاصه نمود.

می توان هنر بزرگ مدیران طرحهای عمرانی را در شناخت و درک صحیح عملیات، موضوع پیمان، تجزیه و تفکیک عملیات، تدوین روشهای اجرایی درست و ایجاد سازمان فنی و اجرایی مناسب، ارزیابی نمود. راهبری چنین سازماندهی بدون داشتن انگیزه های قوی و مشترک آسان نخواهد بود. مدیران پروژه باید با درک صحیح و عمیق از فرهنگ و اعتقاد کارکنان، روابط درون سازمانی را به نوعی تنظیم نمایند که ضمن تبیین دقیق حدود وظایف، از انجام کارهای موازی اجتناب گردد.

مقاله حاضر، نگرشی است بر نقش و اهمیت سازمان اجرایی در ساخت سدها که در این خصوص و به عنوان مطالعه موردی از تجربیات بدست آمده در سد عظیم کرخه، استفاده شده است.

در این مقاله سعی شده است، عوامل موثر بر پیشرفت اجرایی طرح مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار گیرد. از اینرو مقدمتا به تاثیر نقش و هماهنگی فی ما بین ارکان پروژه (کارفرما، مشاور، پیمانکار) پرداخته شده است و با این دید سازمان اجرایی مطلوب و کار آمد و عوامل موثر بر آن مورد بررسی قرار گرفته است.

توجه به ریسک و میزان خطر پذیری در پروژه و نحوه برخورد با پدیده های اتفاقی نیز از دیگر مواردی است که در این مقاله به تفصیل به آن پرداخته شده است.



### نقش هماهنگی ارکان پروژه ( کارفرما ، مشاور ، پیمانکار) در هدایت و پیشبرد صحیح آن

در هر پروژه عمرانی ، تعاریف حقوقی شرح وظایف سه رکن اساسی هر پروژه را ( کارفرما ، مشاور ، پیمانکار) به خوبی مشخص کرده اند. اما با نگاهی گذرا به سوابق برخی از طرحهای عمرانی کشور ، به راحتی عدم موفقیت در اجرای کامل این تعاریف مشخص می گردد.

وضعیت اجرائی چنین پروژه هایی گویای این مطلب است که دو عامل کمینه نمودن هزینه و بهینه نمودن برنامه زمان بندی طرح ، کمتر از وضعیت مطلوب و منطقی برخوردار بوده است. از اینرو دور از ذهن نیست اگر وظایف اصلی ارکان یک پروژه را ، ایجاد هماهنگی در ساختار اجرائی طرح و نهایتاً دستیابی به دو عامل اساسی یاد شده بدانیم .

به طور خلاصه می توان دسترسی به این مهم را در سه گزینه زیر مشاهده نمود:

۱- توجه به مهارت فنی و حرفه ای ارکان پروژه به عنوان ملاک اصلی در گزینش مسئولین هر رکن .

۲- توجه و التزام کامل به شرح وظایف و ایجاد سیستم کنترلی در حین اجراء .

۳- ایجاد محیط کاری پویا با توجه به روحیات ملی و مذهبی در بین تمامی دست اندر کاران طرح .

بطور کلی اولین رکن هر پروژه عمرانی را کارفرمای طرح تشکیل میدهد. کارفرما مسئولیت کامل پروژه را در طی زمان اجرا و بهره برداری بر عهده دارد. عمده ترین وظایف کارفرما را می توان پیش بینی منابع مالی لازم و انتخاب مجری طرح بر شمرده. انتخاب صحیح مجری طرح که خود در چار چوب قوانین موجود ، وظیفه انتخاب مشاور و پیمانکار طرح را بر عهده دارد ، از مهمترین عوامل موفقیت هر طرح عمرانی محسوب می گردد.

طرح عظیم سد مخزنی کرخه که به واسطه میزان هزینه انجام شده و نیز وجود مسائل فنی خاص از جمله بزرگترین و مهمترین پروژه های عمرانی و ملی کشور محسوب می گردد ، از مسائل فوق مستثنی نبوده است. نگاهی به عامل زمان و هزینه صرف شده برای این پروژه نشان می دهد که دو عامل کمینه نمودن هزینه و بهینه نمودن برنامه زمان بندی ضمن رعایت مسائل فنی ، به خوبی رعایت شده است.

گفتنی است عملیات اجرای سد مخزنی کرخه که نیاز به ۳۲،۵۰۰،۰۰۰ متر مکعب خاکریزی و ۱،۳۴۷،۰۰۰ متر مکعب بتن ریزی داشته است ، در حالی یکسال زودتر از برنامه زمان بندی مصوب طرح پایان یافته است که از دیدگاه مالی ، هزینه واحد عملیات اجرایی در این پروژه ، نسبت به هزینه های معمول در جامعه مهندسی کشور از پائین ترین سطح ممکن برخوردار بوده است. شکی نیست که طرح کرخه این موفقیت ملی را ، مدیون رعایت کامل اصول مطروحه و نهایتاً ایجاد هماهنگی فنی فی مابین ارکان پروژه می باشد که بی تردید نقش مسئولین کلان طرح در ایجاد چنین سازمانی قابل ستایش است. امید می رود با انتقال صحیح این دستاوردها به بخش جوان مهندسی کشور ، بیش از پیش شاهد شکوفائی صنعت عمرانی کشور باشیم.

### ویژگیهای ساختگاه سد کرخه و تاثیر آن بر طراحی و انتخاب روش های اجرایی متناسب

ویژگیهای ساختگاه هر سد تأثیر زیادی بر جانمایی ، نوع سازه و پیچیدگی و تنوع عملیات اجرایی دارد که ساختگاه کرخه نیز از این اصل مستثنی نیست . سد مخزنی کرخه در حدود 21 کیلومتری شمال غربی اندیمشک ، در استان خوزستان و بر روی رودخانه کرخه احداث شده است . رودخانه کرخه سومین رودخانه پر آب ایران بعد از رودخانه های کارون و دز محسوب می شود. این رودخانه از مناطق میانی و جنوب غربی رشته کوههای زاگرس در نواحی غرب و شمال کشور سرچشمه گرفته و پس از طی مسافتی حدود ۹۰۰ کیلومتر در امتداد شمال به جنوب در مرز مشترک ایران و عراق به مرداب هور العظیم می ریزد. متوسط حجم آبدهی سالانه آن ۱۷۷ متر مکعب در ثانیه و متوسط حجم آب سالیانه رودخانه کرخه ۵/۵ میلیارد متر مکعب می باشد. محور سد در دره ای باز به عرض حدود ۱۰۰۰ متر واقع شده و جناحین سد به طول ۱۰۰۰ متر از هر طرف نیز بر روی ارتفاعات گسترش یافته است تا بتواند حجم مخزن مورد نیاز را فراهم آورد . بدین ترتیب طول تاج این سد به ۳۱۰۰ متر رسیده است. پی سد از نظر زمین شناسی تناوبی است از لایه های کنگلو مرای بختیاری و لایه های گل سنگی ( ماداستون ) . لایه های گل سنگی کاملاً نفوذ ناپذیر و لایه های

کنگلو مریایی بر حسب اندازه دانه ها ، وجود یا عدم خمیره (سیمانتاسیون) از نظر هیدرولیکی و نفوذپذیری عملکردی بسیار متفاوت دارند. بطور مثال در بخشهایی از این لایه ها ، دانه ها تقریباً هم اندازه و بدون خمیره در کنار یکدیگر قرار گرفته اند . این بخشها که اصطلاحاً شن باز (open gravel) نامیده شده اند ، بسیار نفوذ پذیر و مانند لایه های زهکش عمل می نمایند و بعضاً به همدیگر ارتباط دارند و در طولهای بسیار زیاد در جوانب مختلف گسترش یافته اند. تزریق سیمان در این مناطق حتی در فشارهای پائین نیز ممکن نیست زیرا تمامی دوغاب به راحتی در درون لایه ها نفوذ می نماید و مانند جریان های آب زیر زمینی در درون زمین حرکت می نماید. بالعکس در درون همین لایه های کنگلومریایی به قسمت هایی که توسط خمیره ماسه آهکی کاملاً به یکدیگر جوش خورده اند برخورد می نمائیم که از نفوذ پذیری بسیار کمی برخوردارند. همچنین عدسی های ماسه ای نیز در درون لایه های کنگلو مریایی به فراوانی یافت می شوند که آب به راحتی از درون آنها نفوذ می کند ولی دوغاب در محل برخورد به آنها فیلتر شده و کیک از ملات سیمان بر روی آنها تشکیل شده و مانع نفوذ دوغاب به داخل توده سنگ می شود .

وجود اینگونه عدسی های ماسه ای (همچنین وجود درصد بالایی از چرت (حدود ۴۰٪)) به هنگام حفر چاههایی چون چاه کاهش فشار ، گمانه های ابزار دقیق و چال های میل مهار، سبب می گردد جداره خاک اطراف سر مته ریزش کرده و وضعیت بسیار دشواری را برای حفاری ایجاد نماید بطوریکه ضمن کاهش سرعت حفاری، فرسایش شدیدی بر روی ابزارهای حفاری بوجود آید .

وجود لایه های نفوذ پذیر در بین لایه های نفوذ ناپذیر، عملکرد هیدرولیکی آنها را از یکدیگر مجزا ساخته ، باعث ایجاد سفره های تحت فشار در لایه های نفوذ پذیر می گردد .

از سوی دیگر وجود منافذ بازو بسیار نفوذ پذیر که بصورت نامنظم و موضعی در بعضی نقاط پی به چشم می خورد ، آب بندی چنین بستری را توسط پرده تزریق عملاً غیر اقتصادی و غیر عملی می نمود . به همین دلیل احداث دیواره آب بند جهت آب بندی پی سد، مورد تصویب قرار گرفت .

از طرف دیگر میزان P.M.F بالای رودخانه کرخه، احداث سرریز بزرگی را که بتواند دبی ۱۹۰۰۰ متر مکعب در ثانیه را از خود عبور دهد الزامی می نمود . احداث این سرریز در منطقه ای با توپوگرافی خاص کرخه ، سبب شد که طول سرریز به ۱۱۰۰ متر و عرض آن نیز به ۱۱۰ متر برسد. این سرریز که از نوع آزاد با دریچه های قطاعی است ، دارای شش دهانه می باشد که هر سه تای آنها در یک Bay قرار میگیرند و در انتها به یک حوضچه آرامش منتهی میگردد .

بنابراین به وضوح می توان دید که ویژگیهای ساختگاه تأثیرات بنیادی بر روی نوع سد، سرریز، آب بندی پی و ... گذارده و نوع و حجم عملیات مورد نیاز را دیکته نموده است. حال پیمانکار باید سازمان و روش اجرایی متناسب با اینگونه عملیات را تدوین، ایجاد و راهبری نماید.

### ایجاد سازمان و مدیریت مناسب کارآمد و پویا و برقراری روابط درون سازمانی بر اساس فرهنگ اسلامی

عملیات اجرایی سد کرخه عمدتاً شامل عملیات خاکی (خاک برداری و خاک ریزی) ، عملیات بتنی (بتن ریزی سرریز و حوضچه آرامش و گالریها) و احداث دیواره آب بند می باشد . از اینرو تشکیلات اجرایی کارگاه کرخه نیز متناسب با این عملیات سازماندهی گردیده است . بدین صورت که برای هدایت هر یک از عملیات مذکور یک معاون اجرایی که مستقیماً زیر نظر ریاست کارگاه انجام وظیفه می نماید ، منصوب گردید و متناسب با نوع عملیات اجرایی، تجهیزات و نیروی انسانی مورد نیاز نیز در اختیار معاون اجرایی مربوطه قرار گرفت. معاونتهای اجرایی کارگاه سد کرخه عبارتند از :

۱ - معاونت اجرایی دیوار آب بند

۲ - معاونت اجرایی سرریز و حوضچه آرامش .

۳ - معاونت اجرایی بدنه .

از سوی دیگر به منظور برنامه ریزی ، کنترل پروژه و کنترل کیفیت کارها، معاونت مستقل فنی سازماندهی شد و برای سایر امور اجرایی و ستادی نیز معاونتهای مالی و پشتیبانی، مدیریت تولید و حمل مصالح ، مدیریت خدمات فنی، مدیریت ماشین آلات،



مدیریت تعمیر و نگهداری، مدیریت اداری، مدیریت معدن چناره (تولید و انتقال سنگ ریپ رپ) مدیریت حقوقی و امور قراردادهای سازماندهی شد.

در سازمان اداری کارگاه سد کرخه سعی گردیده است که، هماهنگی بین معاونتها و مدیریتهای ستادی، فنی و اجرایی بر اساس تعالیم فرهنگ اسلامی تنظیم گردد به نوعی که در این سازمان فرقی بین صنف و ستاد ملاحظه نمی شود.

همچنین با تکامل مدیریت پروژه، برنامه ریزی اختصاصی، سازماندهی، انگیزش، رهبری و روشهای کنترل کمی و کیفی از یک نقطه کانونی (مدیریت پروژه) در ساختار سازمانی پدیدار شد. به عبارت دیگر سازماندهی یک پارچه باعث شد تا واحدها از مرزهای ساختار سنتی عبور نمایند. در این روش ضمن اینکه هر مدیر، مسئول گروه کار تخصصی مشخصی است اما در بخش های تخصصی دیگر نیز مورد مشورت قرار می گیرد تا کیفیت کار بهبود یافته و انجام کارها تسهیل گردد. در این رابطه توسعه امکانات ارتباطی باعث تسهیل مبادله اطلاعات در میان مدیران، متخصصان و تکنسین ها و دیگر افراد شاغل گردید.

اگر چه سازماندهی مناسب، تخصیص منابع مالی و انسانی و پشتیبانی های به هنگام فنی و تجهیزاتی نقش انکارناپذیری در پیشبرد پروژه دارد، لیکن بدون وجود انگیزه های قوی و مشترک در میان کارکنان، تمایل و علاقه به همکاری ایجاد نشده و در چنین سیستمی هماهنگی و هدایت مجموعه بسیار دشوار می گردد.

بر همین اساس مدیریت شرکت، نیروی انسانی را اصلی ترین سرمایه خود دانسته و سعی نموده است فرهنگ همکاری و همدلی را در میان مجموعه ای از عناصر مؤمن و کارآمد که سرپنجه مهارت را با اراده و عزم انقلابی و دینی همراه کرده اند، گسترش دهد. از این رو به منظور تحقق این امر مدیریت شرکت تامین وسایل رفاهی کارکنان را سرلوحه کار خود قرار داد.

### مدیریت ریسک (خطر پذیری) و نقش کار ساز آن در پیشبرد پروژه

#### مدیریت ریسک:

مدیریت ریسک، مجموعه فرآیندهای مورد نیاز برای شناسایی، تجزیه و تحلیل و واکنش در مقابل ریسک پروژه به منظور پیشینه نمودن وقایع مثبت و کمینه نمودن پیامدهای وقایع ناگوار است.

#### فرآیند شناسایی و تعیین ریسک:

در یک تعریف دقیق، ریسک فقط تعیین امکان تحمل ضرر و آسیب است. در هر پروژه و در مرحله شناسایی ریسک به همان اندازه که فرصتها (یا پیامدهای مثبت) مورد شناسایی قرار می گیرند، تهدیدها (یا پیامدهای منفی) نیز مورد توجه می باشند. با اجرای این فرآیند از یک طرف با بررسی کامل علتها (که می باید اتفاق افتند)، معلولها (که پیامد تحقق علتها هستند) نیز مشخص میشوند. از طرفی با بررسی کامل معلولها نحوه جلوگیری از بروز پیامدهای ناخوشایند و همچنین نحوه تحقق و بروز پیامدهای خوشایند، شناسایی و تعیین می گردند. طبیعت پروژه ها در شناسایی و تعیین ریسک آنها بسیار موثر است. مثلاً در پروژه هایی که در آنها از تکنولوژیهای شناخته شده و مرسوم استفاده می شود، از ریسک کمتری نسبت به پروژه هایی که در آنها از تکنولوژیهای پیشرفته و نوین و بعضاً ابتکاری استفاده می شود، برخوردار می باشند.

#### منابع ریسک:

منابع ریسک بسیار زیاد و متفاوت از یکدیگر است. صرف نظر از میزان تکرار پذیری، احتمال وقوع، درجه تأثیر مثبت و منفی هر یک از آنها می بایستی بطور کامل شناسایی و تعیین گردند. منابع عمومی ریسک عبارتند از:

الف - تغییرات عمده در نیازها.

ب - خطاها، اشتباهات طراحی.

ج - تبیین ناکافی یا درک غلط از مسئولیتها و اختیارات.

د - برآوردهای ناقص و ضعیف.

ه - دانش و مهارتهای ناکافی مجریان.

### رویدادهای بالقوه مخاطره آمیز:

از حوادث و بلایای طبیعی تا عملکرد نامطلوب برخی از اعضای گروه اجرایی، همه و همه از جمله رویدادهای بالقوه مخاطره آمیز گسسته محسوب میگردند، که وقوع آنها در روند اجرایی پروژه و اهداف پیش بینی نشده بسیار موثر است. لذا در صورت احتمال وقوع یا امکان ضرر و زیان عمده متوج از وقوع رخدادهای بالقوه مخاطره آمیز می بایستی تا حد امکان شناسایی و مشخص گردند. در حالیکه پروژه ها ندرتاً با رویدادهای بالقوه مخاطره آمیز روبرو هستند مجموعه ای از رویدادهای مخاطره آمیز متعارف آنها را احاطه نموده است.

### تجزیه و تحلیل رویدادهای مخاطره آمیز:

تجزیه و تحلیل رویدادهای مخاطره آمیز، فرآیند تعیین رویدادهای مختلف و ارزیابی تأثیرات آنها برای تشخیص حدود پیامدهای پروژه می باشد. البته پیش از این لازم است تا فعل و انفعالات و واکنشهای مورد قبول تعیین شده باشند.

### مدیریت ریسک در سد کرخه

در طول اجرای سد کرخه، پروژه با ریسکهای متعددی مواجه شده است که با شناخت درست و به موقع و تجزیه و تحلیل پیامدهای آنها واکنش های متناسبی جهت جلوگیری از بروز پیامدهای ناخوشایند و حتی الامکان تبدیل آنها به فرصتها و پیامدهای مثبت و خوشایند برای پروژه انجام گرفته است که به تعدادی از آنها اشاره می نمائیم.

### ریسک انحراف آب

طبق برنامه زمانبندی، انحراف آب رودخانه کرخه باید در یکی از ماههای کم آب سال ۱۳۷۴ انجام می گرفت. اما بدلیل متعددی (که از ذکر آن صرف نظر می گردد)، عملیات اجرایی پیشرفت لازم را نداشت به گونه ای که تا اوایل مرداد ماه همان سال، از حدود ۴/۵ میلیون متر مکعب عملیات خاکریزی فراز بند فقط ۴۰۰ هزار متر مکعب انجام یافته بود. دیوار آب بند در محدوده زیر کالورت که قبلاً اجرا شده بود مورد تایید قرار نگرفت و باید مجدداً حفاری و بتن ریزی می شد و تا این عملیات صورت نمی گرفت، امکان اجرای چهار بلوک کالورت در آن محدوده وجود نداشت. لذا دو راه بیشتر وجود نداشت:

۱- عملیات انحراف به سال بعد موکول شود و زمانبندی پروژه یکسال به تاخیز بیافتد.

۲- عملیات مذکور در مدت کوتاه باقیمانده انجام شود.

بطور عادی اکثر قریب به اتفاق دست اندر کاران به این باور رسیده بودند که راه حل دوم اصلاً عملی نیست و از انحراف آب در سال ۱۳۷۴ قطع امید نموده بودند. شرکت مهندسی سپاسد با تدوین برنامه ای جامع و سازماندهی تمامی امکانات و اختصاص منابع مالی و انسانی مناسب، آمادگی خود را برای تکمیل عملیات باقیمانده حداکثر با یک ماه تأخیر (پایان مهرماه) اعلام نمود. کارفرما و مشاور طرح با توجه به روند قبلی اجرایی، اعتقاد چندانی به اینکه این حجم عملیات را بتوان در این مدت کوتاه انجام داد، را نداشتند مضافاً اینکه انحراف آب در ماههای مهر و آبان را پر خطر و دارای ریسک زیاد می دانستند ولی از آنجائیکه همه به اصل به هنگام نمودن زمانبندی پروژه معتقد بودند، با اجرای برنامه پیمانکار مخالفت نکردند ولی شرایط بسیار سختی را برای کنترل عملیات اجرایی برقرار نمودند. یکی از کلیدی ترین این عملیات، اجرای دیواره آبنبد در محدوده کالورت بود که با موفقیت در اواسط شهریور ماه به پایان رسید و امکان اجرای عملیات باقیمانده چهار بلوک میانی کالورت را فراهم نمود. کلیه این عملیات با برنامه ریزی دقیق طی مدت ۴۵ روز در ۲۵ مهر سال ۱۳۷۴ به پایان رسید.

از سوی دیگر عملیات خاکریزی فرازبند نیز بایستی به طور همزمان انجام می گرفت. این در حالی است که حدود دو میلیون متر مکعب از حجم خاکریزی در بخش میانی و در محل عبور رودخانه قرار داشت. بدیهی است پس از انجام عملیات انحراف امکان خاکریزی دو میلیون متر مکعب در یک ماه وجود نداشت. لذا پیمانکار با طرحی ابتکاری تصمیم به انجام دو مرحله ای این عملیات گرفت و در تاریخ ۱۳۷۴/۶/۱ و قبل از اتمام کالورت با احداث کانالی به عرض ۳۵ متر، عمق ۳ متر و طول ۳۰۰ متر و در مدت ۵ شبانه روز عملیات لاینقطع رودخانه کرخه را به درون این کانال هدایت نمود و از تاریخ ۱۳۷۴/۶/۱۳ جبهه جدید را از آب و

لجن پاکسازی و آماده خاکریزی نمود و قبل از عملیات انحراف (یعنی روز ۱۳۷۴/۷/۲۹) این منطقه را با خاکریزی حدود ۷۵۰ هزار متر مکعب به تراز ایمن رساند و فقط نیمی از عملیات خاکریزی جبهه میانی برای روزهای پس از عملیات انحراف باقی ماند . در روز ۱۳۷۴/۷/۲۹ کلیه عملیاتی که باید قبل از عملیات انحراف صورت می گرفت ، با موفقیت به انجام رسید و عملیات انحراف در این روز انجام گرفت . پس از انجام موفقیت آمیز عملیات انحراف ، بلافاصله عملیات آب زدایی و لجن برداری مسیر رودخانه انجام گرفت و به دنبال آن عملیات خاکریزی این جبهه نیز آغاز گردید و ظرف مدت یک ماه (یعنی تا پایان آبانماه) در این جبهه محدود ، یک میلیون متر مکعب خاکریزی انجام شد و طبق برنامه زمانبندی ، تراز مورد نظر طراح (تراز ۱۴۰) تحقق یافت . هر چند انجام این عملیات ، ریسکهای مالی بسیار زیادی داشت لیکن از عقب افتادن حداقل یکساله طرح جلوگیری نمود و ضمن کنترل سیلابها ، یکی از اهداف کرخه نیز تحقق شد .

### ریسک و مدیریت بحران در اجرای دیوار آب بند

#### معرفی دیوار آب بند سد کرخه

دیوار آب بند سد کرخه به واسطه قرار گیری در مسیر اصلی و بحرانی پروژه ، همواره نقش تعیین کننده ای را در اجرای به هنگام کلی طرح ، داشته است.

دیوار آب بند سد کرخه با طول ۲۹۴۵ متر ، عمق متوسط ۵۷/۷۰ متر و سطح کلی ۱۶۰،۰۰۰ متر مربع ، در مرکز و در امتداد محور اصلی سد قرار گرفته است.

این جداره که با استفاده از بتن پلاستیک اجرا می شود ، ضمن جلوگیری از فرار آب مخزن سد ، با طولانی نمودن مسیر جریان آبهای زیر سطحی ، مقدار نیروهای زیر فشار (uplift) وارد بر سد را کم و احتمال آب شستگی را کاهش می دهد. برای احداث این جداره از دستگاه پیشرفته هیدروفورز (BC-30) استفاده شده است . جدار آب بند سد کرخه به لحاظ کمی و نیز وجود مشخصات فنی پیچیده از فن آوری بالائی برخوردار بوده به طوری که اجرای این مهم ، برای اولین بار در کشور تجربه می گردد.

#### دیوار آب بند سد کرخه ، از رویا تا واقعیت

در آذر ماه سال ۱۳۷۴ و پس از تعیین صلاحیت شرکت بین المللی و تخصصی باوئر آلمان توسط کارفرما و مشاور محترم طرح ، قراردادی فی ما بین شرکت های سپاسد و باوئر جهت اجرای دیوار آب بند طی دو مرحله ( مرحله اول ۲۵٪ و مرحله دوم ۷۵٪ کل دیوار ) به امضاء رسید . این قرارداد به گونه ای بود که عملیات حفاری پانلها بر عهده باوئر ولی عملیات بتن ریزی آنها بر عهده عوامل فنی سپاسد - ولی با مسئولیت کامل باوئر - قرار گرفت.

بر اساس این قرارداد هزینه های اجرایی به صورت ارزی و ریالی به پیمانکار خارجی پرداخت می شد. از اینرو هزینه واحد عملیات اجرائی دیوار آب بند تا حدود ۲/۵ برابر مبلغ قرارداد فی ما بین سپاسد و کارفرمای طرح قرار گرفت.

در بهمن ماه سال ۱۳۷۴ ، شرکت باوئر به منظور دسترسی به مشخصات مکانیکی پیچیده بتن پلاستیک ، اقدام به تهیه طرحهای اختلاط آزمایشی نمود. آمار نشان میدهد تنها به منظور تامین مشخصات فنی بتن پلاستیک ، بالغ بر ۵۰۰ طرح اختلاط و بیش از ۴۰۰۰ نمونه استوانه ای بتن تحت آزمایش قرار گرفت. لیکن نتایج حاصله باز هم از حاشیه اطمینان کافی برخوردار نبودند.

در اسفند ماه سال ۱۳۷۵ ، اولین پانل دیوار آب بند حفاری گردید و پس از مدت ۱۴ ماه ، کار احداث ۴۰۰۰۰ متر مربع از دیوار آب بند سد کرخه که عموماً در مناطق با سختی اجرائی کم قرار داشتند ، با موفقیت پایان یافت . در طی این مدت حداکثر راندمان اجرائی شرکت باوئر 150m<sup>2</sup>/day گزارش گردید. مضافاً اینکه به دلیل عدم تامین طرح اختلاط با حاشیه اطمینان کافی ، مشخصات فنی تعداد ۱۶ پانل با سطح تقریبی ۲۳۰۰ m<sup>2</sup> از طرف مشاور طرح مردود اعلام گردید.

پس از خاتمه تعهدات قراردادی باوثر، عواملی چون: قرارگیری دیوار آب بند در مسیر بحرانی سد، عدم انتقال کامل فن آوری به نیروهای ایرانی، ضرورت تامین به هنگام قطعات یدکی و... سبب گردیدند تا دست اندرکاران طرح دورنمایی به بکارگیری مجدد از پیمانکار تخصصی را در ذهن داشته باشند.

### نقش مدیریت ریسک در اجرای دیوار آب بند

در اردیبهشت ۱۳۷۷، مدیریت سپاسد ضمن بررسی همه جانبه و انجام مطالعات کارشناسی لازم و در جهت انتقال کامل تکنولوژی، کاهش میزان هزینه تمام شده عملیات اجرایی و در شرایطی که پروژه از لحاظ زمان بندی در وضعیت خاصی قرار داشت، اتکا به توانمندی و تعهد پرسنل ایرانی را در اولویت قرارداد و از واگذاری قرارداد مرحله دوم به پیمانکار تخصصی اجتناب نمود. اخذ این تصمیم که ریسک بالائی را به خود اختصاص می داد، ضرورت پیش بینی اقداماتی را از جانب سپاسد می نمود که اهم آنها عبارتند از:

- ۱- عقد قرارداد مشاوره ای موقت و کوتاه مدت (۳ ماه) با شرکت باوثر جهت بر طرف نمودن دانش فنی احتمالی.
  - ۲- واگذاری تا سقف ۲۵٪ از کار باقیمانده به پیمانکار دست دوم، جهت عملیات حفاری دیواره آب بند در مناطق با عمق کم تا متوسط.
  - ۳- اعزام یک تیم از کارشناسان سپاسد به کشور آلمان جهت آموزش فن آوری احداث دیوار آب بند به هزینه شرکت باوثر.
  - ۴- عقد یادداشت تفاهم فی ما بین شرکتهای باوثر و سپاسد جهت همکاری و تامین قطعات یدکی در طی مراحل آتی پروژه و در صورت درخواست شرکت سپاسد.
- با عنایت الهی، شرکت سپاسد عملیات اجرایی مرحله دوم دیوار آب بند را از ابتدای سال ۱۳۷۷، آغاز نمود. هر چند در مراحل ابتدایی کار وجود برخی مسائل فنی نیاز به کارشناسان باوثر را ضروری می ساخت، لیکن این مشکل به سرعت برطرف گردید. آمار نشان می دهد که عوامل فنی سپاسد ۸۵۰۰۰ متر مربع از دیوار را - که عمدتاً در مناطق عمیق و صعب الاجرا قرار داشت - طی مدت ۲ سال اجرا نمودند. همچنین در طی این مدت راندمان حداکثر اجرایی شرکت سپاسد،  $190 \text{ m}^2/\text{day}$  افزایش یافت. تعداد پانلهای مردودی نیز در کل مدت اجرا به ۲ پانل خلاصه گردید.
- گفتنی است کیفیت اجرا نیز به گونه ای بوده است که تیمی از برجسته ترین دانشمندان بین المللی، ضمن بازدید از مراحل اجرایی (آبان ماه ۱۳۷۸)، وضعیت کیفی دیوار آب بند را رسماً مورد تأیید قرار دادند.
- مقایسه ریالی اجرای دیوار آب بند
- با مراجعه به مفاد قرارداد فی ما بین سپاسد و کارفرمای طرح و نیز سپاسد - باوثر، به راحتی نشان می دهد که مدیریت سپاسد با پذیرش ریسک اجرایی دیوار آب بند، نه تنها شرایطی را ایجاد نمود که فن آوری منحصر به فرد احداث دیوار آب بند به نیروهای داخلی منتقل گردید بلکه مبلغی معادل ۱۰,۰۰۰,۰۰۰,۰۰۰ ریال از مجموعه هزینه های طرح کاسته و در جهت منافع ملی حرکت نمود.

### مدیریت منابع قرضه، تولید و حمل مصالح و نقش کارساز آن در عملیات اجرایی

در نگاه کلی، می توان عملیات اجرایی سد کرخه را در چهار عملیات اجرایی زیر خلاصه نمود:

- الف) خاک و سنگ برداری پی، سرریز و حوضچه آرامش به حجم ۱۱ میلیون متر مکعب.
- ب) خاکریزی بدنه سد به حجم ۳۳ میلیون متر مکعب.
- ج) بتن ریزی کالورت، گالریهای دسترسی و بازرسی و حوضچه آرامش به حجم یک میلیون متر مکعب.
- هـ) حفاری ترانشه دیواره آب بند و اجرای بتن پلاستیک به مقدار ۱۶۰ هزار متر مربع.



برای انجام این عملیات، نیاز به مصالح مندرج در جدول شماره (۱) بود که بر اساس برنامه زمانبندی و ترازهای خاکریزی طبق جدول شماره (۲) باید مصالح بدون وقفه تهیه، تولید و به کارگاههای مربوطه حمل می گردید.

با توجه به حجم بالای مصالح مورد نیاز و عدم شناسایی دقیق منابع قرضه که به لحاظ کمی و کیفی از ضریب اطمینان کافی برخوردار نبود (در برخی موارد مانند فیلترها، ماسه بتن به لحاظ فقر ریزدانه معادن معرفی شده حداکثر ۲۰٪ قابلیت استحصال ریزدانه از آنها وجود داشت)، مدیریت شرکت را بر آن داشت تا در سازمان اجرایی کارگاه سه مدیریت مستقل به شرح زیر ایجاد نماید:

- ۱- مدیریت معدن و تولید مصالح.
- ۲- مدیریت حمل مصالح.
- ۳- مدیریت تولید و انتقال سنگ ریپ رپ.

### مدیریت معدن و تولید مصالح

حجم بالای مصالح مورد نیاز، فقر معادن، تعدد و گستردگی معادن، رعایت مشخصات فنی و ضرورت پیوستگی تولید، نیاز به سازمانی مستقل داشت تا بتواند با در اختیار داشتن نیروی انسانی مجرب و تجهیزات مناسب، چگونگی بهره برداری از معادن موجود را سازماندهی نموده و ضمن شناسایی معادن جدید، امکان بهره برداری از آنها را فراهم نماید. همچنین با استقرار انواع کارخانه های تولید مصالح، مصالح دانه بندی شده مورد نیاز خاکریزی و بتن ریزی را تولید نماید. بدیهی است بدون در اختیار داشتن مصالح مورد نیاز به هیچ وجه اجرای عملیات خاکریزی و بتن ریزی ممکن نبود ولو اینکه سایر امکانات مورد نیاز این عملیات مثل سازمان حمل و پخش و کوبیدن وجود میداشت و یا تأسیسات تولید، انتقال و ریختن بتن کاملاً آماده بکار می بود.

### مدیریت حمل مصالح

همانگونه که از جدول (۱) ملاحظه می شود حجم بسیار زیادی از مصالح بایستی از جبهه های مختلف کاری در طول اجرای پروژه، بدون وقفه و بصورت شبانه روزی جابه جا می شد. لذا ایجاد سازمان در ناوگان حمل و نقل هدایت، کنترل و محاسبه مقادیر حمل شده، ایجاد و نگهداری راهها، هماهنگی با مدیریت معدن و کارگاههای اجرایی، رسیدگی به امور پیمانکاران حمل مصالح و... ضرورت ایجاد مدیریت حمل مصالح را اجتناب ناپذیر نمود. این مدیریت که حلقه واسطی بین کارگاههای اجرایی، مدیریت معدن و پیمانکاران حمل مصالح بود، نقش کلیدی در عملیات اجرایی داشت و باعث شد تا کارگاههای اجرایی فارغ از مشکلات و نگرانی های حمل مصالح به هدایت عملیات اجرایی بپردازند. یکی از نکات مهم که در این جا باید به آن اشاره شود بکارگیری پیمانکاران دست دوم در عملیات خاکبرداری، حمل و خاکریزی است که توان اجرایی کارگاه را بطور قابل توجهی افزایش داد و باعث شد که راندهای بسیار بالا و قابل توجهی حاصل شود. دلایل عمده بکارگیری پیمانکاران دست دوم عبارت بود از، تعداد قابل توجهی ماشین آلات که تأمین آن سرمایه گذاری زیادی را می طلبد و در کوتاه مدت از توان پیمانکار خارج بود مضافاً اینکه تعمیر و نگهداری و راهبری این تعداد ماشین آلات که بیش از ۶۰۰ دستگاه سنگین بود، سازمان اجرایی بزرگی را می طلبد. ایجاد چنین سازمانی ساختار اجرایی را بسیار بزرگ و طبیعتاً کند می نمود. ثالثاً، پیمانکاران جزء با سازمانهای کوچک خود، ضمن داشتن انگیزه کافی از جمله سودآور نمودن عملیات مربوطه این امکان را فراهم آوردند تا شرکت بتواند با کاستن از حجم وظایف اجرایی، سازمان خود را کوچک نگهداشته و بیشتر به کارهای برنامه ریزی و هدایت کلان پروژه بپردازد. این سیاست کاری بسیار موثر بود و شرکت را در دستیابی به برنامه زمانبندی کمک نمود. این پیمانکاران که ترکیبی از بخشهای دولتی و بخش خصوصی بودند بر اساس فهرست بهای توافقی و قیمتهای روز بکارگیری شدند.



## مدیریت تولید و انتقال ریپ رپ

جهت حفاظت از شیب بالا دست و بدنه سد حدود ۴۰۰ هزار متر مکعب سنگ ریپ رپ لازم است. نزدیکترین معدن در فاصله ۸۰ کیلومتری از ساختگاه در منطقه چناره واقع است، بخش عمده ای از این مسیر، جاده ترانزیتی اندیمشک - خرم آباد است و در ادامه پس از عبور از داخل شهر اندیمشک به جاده اختصاصی متصل میگردد. به لحاظ ارتباط تنگاتنگ و وابستگی سایر عملیات به اجرای ریپ رپ، انتقال به موقع و متناسب ریپ رپ الزامی بود. از آنجاییکه این نوع مصالح را مانند سایر مصالح نمی توان بر روی هم انباشت و دپوی این مصالح سطح بسیار بزرگی را اشغال می نماید، پیشاپیش نمیتوان حجم قابل توجهی را به ساختگاه سد منتقل نمود مضافاً اینکه انتقال زود هنگام مصالح، بارگیری و حمل مجدد نیازمند است که هزینه نسبتاً زیادی را بر خواهد داشت. نظر باینکه استخراج، دانه بندی، بارگیری و حمل و چیدن این سنگ بسیار سخت و باعث استهلاک شدید ماشین آلات میگردد، تقریباً هیچ پیمانکار خصوصی حاضر به انجام این عملیات نیست. لذا شرکت راساً اقدام به خرید ماشین آلات مورد نیاز نمود و سازمان اجرایی تولید و انتقال را نیز ایجاد نمود. بدلیل فاصله زیاد محل تولید تا کارگاه و حجم زیاد مصالح مورد نیاز روزانه، همچنین تعداد زیادی از ماشین آلات سازمانی بالغ بر یکصد دستگاه ایجاد مدیریت مستقلی ضرورت داشت تا بتواند عملیات سنگین و سخت را راهبری نماید. لذا مدیریت تولید و انتقال سنگ ریپ رپ سازماندهی گردید. این مدیریت با در اختیار داشتن نیروی انسانی، تجهیزات و ماشین آلات مورد نیاز موفق شد سنگ مورد نیاز را با حجم حدود ۶۰۰ متر مکعب در روز استخراج و به ساختگاه کرخه منتقل نماید. ذکر این نکته که فقط ۲۰٪ حجم سنگ استخراجی با مشخصات فنی مورد نظر سازگاری داشت و ۸۰٪ دیگر بعنوان باطله به دور ریخته می شد، بزرگی کار را بیشتر نمایان می سازد. در هر حال علیرغم پراکندگی معادن، فواصل نسبتاً زیاد حمل، قرارگیری برخی معادن در داخل مخزن سد و خارج از حوزه کارگاه، سبب گردید با برنامه ریزی دقیق نحوه و زمان استخراج هر یک از این منابع مشخص گردیده و با کنترل و به هنگام نمودن آن، استخراج و حمل مصالح مختلف صورت گیرد.

## سیستم کنترل کیفیت

اگر کیفیت یک فراورده را حاصل همه فعالیتهای گوناگون و بسیار پیچیده درون و برون سازمان تعریف کنیم کیفیت، نتیجه یک فرهنگ پذیرفته شده و به دقت برنامه ریزی شده خواهد بود.

کیفیت محصولات یک سازمان از همه عوامل دست اندر کار، مانند مدیریت، کارکنان، روشهای تولید، تأمین کنندگان مواد و مصالح، دستورالعملها و قوانین... متأثر میگردد. که نقش نیروی انسانی در این میان از همه برجسته تر و بالاتر است چرا که انسانها هستند که اندیشه می کنند و فکر را بعمل درمی آورند. در پروژه های عمرانی خط مشی کیفیت همانا اصول و مشخصات فنی است، بدیهی است برای دستیابی به این هدف بدون برنامه ریزی و کنترل کیفیت نمی توان به سلامت کارهای انجام یافته اطمینان داشت. از طرف دیگر به دلیل حجم زیاد و پر هزینه عملیات اجرایی بازرسی در حلقه پایانی زنجیره تولید کافی نیست، چرا که مردود نمودن فراورده های نامطلوب پس از ساخته شدن هزینه سنگینی را به سازمان تحمیل می نماید. نظام کنترل کیفیت یا سیستم کنترل کیفیت در کرخه به صورت زیر سازماندهی گردیده است:

الف) دستورالعملها و مشخصات فنی در اختیار معاونتها و مدیریتهای اجرایی قرار گرفت و هر مدیریت موظف گردید زیر مجموعه خود را نسبت به رعایت مشخصات آموزش داده و مدیریت کنترل کیفیت را در مجموعه خود سازماندهی نماید. به عبارت دیگر هر مدیریت مسئول کیفیت عملیات اجرایی در مجموعه خود بود و باید تولید خود را طبق مشخصات فنی تحویل مدیریت دیگر که کار او را در چرخه عملیات دنبال می کند بدهد. بدیهی است هر گونه اقدامی برای بهبود کیفیت و افزایش اثر بخشی راندمان فعالیت ها و فرآیندها در هر قسمت از وظایف مدیریت آن بخش می باشد. به منظور ایجاد هماهنگی و همسو نمودن مجموعه های کنترل کننده، مدیریت آزمایشگاه و کنترل کیفی در معاونت فنی کارگاه تشکیل گردید تا بدور از هر گونه بخشی نگر، صحت عملیات انجام یافته را تضمین نماید.

علاوه بر سازمان کنترل کیفیت پیمانکار، کارفرمای طرح آزمایشگاه مستقلی را زیر نظر مشاور و ناظر طرح ایجاد نموده است که عملیات اجرایی را در مرحله پایانی کنترل می نماید. مدیریت کنترل کیفیت پیمانکار، ارتباط تنگاتنگی با آزمایشگاه

کارفرما داشته و به عنوان حلقه واسطی بین مشاور طرح و مدیریتهای اجرایی پیمانکار، خواسته ها و نظرات طرفین را به یکدیگر منتقل می نماید.

ب) از دیگر اجزای سیستم کنترل کیفیت، مدیریت نقشه برداری می باشد. بدیهی است شروع هرگونه عملیات اجرایی نیازمند پیاده نمودن مختصات آن می باشد و در خاتمه نیز باید صحت عملیات کنترل شود. مدیریت نقشه برداری با سازماندهی ۱۳ گروه اجرایی پایه پای سایر مدیریت ها در عملیات اجرایی سد کرخه شرکت فعالی داشته است.

ج) یکی دیگر از اجزای سیستم کنترل کیفیت مدیریت نصب و قرائت ابزار دقیق است. اصولاً جهت کنترل و بررسی رفتار سد در حین ساخت و در زمان بهره برداری و مقایسه آن با فاکتورهای طراحی در نقاط مختلف سد، خصوصاً بدنه آن تعدادی ابزار دقیق نصب میگردد. از جمله این ابزارها می توان به پیژومترهای الکتریکی، لوله قائم، انحراف سنج، نشت سنج و درزسنج اشاره نمود. این ابزارها طبق دستورالعمل های خاصی نصب میگرددند. این ابزارها باید در فواصل زمانی مشخصی قرائت شوند و اطلاعات حاصله مورد بررسی و تحلیل قرار گیرد. تعداد ابزارهای مورد استفاده در سد کرخه بالغ بر ۹۵۰ عدد می گردد. ملاحظه می گردد که برای نصب، نگهداری، انتقال و قرائت این تعداد ابزار به سازمانی معرب، نیاز است. مدیریت ابزار دقیق کرخه با تامین این مهم توانسته است تعداد ابزار معیوب را به حداکثر ۱٪ کل ابزار محدود نماید. گفتنی است میزان خرابی ابزارها در پاره ای از سدها به ۳۰٪ نیز رسیده است که این مقایسه نقش این مجموعه را به خوبی نشان میدهد.

## جدول ۱ - احجام و مقادیر عملیات اجرایی سد کرخه (منتهی به تاریخ ۲۵/۸/۷۹)

بدنه ( بدون احتساب فراز بند )

شرح فعالیت	حجم پیش بینی شده m3	حجم انجام شده m3	حجم باقی مانده m3	درصد پیشرفت
خاکریزی پوستر	۱۹۸۰۲۰۲۱	۱۹۰۲۴۹۰۷۴۳	۵۵۲۰۲۷۸	۹۷٪
خاکریزی هسته	۴۰۶۷۰۴۵۰	۳۰۹۰۷۰۳۷۳	۱۶۰۰۰۷۷	۹۶٪
خاکریزی فیلتر	۸۷۰۰۱۰۵۰۲	۱۰۳۹۹۰۹۲۰	۱۰۲۰۹۵۰	۹۳٪
خاکریزی درین	۹۵۰۰۹۷۷	۹۲۸۰۲۶۵	۲۲۰۷۱۲	۹۸٪
اجرای خاک و سیمان	۱۶۰۰۶۵۷	۱۶۳۰۱۵۷	—	۱۰۰٪
اجرای ریپ رپ	۲۹۳۰۰۷۴	۲۱۴۰۰۰۷	۷۹۰۰۶۷	۷۳٪
بستر ریپ رپ	۹۲۰۳۳۴	۴۸۰۵۸۴	۴۳۰۷۵۰	۵۳٪
خاکریزی کوبل	۳۸۴۰۴۰۸	۲۸۲۰۵۵۰	۱۰۱۸۵۸	۷۴٪
درین خاک و سیمان	۳۶۰۳۰۰	۳۶۰۳۰۰	۰	۱۰۰٪
خاک و سیمان زیر پی	۱۱۲۰۱۰۰	۱۰۶۰۱۰۰	۶۰۰	۹۵٪
جمع کل خاکریزی	۲۷۰۴۰۲۰۱۹۱	۲۶۰۳۳۵۰۹۹۹	۱۰۰۶۸۰۶۹۲	۹۶٪

دیوار آب بند

شرح فعالیت	پیش بینی شده	انجام شده	باقی مانده	درصد پیشرفت
تعداد پانلها ( عدد )	۱۲۷۳	۱۲۵۷	۱۶	۹۹٪
سطح حفاری m2	۱۶۱۰۰۰	۱۶۰۲۴۵	۷۵۵	۱۰۰٪
حجم بتن ریزی m3	۱۵۷۰۰۰	۱۵۴۷۰۶	۲۲۹۴	۹۹٪

سرریز

مقطع	حجم پیش بینی شده m3	حجم انجام شده m3	حجم باقی مانده m3	درصد پیشرفت
ورودی	۵۰۶۲۸	۵۰۰۷۱	۵۵۷	۹۹٪
اوجی	۱۲۲۷۴۹	۱۱۹۵۸۹	۳۱۶۰	۹۷٪
تند آب ۲۵ درصد	۴۷۳۷۴	۴۶۷۶۲	۶۱۲	۹۹٪
تند آب ۵ درصد	۱۰۱۳۸۰	۹۸۴۱۳	۲۹۶۷	۹۷٪
حوضچه آرامش	۳۸۷۵۷۸	۲۸۹۵۶۳	۹۸۰۱۵	۷۵٪
سهمی ورودی حوضچه	۳۱۳۲۵	۲۹۲۷۹	۲۰۴۶	۹۳٪
جمع بتن اصلی	۷۴۱۰۳۴	۶۳۳۶۷۷	۱۰۷۳۵۷	۸۶٪
جمع کل بتن ( اصلی و مگر )	—	۶۳۶۳۶۴	—	۸۶٪

حجم بتن مگر اجرا شده در سرریز ۲۲۸۲۶ متر مکعب

جدول شماره ۲ - مقادیر احجام مقاطع خاکریزی بدنه سد کرخه ( بین هر دو تراز متوالی )

تراز	پوسته (m <sup>3</sup> )	مخلوط هسته (m <sup>3</sup> )	فیلتر (m <sup>3</sup> )	درین (m <sup>3</sup> )	کوبول (m <sup>3</sup> )	ریپ رپ	بستر ریپ رپ
۱۰۰~۱۱۰	۲۹۱۹۲	۳۵۰۹۷	۵۵۱۳	۸۲۳	۹۳۲	—	—
۱۱۰~۱۲۰	۵۸۵۹۱۴	۱۰۹۱۸۸	۲۱۴۰۸	۹۵۶۵۷	۱۲۵۴۵	—	—
۱۲۰~۱۳۰	۹۸۷۵۰۰	۱۹۷۲۵۵	۳۹۳۱۰	۱۱۵۳۷۷	۲۶۳۷۶	—	—
۱۳۰~۱۴۰	۱۶۴۰۷۲۶	۲۸۴۵۶۰	۵۸۸۱۳	۴۹۶۷۱	۲۵۶۲۵	—	—
۱۴۰~۱۵۰	۲۱۸۸۱۷۵	۳۶۹۱۵۴	۸۴۴۳۲	۵۱۹۸۶	۹۲۲۰	—	—
۱۵۰~۱۶۰	۲۶۶۹۹۴۵	۴۱۹۷۱۱	۹۵۴۳۵	۵۸۴۹۲	۲۱۳۰۹	—	—
۱۶۰~۱۷۰	۲۷۱۲۸۶۳	۴۰۹۰۴۲	۱۰۴۹۹۵	۵۹۳۱۸	۶۸۵۰۵	—	—
۱۷۰~۱۸۰	۲۰۷۳۸۷۶	۳۸۲۶۵۴	۱۱۰۴۷۷	۶۳۱۳۲	۱۵۸۱۷	—	—
۱۸۰~۱۹۰	۱۷۴۴۴۸۳	۳۲۴۴۴۷	۱۱۹۷۲۶	۶۴۹۶۹	۱۹۱۵۱	—	—
۱۹۰~۲۰۰	۱۷۶۷۵۵۸	۳۹۵۱۱۱	۱۶۵۳۶۳	۸۱۵۵۸	۳۵۵۴۵	۳۱۲۳۲	۱۱۶۷۴
۲۰۰~۲۱۰	۱۵۲۷۲۰۳	۴۰۳۱۵۶	۱۹۱۸۷۱	۱۰۳۵۹۶	۳۵۱۵۱	۴۲۲۳۸	۱۶۰۱۹
۲۱۰~۲۲۰	۱۱۸۸۵۰۰	۳۴۴۴۷۹	۲۱۲۷۳۶	۱۲۰۲۷۲	۴۳۸۳۰	۶۹۱۸۲	۲۷۵۰۵
۲۲۰~۲۳۰	۶۷۹۰۸۱	۳۲۶۴۲۱	۲۶۶۵۵۲	۹۲۱۳۱	۵۲۰۱۶	۸۲۲۶۶	۳۱۹۷۶
۲۳۰~۲۳۴	۱۴۷۹۵۵	۶۷۱۸۱	۴۹۲۰۰	—	۱۸۳۷۶	۲۷۷۰۶	۵۱۵۶
جمع کل	۱۹۰۹۴۳۰۲۱	۴۰۰۶۷۰۴۵۶	۱۰۵۲۵۰۸۳۱	۹۵۶۰۹۸۲	۳۸۴۰۳۹۸	۲۵۲۰۶۲۴	۹۲۰۳۳۰

## منابع مالی " طرح تامین و انتقال آب شهری جزیره قشم "

طیبه آریان<sup>۱</sup>

### چکیده:

از پیش نیازهای مهم تامین اعتبار از طرف موسسات غیردولتی (اعم از داخلی و خارجی) داشتن توجیه فنی، اقتصادی و مالی طرح است. این مقاله تلاش دارد تا با ارائه یک مطالعه موردی ضمن مرور اجمالی بر توجیه فنی و اقتصادی، توجیه مالی طرح را مورد بحث و بررسی قرار دهد. در این راستا، منابع مختلف تامین مالی، شرایط آنها، گروههای ذینفع از طرح، دریافتها و پرداختها و نهایتاً امکان بازپرداخت هزینهها از محل درآمدهای طرح مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

شایان ذکر است که به دلیل کم سابقه بودن مطالعات تحلیل مالی در ایران و همچنین زمان محدود مطالعه، این بررسی را نه به عنوان یک مطالعه تحلیل مالی جامع، بلکه به عنوان تجربه‌ای اولیه برای ورود به این مبحث مهم باید تلقی کرد، باشد که با انجام مطالعات تحلیل مالی کامل و همه جانبه در تحقق راهبرد جدید تنوع منابع تامین اعتبارات و بازیافت هزینهها در بخش آب کشور گامی موثر برداشته شود.

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد مهاب قدس تهران - ایران - das@tavana.net



## ۱- آشنایی با محدوده طرح

### ۱-۱- کلیات

جزیره قشم به طول ۱۲۵ کیلومتر و به عرض ۱۰ تا ۳۵ کیلومتر، بزرگترین جزیره خلیج فارس است که در حاشیه شمالی تنگه هرمز قرار دارد. مساحت جزیره ۱۴۳۰ کیلومتر مربع و فاصله‌اش تا بندر عباس ۲۰ کیلومتر است. دارا بودن یک فصل گرم، مرطوب و طولانی (حدود ۸ ماه) و یک فصل کوتاه و معتدل از ویژگیهای آب و هوایی جزیره قشم محسوب می‌شود. متوسط دراز مدت (۲۳ سال) بارندگی قشم ۲۱۴ میلیمتر بوده است. کوتاه بودن فصل بارش (دی، بهمن و اسفند) و نوسان زیاد میزان بارش از سالی به سال دیگر (در سال ۱۳۴۰ حدود ۷۰۷ میلیمتر و در سال ۴۶ حدود ۲۲ میلیمتر) از ویژگیهای بارندگی در قشم است.

تنها راهی که کشور ایران را به دریای آزاد مرتبط می‌سازد از طریق خلیج فارس و تنگه هرمز است. از این زاویه خلیج فارس و جزایر جنوب ایران به ویژه جزایر واقع در دهانه تنگه (قشم، لارک، هنگام و هرمز) دارای اهمیت ویژه‌ای هستند. وجود کرانه‌ها و لنگرگاههای مناسب طبیعی، ذخائر غنی دریایی، منابع سرشار معدنی و نفتی ارزش اقتصادی و اهمیت استراتژیک این جزایر را بیشتر نشان می‌دهد.

جزیره قشم با اهداف جذب درآمدهای ارزی، برابری نسبی تراز بازرگانی (واردات - صادرات)، جایگزینی صادرات غیرنفتی، افزایش سطح تکنولوژی داخل کشور، افزایش سطح اشتغال، جلوگیری از خروج بی‌رویه سرمایه و کمک به رشد اقتصادی کشور به عنوان منطقه آزاد تجاری - صنعتی اعلام گردید.

جزیره قشم بر اساس سرشماری سال ۱۳۷۵ جمعیتی حدود ۷۳ هزار نفر داشته که پیش‌بینی شده تا سال ۱۳۸۵ (در صورت تامین آب) به دو برابر افزایش یابد.

### ۱-۲- شرایط اقتصادی

تنوع منابع اقتصادی در جزیره قشم، سبب پیدایش مناطق مختلف تولیدی و در نتیجه انواع روابط تولید شده است. مثلاً در گهان و قشم، هم مرکز بازرگانی و داد و ستد و هم ماهیگیری است. لاف، قطب اصلی صنعت لنج سازی و فعالیتهای حمل و نقل کالا می‌باشد. روستاهای ساحلی از مراکز فعال صید و صیادی و آبادی‌های دشت مرکزی به صورت مراکز کشاورزی درآمده است.

از ابتدای فعالیتهای منطقه آزاد تجاری - صنعتی قشم تاکنون قراردادهای متعددی بین دولت جمهوری اسلامی ایران و کشورهای مشارکت کننده منعقد گردیده است که مهمترین آن عبارتند از پروژه‌های فرآورده‌های شیمیایی و نفتی با سرمایه‌گذاری ایران و ژاپن، تولید فولاد خام (کوبه استیل) با سرمایه‌گذاری ژاپن و ایران و مجتمع تولید آهن با ظرفیت ۵ میلیون تن در سال با همکاری آلمان، ژاپن و ایران. در حال حاضر نیز ۳۴۰۰ هکتار از اراضی منطقه به احداث پروژه‌های صنایع سنگین و سبک و صنایع پیشرفته الکترونیکی اختصاص یافته است.

اخذ پذیره، دریافت عوارض ورود کالا و وصول منابع قابل ملاحظه از سرفق‌های واحدهای تجاری و استفاده از سپرده‌ها و وجوهای مردمی و سایر عوارض دیگر بخش عمده درآمدهای منطقه آزاد به شمار می‌روند، درحالیکه بخشهای صنعتی و جذب توریسم به دلایل مختلف (کمبود زیر ساخت‌ها بخصوص آب) در این درآمد سهم شایسته و لازم را ندارند.

### ۱-۳- امکانات و محدودیت‌های توسعه

#### امکانات:

- دسترسی به آب راههای بین‌المللی، بازارهای داخلی، بازارهای جمهوری آسیای میانه و بازارهای حاشیه جنوبی خلیج فارس
- فراوانی نیروی کار ماهر و غیر ماهر، دستمزد به مراتب پایین‌تر از دستمزد نیروی کار مشابه خارجی و برخورداری از منابع

انرژی از جمله گاز طبیعی

- وجود سواحل عمیق و مناسب برای احداث اسکله‌های ویژه بارگیری کشتی‌های با ظرفیت بالا

#### محدودیت‌ها:

- فقدان آبهای سطح‌الارضی و زیرزمینی و به تبع آن کمبود آب به عنوان مهمترین محدودیت توسعه .  
- کمبود و فقدان زیر بناها (برق، آب، آموزش و پرورش، انبارهای عمومی و ... ) و وجود برخی قوانین دست و پاگیر.

## ۲- توجیه فنی طرح

### ۱-۱- پیشینه

منابع آب جزیره قشم بسیار محدود است و آب تامین شده به روشهای سنتی از منابع زیرزمینی، به علت برداشت بیش از اندازه، شورتر از آن است که برای مصارف شرب مناسب باشد. در برنامه اول توسعه اقتصادی و قبل از آن به دلیل ارزان بودن انرژی و کم بودن جمعیت، استفاده از تاسیسات آب شیرین کن به عنوان یک راه حل مطرح شد و دولت برای حل فوری مسئله اقدام به خرید و نصب واحدهای آب شیرین کن در بنادر و جزایر نمود. اما عوامل متعددی موجب گردید که جستجو برای یافتن منابع آب طبیعی در سایر مناطق و انتقال آن به جزیره قشم مورد بررسی قرار گیرد. اهم این دلایل عبارتند از:

- اعلام قشم به عنوان منطقه آزاد تجاری - صنعتی و در نتیجه انتظار افزایش قابل توجه جمعیت در آینده و تقاضا برای آب شرب. همچنین احداث واحدهای تولیدی، تجاری، صنعتی و افزایش قابل توجه نیاز آب تجاری - صنعتی

- استفاده از تاسیسات آب شیرین کن علاوه بر هزینه‌های ثابت ارزی، هزینه‌های جاری (ارزی) بالایی نیز دارد.

- در تولید آب از طریق تاسیسات آب شیرین کن از سوختهای فسیلی استفاده می‌شود که با توجه به برنامه دولت در حذف

تدریجی یارانه سوخت، هزینه تولید هر واحد آب از این طریق در آینده مقرون به صرفه نخواهد بود.

به این ترتیب تامین آب جزیره از طریق انتقال آب از سایر مناطق در سر لوحه کار سازمان آب منطقه‌ای هرمزگان قرار گرفت و در این راستا، مطالعات گسترده‌ای در زمینه تامین آب و آبرسانی توسط مهندسين مشاور مهاب قدس و مشاوران از سال ۱۳۶۳ انجام پذیرفت. در این مطالعات علاوه بر مطالعات پایه (هواشناسی، هیدرولوژی، زمین شناسی و ...) گزینه‌های متعددی از نظر فنی - اقتصادی مورد بررسی و مقایسه قرار گرفتند. مشخصات نهایی طرح بر اساس مطالعات مرحله دوم در بند ۲-۲ ارائه شده است.

### ۲-۲- سیمای نهایی طرح

جهت رفع کمبود آب شرب شهر بندرعباس (۳۰۰ لیتر در ثانیه)، تامین آب صنایع و شهرهای حومه بندرعباس (۲۰۰ لیتر در

ثانیه) و تامین آب جزیره قشم (۵۰۰ لیتر در ثانیه) در سیمای فنی طرح، سدهای مخزنی، خطوط لوله انتقال، تلمبه‌خانه‌ها، و ... پیش‌بینی شده است. خلاصه‌ای از مشخصات فنی اجزای فوق در کادر یک ارائه گردیده است.

<p>۸۰ کیلومتری شمال خاوری بندرعباس ۱۶۰ میلیون مترمکعب ۱۴/۲ کیلومتر ۲ تا ۴ کیلومتر (نیان و شمیل) خاکی با هسته رسی ۳۲/۳ متر (شمیل) و ۲۷/۲ متر (نیان) و ۵ متر زینچه</p>	<p><b>تامین آب:</b> محل سدهای مخزنی - شمیل و نیان حجم کل مخزن مساحت مخزن طول مخزن نوع سد ارتفاع از کف</p>
<p>۹۶ کیلومتر ( قطر ۱۴۰۰ و ۱۲۰۰ میلیمتر فولادی (spiral) ۷ فقره حداقل ۷۸ متر و حداکثر ۴۱۵ متر ۶۰۰ متر مکعب ۶۷/۵ متر ۱۱ کیلومتر ۲۵۰۰ لیتر بر ثانیه</p>	<p><b>انتقال آب از میناب به بندرعباس (خط دوم)</b> *خط لوله: طول و قطر لوله جنس لوله *پل های مسیر تعداد پل طول پل ها *تلمبه خانه: حجم مخزن ارتفاع آبدهی طول لوله ظرفیت آبدهی</p>
<p>۶۴/۴۴ کیلومتر به قطرهای ۱۱۰۰، ۹۰۰ و ۳۰۰ میلیمتر فولادی ۷۰۰ لیتر بر ثانیه ۱۰/۲۴۲ کیلومتر به قطرهای ۹۰۰ و ۷۶۸ میلیمتر فولادی ۵۰۰ لیتر بر ثانیه ۳ ۹۶، ۸۳ و ۸۴ متر ۵۰۰، ۴۰۰ و ۱۰۰ لیتر در ثانیه</p>	<p><b>انتقال آب از بندرعباس به قشم</b> *خط انتقال خشکی طول و قطر لوله جنس لوله دبی *خط انتقال دریایی طول و قطر لوله جنس لوله دبی *تلمبه خانه ها تعداد ارتفاع پمپاژ دبی پمپاژ</p>

کادر (۱) خلاصه‌ای از مشخصات فنی اجزای طرح

### ۳- ارزیابی اقتصادی طرح

#### ۳-۱- روش و مبانی بررسی

در این بررسی فایده‌ها و هزینه‌های طرح، از دیدگاه کل جامعه و با استفاده از چارچوب فایده - هزینه اجتماعی (۱) مورد بررسی قرار گرفته است.

ارزشگذاری و تقویم ریالی آثار مثبت و منفی طرح بر اساس قیمت‌های ثابت سال ۱۳۷۸ انجام گرفته است. به عبارت دیگر فرض گردیده که آثار نرخ تورم بر جریان فایده‌ها و هزینه‌ها یکسان است.

#### ۳-۲- هزینه‌ها

منظور از هزینه، کل، مخارج و خسارتهای ریالی است که سازمان اجرایی جهت اجرا و تامین هدف طرح به طور مستقیم و قابل تبدیل به ارزشهای ریالی متحمل می‌شود. هزینه‌های فوق از اقلام سرمایه‌گذاری اولیه، نگهداری - بهره‌برداری (جدول ۱) و جایگزینی تشکیل شده است.

ردیف	شرح	سرمایه‌گذاری اولیه	نگهداری - بهره‌برداری سالانه		
			سوخت *	سایر	کل
۱	سدهای مخزنی شمیل - نیان	۲۳۳۴۷۰	۱۳۸	۱۱۳۷	۱۲۷۵
۲	خسارت مخزن سدهای شمیل نیان	۶۱۳۶	-	-	۴۹۷
۳	آبرسانی از میناب به بندرعباس	۱۹۱۹۵۶	۷۴۵	۳۰۲۱	۳۷۶۶
۴	آبرسانی از بندرعباس به قشم	۱۵۶۹۵۴	۱۱۶	۳۲۶۲	۳۳۷۸
	جمع	۵۸۸۵۱۶	۹۹۹	۷۴۲۰	۸۹۱۶

\* هزینه هر کیلو وات ساعت برق ۱۰۰ ریال در نظر گرفته شده است

جدول (۱): هزینه‌های سرمایه‌گذاری اولیه و هزینه‌های نگهداری - بهره‌برداری سالانه

#### ۳-۳- فایده‌های طرح

برآورد فایده واقعی تامین آب شرب و صنعت از دیدگاه جامعه، به روش تمایل مصرف کننده به پرداخت (۲)، با مشکلات روبرو می‌باشد. اما از آنجائیکه تامین آب مورد نیاز در جریان توسعه شهری با توجه به توجیه اقتصادی - اجتماعی روند رشد جمعیت به هر قیمتی الزامی است. بررسی اقتصادی در این مورد به انتخاب ارزاترین راه حل اختصاص دارد. به این ترتیب از هزینه طرح جایگزین به عنوان فایده طرح در مقایسه اقتصادی گزینه‌ها استفاده می‌شود.

با توجه به دسترسی شهرهای بندرعباس و قشم به دریا، راه حل جایگزین تامین آب این شهرها نسبت به منابع آب سطحی، استفاده از آب شیرین کن می‌باشد. لذا در این بررسی هزینه سرمایه‌گذاری و نگهداری - بهره‌برداری آب شیرین کن‌هایی که بتواند به میزان نیاز این طرح یعنی ۱ متر مکعب آب در ثانیه تولید کنند به عنوان فایده‌های طرح لحاظ گردیده است. (۳)

#### ۳-۴- شاخص‌های اقتصادی

جدول (۲) شاخصهای اقتصادی طرح آبرسانی به جزیره قشم را در حالات مختلف مورد بررسی نشان می‌دهد. همانطور که ملاحظه می‌شود طرح در حالت اصلی بررسی با نرخ بازده داخلی ۱۸ درصد از توجیه‌پذیری اقتصادی بسیار مناسبی برخوردار می‌باشد. ارزش خالص سالانه آن بین ۱۴ میلیارد ریال (با نرخ ۸ درصد) و ۱۶ میلیارد ریال (با نرخ ۱۲ درصد) محاسبه شده است. این ارقام میزان

صرفه‌جویی جامعه را در تامین کمبود آب شهر بندرعباس، پالایشگاه بندرعباس، بندر خمیر و جزیره قشم از منابع آب سطحی به جای استفاده از آب شیرین کن‌ها را نشان می‌دهد. موارد تحلیل حساسیت (افزایش هزینه یا کاهش فایده) نیز موید توجیه‌پذیری طرح از نظر اقتصاد ملی می‌باشد.

شرح	نسبت فایده به هزینه	ارزش خالص سالانه (میلیون ریال)	هزینه تمام شده یک مترمکعب آب (ریال)			
			شهر بندرعباس	پالایشگاه بندرعباس	بندر خمیر	جزیره قشم
نرخ ۸ درصد	۲/۱	۱۴۲۶۷۱	۱۵۵۹	۲۱۷۶	۲۱۷۶	۲۵۴۶
نرخ ۱۰ درصد	۱/۷	۱۵۱۱۰۱	۱۹۷۵	۲۷۵۶	۲۷۵۶	۳۲۲۵
نرخ ۱۲ درصد	۱/۵	۱۶۰۱۲۰	۲۴۵۴	۳۴۲۴	۳۴۲۴	۴۰۰۶
۳۰ درصد افزایش هزینه	۱/۶	۱۴۲۶۷۱	۲۰۲۷	۲۸۲۹	۲۸۲۹	۳۳۱۰
۳۰ درصد کاهش فایده	۱/۵	۹۹۸۷۰	۱۵۵۹	۲۱۷۶	۲۱۷۶	۲۵۴۶
۳۰ درصد افزایش هزینه و ۳۰ درصد کاهش فایده	۱/۱	۱۰۲۰۶۰	۲۰۲۷	۲۸۲۹	۲۸۲۹	۳۳۱۰

جدول (۲) شاخصهای اقتصادی طرح

#### ۴- ارزیابی مالی طرح

##### ۴-۱- مقدمه

تحلیل مالی بخشی از بررسیهای اقتصادی (۴) دوره مطالعات طرحها محسوب می‌شود که در کنار تحلیل اقتصادی مطرح می‌باشد. اهداف تحلیل مالی به طور خلاصه به شرح زیر است:

\* برنامه‌ریزی مالی طرح از نظر:

- ترکیب منابع مختلف مالی (دولتی و غیردولتی) و شرایط تامین اعتبار

- تملک یا واگذاری تاسیسات و تهیه تعرفه فروش (شامل تعیین حق اشتراک هر تشکیل یا مجموعه بهره برداران) به منظور تامین یا بازپرداخت هزینه‌های طرح در انطباق با قوانین و مقررات موجود کشور و در چارچوبی قابل انعطاف برای انجام مذاکرات با نهادهای مختلف تامین مالی.

\* شناخت و طبقه‌بندی گروههای ذینفع از طرح و پیش‌بینی افزایش درآمد آنها در دوران بهره‌برداری

\* ارزیابی میزان مشارکت مالی هر یک از گروههای ذیربط بر اساس میزان افزایش درآمد در اثر اجرای طرح و توانایی پرداخت آنها

\* شناسایی و ارزیابی مشکلات اجرایی و اجتماعی سیاستهای مالی پیشنهاد شده و ارائه راه کارها در این زمینه

##### ۴-۲- نحوه تامین مالی طرح

بر اساس بررسیهای اولیه انجام شده طرح آبرسانی به قشم می‌تواند از منابع زیر تامین مالی شود:

الف - بانک توسعه اسلامی (IDB) و موسسات وابسته به آن:



این بانک با هدف ارتقاء توسعه اقتصادی و اجتماعی کشورهای عضو سازمان کنفرانس اسلامی، ایجاد روابط اقتصادی بر مبنای اصول و اتحاد کشورهای مسلمان برای مقابله با مشکلات توسعه، پیشرفت و همبستگی اقتصادی طبق قوانین اسلامی در سال ۱۹۷۵ میلادی آغاز به کار نموده است. بانک برای تامین مالی پروژه‌های عمرانی و تولیدی به شرط وجود توجیه فنی و اقتصادی قابل قبول، پس از انجام ارزیابی توسط بانک از محل منابع عادی خود و همچنین از محل منابع موسسات وابسته تامین اعتبار می‌کند.

ب - سازمان عمران قشم:

یکی از ضرورت‌های لازم برای دستیابی به اهداف پیش‌بینی شده (توسعه صنعت و تجارت) منطقه آزاد قشم در گرو تامین آب این جزیره است. بنابراین سازمان عمران قشم به عنوان مسئول اجرای طرح‌های مختلف صنعتی، تجاری و... از یک طرف و مسئول تامین آب در جزیره از طرف دیگر به عنوان یکی از منابع تامین کننده مالی طرح مطرح است. البته سازمان عمران قشم می‌تواند از طریق قوانین بودجه و در قالب تبصره ۳ و ۴۸ در مورد تسهیلات تکلیفی، منابع مالی طرح را تامین نماید.

ج - بودجه عمومی دولت:

با توجه به سیاست‌های دولت در مورد حمایت و گسترش مناطق آزاد، بدیهی است که بخشی از هزینه‌های طرح نیز می‌تواند از این محل قابل تامین باشد.

#### ۳-۴- ضوابط و شرایط تامین کنندگان منابع مالی

شرایط و ضوابط تامین کنندگان منابع مالی در جدول (۳) ارائه شده است. شایان ذکر است که برای بانک توسعه اسلامی و موسسات وابسته سقف وام آنها لحاظ شده است. در مورد مابقی هزینه‌ها فرض شده که ۳۰ درصد آن توسط سازمان عمران قشم و ۷۰ درصد آن توسط دولت جمهوری اسلامی ایران تامین گردد.

شرح	IDB	موسسات وابسته به IDB	سازمان عمران قشم*	دولت جمهوری اسلامی ایران
میزان تامین اعتبار (میلیارد ریال)	۲۳۳	۹۷	۶۵	۱۵۳
نوع عقد	استصناع	استصناع	مشارکت مدنی	مشارکت مدنی
نرخ بهره	۵/۵	۹/۶	۲۲	۷
دوره تنفس (سال)	۳	۲	-	۱۰
دوره بازپرداخت (سال)	۱۲	۵	۳	۳۰

\* با استفاده از وام بانکی

جدول (۳) ضوابط و شرایط تامین کنندگان منابع مالی

#### ۴-۴- گروه‌های ذینفع

با اجرای این طرح عظیم گروه‌های مختلف مصرف کننده آب شهری شامل خانوارهای شهری و روستایی، مراکز مختلف صنعتی و تجاری از آن بهره‌مند خواهند شد. جدول (۴) سهم هر یک از گروه‌های مختلف مصرف کننده را در جزیره قشم بر اساس اطلاعات گردآوری شده در این مطالعات نشان می‌دهد.

خانگی	صنعتی	تجاری	خدماتی	کل
۵۳	۲۵	۱۵	۷	۱۰۰

**جدول (۴) سهم هر یک از گروه‌های مصرف کننده آب ( ارقام: درصد)**

#### ۴-۵- میزان درآمدهای قابل استحصال (دریافتها)

درآمدهای قابل استحصال از اجرای طرح آبرسانی را می‌توان به شرح زیر خلاصه کرد:

الف: حق اشتراک: شامل مبلغی است که در قبال واگذاری انشعاب (اشتراک) آب با توجه به میزان و نوع انشعاب از متقاضی (مالک یا استفاده کننده آب) دریافت می‌شود. بر اساس اطلاعات دریافتی از سازمان عمران قشم تعداد متقاضیان جدید برای مصارف خانگی، صنعتی، تجاری، خدماتی به ترتیب ۱۰۰۰، ۶۴۶، ۳۶۲ و ۵۲۷ می‌باشد. از تعداد مشترکین بندر خمیر و مشترکین جدید شهر بندرعباس اطلاعاتی در دسترس نمی‌باشد. متأسفانه به دلیل عدم وجود اطلاعات مورد نیاز جهت برآورد حق اشتراک (میزان عرصه و اعیانی واحدهای خانگی، تجاری، قطر انشعاب واحدهای صنعتی و...) نمی‌توان رقم دقیقی در این مطالعات ارائه داد. برآوردهای اولیه نشان می‌دهد که حداقل رقم قابل دریافت در سال اول بهره برداری در جزیره قشم حدود ۲/۵ میلیارد ریال می‌باشد.

ب: آب‌نمان: شامل مبلغ ثابتی است که در یک دوره زمانی معین (مثلاً ماهانه) فارغ از میزان مصرف از مشترک دریافت می‌شود. بر اساس اطلاعات قابل دسترس درآمدهای قابل استحصال از این محل ۱/۳ میلیارد ریال برآورد شده است.

ج: آب بهاء: بعنوان مهمترین منبع تامین هزینه‌های طرح مطرح است. با توجه به تعرفه‌های موجود میزان آب بهاء قابل استحصال، در شرایط مصرف کلیه آب تامین شده حدود ۸۴ میلیارد ریال در سال برآورد می‌گردد. جهت برآورد آب بهاء نکات ذیل مدنظر بوده است.

- کلیه مشترکین شهر بندرعباس و بندر خمیر به عنوان مشترکین خانگی در نظر گرفته شده‌اند و جهت برآورد این بخش از درآمد طرح از متوسط تعرفه آب بهاء خانگی شهر بندرعباس استفاده شده است.
- در مورد محاسبه درآمد پالایشگاه بندرعباس از تعرفه آب صنعتی استفاده شده است.
- آب بهاء قابل استحصال در جزیره قشم با توجه به سهم هر یک از گروه‌های مصرف کننده (جدول ۴) و تعرفه آب هر یک محاسبه و در جدول ۵ ارائه شده است.

شایان ذکر است که در محاسبات نهایی فرض شده که درآمد جزیره قشم از این محل به تدریج و در طی یک دوره هفت ساله (با توجه به متقاضیان جدید) قابل وصول است.

شرح	سهام مصرف از کل (درصد)	میزان آب مصرفی (میلیون مترمکعب)	تعرفه آب (ریال/ مترمکعب)	آب بهاء (میلیون ریال)
جزیره قشم	۵۳	۸/۳۶	۱۸۳۱	۱۵۳۰۷
خانگی	۲۵	۳/۹۴	۸۸۵۷	۳۴۸۹۷
صنعتی	۱۵	۲/۳۷	۸۸۵۷	۲۰۹۹۱
تجاری	۷	۱/۱	۴۶۶۱	۵۱۲۷
خدماتی	۱۰۰	۱۵/۷۷	-	۷۶۳۲۲
زیر جمع	۱۰۰	۳/۱۵	۳۵۰	۱۱۰۳
بندر خمیر	۱۰۰	۳/۱۵	۵۹۰	۱۸۵۸
خانگی	۱۰۰	۹/۴۶	۳۵۰	۳۳۱۱
صنعتی	-	۳۱/۵۳	-	۸۲۵۹۴
بندرعباس	-	-	-	-
خانگی	-	-	-	-
جمع کل	-	-	-	-

#### جدول (۵) درآمد آب بهاء

#### ۴-۶- جریان گردش مالی طرح

جدول (۶) جریان گردش مالی طرح را نشان می‌دهد. همانطوریکه ملاحظه می‌گردد فقط در سه سال اول بهره‌برداری باز پرداخت وام‌ها از محل درآمدهای طرح با مشکل روبرو است و از سال چهارم به بعد، بازپرداخت هزینه‌ها از محل درآمدهای وصولی طرح به سهولت امکان‌پذیر است. در این رابطه نیز می‌توان با تمهیداتی از قبیل طولانی‌تر کردن دوره بازپرداخت بانک‌های داخلی، پیش فروش حق اشتراک برخی از صنایع و ... فشار مالی در سال‌های اولیه طرح را تعدیل کرد.

#### ۴-۷- نرخ بازده داخلی مالی

بر اساس جریان گردش مالی طرح (جدول ۶) نرخ بازده داخلی مالی طرح حدود ۲۶ درصد محاسبه شده است. این نرخ نشان دهنده جذابیت مالی این طرح است. با فرضی بدبینانه یعنی دستیابی به سقف درآمدهای پیش بینی شده بعد از یک دوره ۲۰ ساله نرخ بازده داخلی مالی طرح ۹ درصد خواهد بود که کماکان نشان‌دهنده جذابیت مالی طرح است. زیرا این نرخ در شرایط قیمت‌های ثابت محاسبه گردیده و تورم در آن ملحوظ نگردیده است.

#### ۴- نتیجه‌گیری و توصیه‌ها

- به طور کلی، تهیه و برنامه‌ریزی اجرای هر طرح باید متناسب با مقتضیات مالی آن باشد. برای حفظ و رعایت این تناسب به مطالعات مالی ویژه‌ای نیاز است که به نام تحلیل یا آزمون مالی شناخته می‌شود. این مطالعات بررسی‌ها و تحلیل‌های منظم و قاعده‌مندی است که می‌تواند در کنار مطالعات فنی و اقتصادی، از مرحله شناسایی آغاز و تا مرحله طراحی و پس از آن نیز ادامه یابد. نظیر سایر مطالعات، مراحل اولیه شکل اجمالی و عمومی‌تری دارد و به تدریج اطلاعات و مستندات تکمیلی و تفصیلی و ویژه هر طرح را تهیه و در اختیار مجریان و تصمیم‌گیرندگان قرار می‌دهد. لذا آنچه در قالب توجه مالی طرح "تامین و انتقال آب شهری جزیره قشم" در این مقاله ارائه گردید را باید به عنوان بخشی از مطالعات تحلیل مالی تلقی کرد. چنانچه بخواهیم مطالعات مالی طرح‌های توسعه منابع آب را به طور جدی در دستور کار قرار دهیم لازم است در زمینه‌های گوناگون اقداماتی انجام پذیرد که اهم آن شرح زیر است:
- تهیه و تدوین سیاست‌ها و راهبردهای دراز مدت مدیریت مالی آب کشور.
  - تدقیق سیاست‌ها و راهبردهای میان مدت مدیریت مالی آب در قالب برنامه‌های پنج ساله.
  - پیش‌بینی تعدیلات ساختاری و سازمانی لازم به منظور تغییرات رویه مدیریت مالی فعلی.

- تهیه و تدوین استانداردها و دستورالعمل‌های مناسب برای انجام مطالعات مالی طرح‌ها.
- اجرای برنامه‌های آموزشی و ترویجی در سطح استانداردهای بین‌المللی در این زمینه.
- انجام پژوهش‌های کاربردی.
- ... و ...

www.civilbook.ir

ارقام:میلیاردریال

سال برآورد: ۱۳۷۸

فایده خالص	هزینه ها						درآمدها			سال
	جمع	IDB	UIF	بانکها	سایر	نگهداری-بهره برداری	جمع	آب بها	آبونمان	
-11.1	49.1	0	0	40.2	0	8.9	38.0	36.7	1.3	1
-3.4	49.1	0	0	40.2	0	8.9	45.7	44.4	1.3	2
-26.5	79.9	0	30.8	40.2	0	8.9	53.4	52.1	1.3	3
-11.6	72.6	32.8	30.8	0	0	8.9	61.0	59.7	1.3	4
-4.0	72.6	32.8	30.8	0	0	8.9	68.6	67.3	1.3	5
3.7	72.6	32.8	30.8	0	0	8.9	76.3	75.0	1.3	6
11.3	72.6	32.8	30.8	0	0	8.9	83.9	82.6	1.3	7
42.2	41.7	32.8	0	0	0	8.9	83.9	82.6	1.3	8
42.2	41.7	32.8	0	0	0	8.9	83.9	82.6	1.3	9
42.2	41.7	32.8	0	0	0	8.9	83.9	82.6	1.3	10
17.5	66.4	32.8	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	11
17.5	66.4	32.8	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	12
17.5	66.4	32.8	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	13
17.5	66.4	32.8	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	14
17.5	66.4	32.8	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	15
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	16
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	17
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	18
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	19
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	20
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	21
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	22
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	23
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	24
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	25
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	26
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	27
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	28
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	29
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	30
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	31
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	32
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	33
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	34
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	35
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	36
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	37
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	38
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	39
50.3	33.6	0	0	0	24.7	8.9	83.9	82.6	1.3	40

جدول (۶): جریان گردش مالی طرح

گسترش داده شده توسط سیویل بوک



**۶- پانویس:****1- Social Benefit – Cost Analysis**

۲- طی استعلامی از سازمان عمران قشم هزینه سرمایه گذاری هر واحد آب شیرین کن که معادل ۱۵۰۰ متر مکعب آب در روز تولید می کند ۳ میلیون دلار و هزینه نگهداری - بهره برداری هر متر مکعب آب تولید معادل ۰/۱۸ دلار + ۲۰۰۰ ریال اعلام شده است.

**3- Consumer Willingness to Pay method****4- Financial Analysis****۷-مراجع و مآخذ:**

- ۱- اداره کل امور اقتصادی و دارایی استان هرمزگان (۱۳۷۲)، "بررسی فعالیتهای منطقه آزاد تجاری- صنعتی قشم"
- ۲- انوش نوری اسفندیاری (۱۳۷۹)، "راهنمای مطالعات تحلیل مالی" مهندسی مشاور مهتاب قدس
- ۳- رحمت ا... پاکدامن (۱۳۶۴)، قشم جزیره‌ای آشنا، سازمان برنامه و بودجه استان هرمزگان
- ۴- سرمایه گذاری خصوصی، سرمایه گذاری دولتی، بورس، شماره ۱۱، آبان ۱۳۷۷
- ۵- شرکت خدمات مهندسی برق مشانیر (۱۳۷۷)، گزارشات مربوط به طرح احداث سدهای شمیل و نیان
- ۶- شرکت مهندسی مشاور جاماب (۱۳۷۵)، شناسایی و تعیین راههای تقویت بنیه مالی منابع آب
- ۷- شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس (۱۳۷۵-۷۷)، گزارشات مربوط به طرح آبرسانی بندرعباس - میناب - قشم
- ۸- علی رهبر (۱۳۷۲)، "جلب و حمایت سرمایه گذاری خارجی، چرا و چگونه"، نامه اتاق بازرگانی، شماره ۳،
- ۹- وزارت نیرو، معاونت امور آب (۱۳۷۷)، تامین و تجهیز مالی بخش آب

10- Islamic Development Bank , Islamic Banks Portfolio (1988). "Information Bulletin on Utilization of Financing Facilities Provided by the Islamic Portfolio", November

# مهندسی ارزش در اجرای طرح ملی گاوشان

بهروز جباری<sup>۱</sup>

## چکیده:

مهندسی ارزش را بازنگری خلاق سازمان یافته ارزشها (Value) و هزینه ها (Cost) به منظور بیشینه کردن شاخص ارزش (Value/Cost) تعریف نموده اند که این فن آوری را می توان در تمام فعالیت ها به کار بست . اهمیت استفاده از فن آوری مهندسی ارزش بعنوان یکی از عناوین مهم کاهش دهنده هزینه اجرای طرحهای سد سازی ، مورد نظر کمیته جهانی سدهای بزرگ ( ICOLD ) بوده که در نشریه شماره ۱۱۰ ( سال ۱۹۹۷ ) نیز مورد تأکید قرار گرفته است . برخی عناوین مهم ترین مهندسی ارزش های انجام شده در اجرای طرح ملی گاوشان عبارتند از :

- تغییر در روش اجرای ناحیه تحت فشار تونل انتقال با توجه به شرایط حین اجرا .
- بازنگری در عمق پی سنگی سد گاوشان .
- بازنگری و بهینه سازی سیستم تحکیم موقت تونل ها .
- بازنگری در فرازبند سد گاوشان .
- بازنگری و تغییر مسیر تونل انتقال آب .

هدف از ارائه این مقاله اشاعه فرهنگ استفاده از این فن آوری در اجرای طرحهای سد سازی و انتقال آب است که می تواند موجب افزایش کیفیت، کاهش هزینه و زمان اجرای پروژه ها شده و با توجه به نیاز روز افزون کشور به اجرای پروژه های ذخیره و انتقال آب بتوان با استفاده از این فن آوری کیفیت و کمیت این پروژه ها را افزایش داد.

## کلمات کلیدی :

طرح ملی گاوشان - مهندسی ارزش - صرفه جویی

<sup>۱</sup> لیسانس مهندسی معدن - مدیر طرح ملی گاوشان - شرکت مهندسی مشاور مهاباد قدس

**۱- مقدمه :**

همه ساله منابع قابل توجهی به کارهای عمرانی اختصاص داده می شود. افزایش پیوسته هزینه های اجرایی، حذف بخشهایی از آن هزینه ها را که نقشی در ارتقای کیفیت ندارند و از لحاظ کارکردی نیز غیر ضروری به شمار می روند، الزامی گردانیده است. با افزوده شدن بر پیچیدگی کارها و سخت تر شدن فشار تقاضا بر این صنعت، کاربست مهندسی ارزش در پروژه های اجرایی میتواند به ابزار بی چون و چرای مدیریت در کنترل هزینه ها تبدیل شود. هدف این روش، از میان برداشتن یا اصلاح هر چیزی است که موجب تحمیل هزینه های غیر ضروری می شود، البته بی آنکه آسیبی به کارکرد های اصلی و اساسی سیستم وارد آید. مهندسی ارزش رشته ای متشکل از چندین روش فنی با هدف دستیابی به کوشش سازمان یافته و پیوسته برای تحلیل کارکردهای ردیف های کار، محصولات، تجهیزات، فرآیندها یا مراحل انجام با هدف تحقق بخشیدن به تمام کارکرد های ضروری در برابر کمترین هزینه کلی میباشد. روش های مهندسی ارزش می توانند موجب اصلاح و ارتقاء کیفیت محصولات یا روش ها یا فرآیندهای تولید و انجام طراحی های جدید در هر مرحله از یک پروژه اجرایی گردد برخلاف آنچه که در صنایع تولید اقلام تکراری مرسوم است

**۲- تشریح فن آوری مهندسی ارزش****۱-۲- تعریف مهندسی ارزش :**

مهندسی ارزش، رشته ای علمی است که شامل یک سلسله شیوه های فنی با هدف انجام فعالیتی سازمان یافته و اصولی در جهت تحلیل کارکردهای اقلام، محصولات، تجهیزات، فرایندها و روش های اجرایی به منظور تحقق تمام کارکردهای لازم با کمترین هزینه کلی که نه فقط هزینه مقدماتی بلکه هزینه های بهره برداری، نگهداری و دیگر هزینه های مربوط در سراسر طول عمر مفید محصول یا موضوع طرح را شامل می شود. یکی از نشانه های تحقق یافتگی ارزش را می توان از روی معادله ساده زیر دریافت:

$$I = \frac{V}{C} \quad (\text{Eqn. 1})$$

I : شاخص ارزش

V : کل مبلغ مربوط به انجام کارکرد یا رضایت حاصل شده

C : هزینه پرداخت شده

همانطور که ملاحظه می شود، V و C دوسوی متضاد این معادله را تشکیل می دهند هرچه نسبت فوق یعنی I بزرگتر باشد نشانه بارز تر بودن محصول یا خدمات انجام شده است. این موضوع، چه در مورد یک محصول ساده چه در یک پروژه سرمایه گذاری بزرگ، نشانگر ارزش اندیشی است. افزایش رضایت و برآورد شدن نیازهای خریدار با کمترین هزینه، معرف ارزش خواهد بود

مهندسی ارزش روشی اساسی است که می تواند به تمام رشته ها بپردازد و هیچ چیز از جمله ضرورت وجود یک محصول راقطعی تلقی نمی کند.

**۲-۲- تاریخچه :**

سرچشمه های مهندسی ارزش به مطالعات مربوط به تغییرات انجام شده در تولیدات صنعتی به دنبال کمبود های مواد و مصالح در سالهای جنگ جهانی دوم برمی گردد. اصول عملکرد تاریخی این کار جایگزین سازی مواد و مصالح در طراحی ها بدون از دست دادن کیفیت و کارکرد بوده است.

علم مهندسی ارزش از نخستین روزهای تولدش برای پاسخگویی به نیاز های صنعت و بخشهای دیگر

پیوسته دستخوش اصلاح و تغییر بوده و بر محدود و دامنه کاربردهای آن نیز روز بروز افزوده می شود .

### ۲-۳- فرآیند مهندسی ارزش :

فرآیند مهندسی ارزش، فرآیندی منطقی و ساختار یافته است که در آن از یک گسروه میان رشته ای یا چندرشته ای برای هدف های زیر استفاده می شود :

- ۱- انتخاب پروژه یا محصول مناسب برای تحلیل با توجه به زمان صرف شده برای مطالعه .
  - ۲- نشان دادن و اندازه گیری کردن ارزش جاری (حالت I) یک محصول یا اجزاء تشکیل دهنده آن .
  - ۳- تدوین و ارزیابی گزینه های جدید برای تخمین یا ارتقای کیفیت زمینه های اجزای دارای ارزش کم .
  - ۴- انطباق گزینه های جدید با بهترین راه عملی کردن آنها .
- حمایت مدیریت در آغاز و موفقیت مطالعات مهندسی ارزش اهمیت بسیار زیاد دارد.

### ۲-۴- برنامه کار :

انتخاب پروژه براساس بازده کلی و مصرف یا ارزش برآوردی بوده یا براساس پتانسیل بالای آن برای کاهش هزینه و یا ارتقای کیفیت صورت می گیرد و مراحل مختلف آن عبارتند از :

#### ۲-۴-۱- مرحله اطلاعات : گرد آوری تمام اطلاعات مورد نیاز برای اجرای کار شامل :

مشخصات فنی و نقشه ها- زمان ها - هزینه ها- عمر مطلوب- نگرش ها - نیازها شرایط مدیریت و هرگونه اطلاعات دیگر.

۲-۴-۲- مرحله کارکرد : تحلیل کارکرد، بخش اعظم زمان پیش بینی شده برای مهندسی ارزش را به خود اختصاص می دهد و شامل موارد زیر است :

- شناسایی کارکردها و طبقه بندی به صورت اصلی ، ثانویه ، یا غیر ضروری
- ارتباطات درونی کارکردها
- تهیه نمودار سیستم های تحلیل کارکرد
- مدل های ارزش هزینه
- انتخاب کارکرد های دارای پتانسیل بالا

۲-۴-۳- مرحله خلاقیت: این مرحله شامل تولید انبوهی از نظرات برای راههای جایگزین انجام کارکردهای شناسایی شده دارای پتانسیل بالا در مرحله کارکرد می شود .

طرح نظرات ، باروش های فردی و گروهی ، سیال سازی ذهن به اضافه برخی روشهای دیگر حاصل می شود . هر نظری هر قدر تمسخر آمیز یا عجیب به نظر آید ، بدون هیچگونه تلاشی برای قضاوت درباره توجیه اقتصادی یا هزینه آن در این مرحله ثبت می شود. در این مرحله نیروی عمده صرف این می شود که به این پرسشها پاسخ دهیم که چه چیز دیگری این کار را انجام خواهد داد و چگونه می توانیم کارکردهای ثانوی را حذف کنیم ، اما همچنان کارکردهای اصلی را انجام دهیم .

#### ۲-۴-۴- مرحله تحلیل : فقط از مرحله تحلیل به بعد است که تمام نظرات و اندیشه های مطرح شده در مرحله یا

مراحل پیشین با توجه به معیارهای مورد نظر برای کیفیت کارکرد و قابلیت اطمینان ، در معرض گزینش و غربال کردن قرار می گیرد. نظرات و اندیشه ها را می توان باهم مقایسه ، تفکیک ، اصلاح ، تقویت

یا حذف کرد یا برای رسیدن به مجموعه گزینه های نهایی و فراهم آوردن امکان تحقق کارکرد تماماً منطبق بر مشخصات فنی، به طریقی تغییر داد.

**۲-۴-۵- ارزیابی و توصیه:** ارزیابی گزینه های مرتب شده در قسمت تحلیل گزینه ها به ترتیب درجه مناسب بود نشان و با در نظر گرفتن تمام جنبه ها، انجام و گزینه های انتخابی همراه با ذکر موقعیت کامل مقایسه ای هزینه ها و رتبه بندی فنی، در اختیار مدیریت عالی قرار می گیرند در این مرحله تعداد اندکی از اندیشه ها انتخاب می شوند. زیرا انجام تمام گزینه ها غیر عملی می باشد. یعنی فهرست مرحله قبل به فهرستی خلاصه تر و قابل اجرا تبدیل می شود.

**۲-۴-۶- بازنگری:** نتایج اجرا مخصوصاً در ارتباط با تحقق هزینه مورد نظر و سود های دیگر به منظور امکان بازنگری در روش، ثبت و مجدداً ارزیابی می شود. فرآیند مهندسی ارزش مرحله به مرحله پیگیری می شود. لیکن مهندسی ارزش از لحاظ توالی فعالیت ها یک فرآیند خشک و بی برگشت نیست، این فرآیند در واقعیت یک فرآیند حرفه ای است. نقش گروه طراحی در کار بست موفقیت آمیز این فرآیند جنبه ای حیاتی دارد. در همین مرحله است که پایدارترین فرصت ها برای عملی کردن روش های فنی و پراهمیت تحلیل، ارزش پیش می آید.

### ۳- دستاورد های مهندسی ارزش در اجرای طرح ملی گاوشان

با توجه به اختلاف زمانی بین مطالعات مرحله اول و دوم به لحاظ گذشت زمان و بروز برخی شرایط جدید در طرح از قبیل اجرای مطالعات تکمیلی، بدست آمدن برخی آمار و اطلاعات جدید و به روز شده و همچنین مشاهدات حین اجرا، لزوم انجام فن آوری مهندسی ارزش در مرحله اجرای طرح به عنوان یک ضرورت مدنظر دست اندر کاران طرح ملی گاوشان قرار گرفت. مشاهده و بررسی زوایای مختلف طرح، مطالعه و تحقیق در اصلاح شرایط کار و اجزاء پروژه ها و نیز بررسی دقیق روش های اجرا در دستور کار دست اندر کاران طرح قرار گرفت و بر این اساس با اخذ پیشنهادات واصله از سوی هریک از افراد یا سازمانهای دست اندر کار، بابرقراری جلسات کارشناسی و در صورت لزوم تهیه نقشه ها و گزارشهای لازم نسبت به بررسی موضوعات پیشنهادی اقدام گردیده است نتایج مثبت حاصل از بررسی ها پس از تأیید مؤلفین طرح، جهت کارفرما ارسال و پس از تصویب اجرا شده است. نقش تک تک عوامل کارفرما، مشاور و پیمانکار در اجرای این بازنگری ها و تحقق کاربست مهندسی ارزش قابل توجه بوده است بنحوی که عملکرد بجا و موقوع هریک سبب شد فرآیند مهندسی ارزش در مجموعه بصورت روان انجام گرفته و بعنوان یک رویه منطقی در سیستم پذیرفته شود.

عامل کارفرما بعنوان متولی و صاحب کار نقش بسیار اساسی و مهمی در مهندسی ارزش داشته است. خواست کارفرما در جهت بهینه کردن طرح به لحاظ هزینه و زمان از اهم مسائل بوده و همچنین هدایت مجموعه در راستای خواست منطقی خود باعث تضمین اجرای تغییرات یاد شده گردیده است.

دستگاه مشاور و نظارت بعنوان طراح و ارائه دهنده طرح نقش مهمی در بررسی شرایط و انتخاب گزینه های مختلف و مقایسه آن با اهداف طرح و انطباق آن با سایر اجزاء طرح داشته است و انعطاف او در برابر تغییرات، زمینه ساز آغاز فرآیند مهندسی ارزش گردید.

در نهایت آمادگی پیمانکار برای اجرای بموقع تغییرات و هماهنگی با مشاور و کارفرما باعث اجرای تغییرات و تکمیل چرخه مهندسی ارزش طرح بوده است.

عمده مواردی که تا کنون در مرحله اجرای طرح ملی گاوشان تحت فرآیند مهندسی ارزش مورد مطالعه، تأیید و تصویب قرار گرفته و اجرا شده اند شامل عناوین اصلی زیر می باشند:



البته موارد دیگری وجود دارند که بعلاوه کوچکتر بودن ذکر نمی شوند. همچنین از مواردی که در مرحله بررسی و یا تصویب مؤلف طرح و یا کارفرما قابل قبول واقع نگردیده اند، صرف نظر می گردند.

### ۳-۱- خلاصه گزارش اعمال مهندسی ارزش در تغییر روش اجرای ناحیه تحت فشار تونل انتقال آب گاوشان :

تونل انتقال آب گاوشان از دو قسمت تحت فشار و جریان آزاد تشکیل شده است. قسمت تحت فشار دارای طول ۷/۷۴۷ کیلومتر با شیب منفی و قسمت جریان آزاد با شیب مثبت و به طول حدود ۱۲/۴۳۳ کیلومتر است.

در پایان مطالعات مرحله اول طرح و پس از بررسی گزینه ها و روش های مختلف اجرا، تونلی با مسیر شکسته و باروش حفاری ترکیبی از مکانیزه و دستی (کله گاوی و انفجاری) برای ادامه مطالعات پیشنهاد گردید.

ولی کارفرما وقت تأکید بر استفاده از ماشین حفار (TBM) داشته که براین اساس و با اطلاعات مرحله اول و بدون مطالعات ژئوتکنیکی کافی و کامل، اسناد مناقصه تهیه شد.

مطالعات مرحله دوم همزمان با عملیات اجرایی تونل انتقال آغاز گردید و از یافته های حفاری، مهمترین نتایج مربوط به، سری گمانه های شماره GT24 بوده که شامل گمانه های GT24A، GT24-1 و GT24-2 می باشد. باحفر این گمانه ها یک شکاف به عمق حدود ۹۰ متر و عرض حدود ۲ متر که دارای یک سفره آب تحت فشار نیز بوده شناسایی گردید. پس از اتمام حفاری های ژئوتکنیک، گمانه GT24-A تبدیل به یک گمانه آرتزینی گردیده که در زمان برخورد به شکاف، فشاری حدود ۲۵ اتمسفر و دبی حدود ۳۳ لیتر در ثانیه داشت بعد از حدود ۲ هفته فشار آب به ۱۳ اتمسفر تقلیل یافت. آب خروجی از گمانه نیز به حدود ۱۷ الی ۲۰ لیتر در ثانیه کاهش یافته و خروج آب از گمانه هم چنان ادامه دارد. طبق بررسی های انجام شده ظرفیت حجم آبخوان این محدوده ۱/۸ میلیون مترمکعب در سال بوده که حدود ۰/۸ میلیون مترمکعب آن از بستر رودخانه سورسور از طریق چشمه موجود خارج می شود.

### ( Shield TBM )

با توجه به اطلاعات حاصل از حفر سری گمانه های GT-24 و مشکلات ماشین حفار سپردار

برای عبور از زون گسله سربناو که امکان صدمه و یا حتی دفن ماشین را به وجود می آورد، در روش اجرای تونل انتقال در محدوده تحت فشار بازنگری ویژه ای انجام گرفت. برای مقابله با این مشکلات دو گزینه اصلی مطالعه شد.

### ۳-۱-۱- گزینه اول : حفر چاههای زهکش و پمپاژ آب از آبخوان ها بود، در این روش قبل از رسیدن ماشین حفار سپردار به

زون مورد نظر، ابتدا ۳ حلقه گمانه هریک به قطر ۵/۷ اینچ تا عمق ۱۸۰ متری حفاری می شود. سپس گمانه های مذکور تا قطر ۱۶ اینچ گشاد می گردند. در داخل هریک از چاه ها لوله های جداره ۱۴ اینچ از نوع ساده و مشبک نصب شده و با پمپ توربینی اقدام به تخلیه آبهای زیرزمینی خواهد شد. با پمپاژ آب، حجم آب محصور شده کاهش یافته و از فشار آن نیز کاسته می شود و سپس ماشین حفار سپردار از این زون عبور می کند.

### ۳-۱-۲- گزینه دوم : حفر تونل های دسترسی ( که نهایتاً منجر به طرح روش اجرای جدید شد ) با توجه به پیچیدگی

زمین شناسی و وضعیت آبخوان محدوده گسله سربناو و اطلاعات محدود حاصل از نتایج عملیات اکتشافی و به منظور کاستن مخاطرات و عدم امکان پذیرش ریسک توقف طرح در اثر هجوم آب و وارد آمدن خسارت و یا دفن ماشین حفار سپردار، تغییر روش اجرا مورد بازنگری قرار گرفت. در این بازنگری احداث دو تونل دسترسی سربناو و کچله در نزدیکی زون های خرده شده مذکور مورد بررسی قرار گرفت.

با احداث دو تونل دسترسی فوق و تونل دسترسی هلنوشان که در حال حفاری می باشد و جبهه ورودی کلا ۶ جبهه کاری ایجاد می شود.

که طول هریک بین ۲۵۳ الی ۱۶۱۵ متر متغیر خواهد بود. در محدوده های خرد شده و آبدار قبل از حفاری، گمانه های پیشرو حفر خواهد گردید. با حفر این گمانه نه تنها اطلاعات دقیق تر راجع به وضعیت سنگ بدست می آید بلکه مقدار قابل توجهی از آب های زیر زمینی تخلیه شده و سهولت عملیات اجرایی فراهم می گردد

### ۳-۱-۳- مقایسه گزینه ها:

در برآورد ها مشخص گردید، هزینه های اجرایی گزینه دوم حدود ۶۲۲۰ میلیون ریال کمتر از گزینه اول می باشد. عامل مهم بعدی برای مقایسه دو گزینه، زمان عملیات اجرایی می باشد. حفاری و انجام پوشش داخلی تونل با ماشین حفار سپردار همچنین زمانهای مربوط به حمل دریایی، ترخیص، مونتاژ و راه اندازی آزمایشی همچنین بتن ریزی در جای ۴۹۲ متر اول تونل که قبلاً به روش دستی حفاری شده جمعاً ۴۸ ماه طول خواهد کشید تا این قسمت از تونل انتقال آماده بهره برداری شود. در گزینه دوم، طبق بررسی های انجام شده در بحرانی ترین و طولی ترین مسیر از لحاظ زمان برای حفاری و بتن ریزی با فرض ۲ ماه برای تجهیز کارگاه و ۲ ماه برای حفاری و پرتال تونل دسترسی، مجموعاً پس از ۳۶ ماه عملیات اجرایی تونل دسترسی و انتقال به پایان می رسد.

در مقایسه فنی بین دو گزینه می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- بلااستفاده ماندن ماشین حفار سپردار در گزینه دوم ولی به لحاظ وجود پروژه های دیگر انتقال آب، از این دستگاه در طرح های یادشده استفاده خواهد شد.
- پارامتر های اجرایی گزینه اول بطور کامل در اختیار پیمانکار طرح نمی باشد
- پیمانکار طرح سابقه احداث کارخانه و تولید سگمنت های مورد نیاز طرح رانداشته و باتوجه به دقت لازمه طبق مشخصات فنی برای نصب سگمنت ها و پر کردن حفره هایی که محل اتصال سگمنت ها به یکدیگر می باشد، اجرای طرح با مشکلات بیشتری روبرو خواهد بود.
- در روش پیشنهادی دوم، اگر در هریک از جبهه های حفاری مشکلی پیش بینی نشده رخ دهد، فقط یک جبهه موقتاً متوقف شده و حفاری ها از جبهه های دیگر قابل جبران خواهد بود. در صورتی که هنگام حفاری ها با ماشین حفار سپردار اگر مشکلی بروز پیدا کند و یا در خط تولید حمل و نصب سگمنت ها اختلالی پیش آید، کل عملیات اجرایی در این قسمت متوقف خواهد شد.
- از مزایای مهم دیگر گزینه دوم، سهولت تهیه تونل انتقال بدلیل وجود جبهه های مختلف می باشد.
- بدلیل تعدد جبهه های کاری در گزینه دوم، بکارگیری نیروی انسانی از منطقه بیشتر خواهد بود.
- حفاری با ماشین حفار سپردار نیاز به فن آوری پیشرفته و پرسنل کارآموده و باتجربه خواهد داشت. هم چنین بدلیل متکی بودن دستگاه به خارج از کشور برای قطعات یدکی پشتیبانی ارزی قابل توجهی مورد نیاز می باشد.
- در گزینه اول عملیات مورد لزوم حفاری چاه ها و تخلیه آبهای زیرزمینی در فهرست بهای قرارداد وجود نداشته و بنابراین جزو آئیم های جدید محسوب می شدند ولی در گزینه دوم تمامی ردیف های عملیات اجرایی در قرارداد پیمانکار وجود دارد.

### ۳-۱-۴- ارزیابی نتایج

سرانجام طی نشست های مختلف متعدد با کارشناسان کارفرما و مشاور پس از بررسی تمامی جوانب هر دو گزینه و در نظر گرفتن صرفه جویی های ریالی و زمانی، برتری های فنی، سهولت عملیات اجرایی، اشتغال زایی بیشتر گزینه دوم مورد تایید و تصویب کارفرما قرار گرفته و به پیمانکار طرح ابلاغ گردید.

### ۲-۲-۳- خلاصه گزارش اعمال مهندسی ارزش در طرح پی سنگی سد گاوشان با توجه به مشاهدات حین اجرا

#### ۲-۲-۳-۱- کلیات :

سد گاوشان از نوع سد سنگریزه ای با هسته رسی قائم می باشد که در مجموع حدود ۱۰/۵ میلیون متر مکعب خاکریزی از مصالح هسته ، فیلتر، زهکش ، لایه انتقالی ، سنگریز و سنگ چین پیش بینی شده است.

#### ۲-۲-۳-۲- مشخصات فنی طرح

ساختگاه سد گاوشان بر روی سنگهایی از جنس شیست، اسپلیت و سنگ آهک می باشد .

شیب شیروانی پوسته سنگریز بالادست از رقوم ۱۵۵۱ متر ( رقوم تاج سد ) با شیب ۱ عمودی به ۲/۲ افقی به سکوئی که تاج فرازبند ، جزئی از آن را تشکیل میدهد ( در رقوم ۱۴۶۸ متر ) متصل میگردد. از انتهای این سکو تا سنگ پی ، شیب بدنه یک عمودی به ۲/۲ افقی می باشد. در تراز ۱۴۴۷ متر ( تراز تاج پیش فرازبند ) سکوئی در نظر گرفته شده که از پر کردن فضای بین فرازبند و پیش فرازبند تامین می شود .

شیب شیروانی پوسته سنگریز پایین دست با شیب یک عمودی به ۱/۶۵ افقی از رقوم ۱۵۵۱ متر در تاج آغاز شده و تارقوم ۱۵۸۱ متر ادامه می یابد. از رقوم ۱۵۱۸ متر تا برخورد به سنگ کف سالم در انتهای پایین دست بدنه ، شیب پوسته یک عمودی به ۱/۹ افقی است .

نقشه های سنگ سالم در مرحله مطالعات ( نقشه های ایزوپک ) براساس اطلاعات حاصله از گمانه های حفاری شده و ساختگاه سد تهیه می شوند این نقشه ها در بهترین حالت نمی توانند صد باطبیعت سنگ انطباق داشته باشند . زیرا اینگونه نقشه ها، براساس تفسیر مغزه های حفاری و نتایج آزمایشات آزمایشگاهی که به صورت نمونه گیری تصادفی از مغزه ها انجام گردیده و در نهایت منجر به تعیین چند رقوم در سطح سنگ شده ، ترسیم و طراحی گردیده اند .

#### ۲-۲-۳-۳- ارزیابی هابرسی ها :

با برداشت دوباره آبرفت و سنگ هوازده و رسیدن به سنگ سالم و با بازدیدهای مکرر و بررسی هایی که توسط مؤلفین طرح به همراه دستگاه نظارت در معیت نمایندگان کارفرما و پیمانکار از ساختگاه بعمل آمد، رقوم واقعی سنگ سالم براساس مشخصات فنی طرح و حفظ پایداری ، امنیت بدنه سد و معیارها و ضوابط جاری جهانی تدقیق گردید بدون آنکه صرفاً به نقشه های فاز ۲ مراجعه شود . با تدقیق پی سنگی طرح و براساس برداشتهای زمین سطحی و محاسبات بعمل آمده حدود ۲۷۳ هزار متر مکعب از حفاری های سنگ پی و متناسب با آن از احجام بخشهای مختلف بدنه سد کاسته شده که در نتیجه حدود ۸۳۰۰ میلیون ریال صرفه جویی در هزینه های اجرائی طرح در برداشته و مدت ۹ ماه در کاهش زمان اجرائی این قسمت تأثیر گذاشته است . در ضمن سهولت اجرای پی در تراز بالاتر بعثت کاهش مشکلات اجرائی فراهم گردید .

### ۳-۳- خلاصه گزارش اعمال مهندسی ارزش در بهینه سازی سیستم تحکیم موقت تونل انتقال حین اجرا

#### ۳-۳-۱- کلیات :

با در نظر گرفتن این نکته که در پایان مطالعات فاز ۲ اطلاعات جمع آوری شده در دست طراح محدود بوده طبعاً طراح تحکیمات به تیپ گونه و کلی بوده و در حین اجراء با توجه به تکمیل اطلاعات و برخورد با شرایط واقعی توده سنگ جداره تونل ، لزوم بازنگری و بهینه نمودن الزامی خواهد بود . لذا انتخاب بهترین روش و برنامه ریزی برای انجام عملیات تحکیم به منظور نیل به هدف کاهش هزینه همراه با رعایت ایمنی و کیفیت کار ضروری بنظر میرسد .

### ۳-۲- مقایسه هزینه تحکیمات اجرا شده نسبت به هزینه تحکیمات طرح اولیه .

بکارگیری اطلاعات حین اجرا از نظر اعمال تغییرات احتمالی در طراحی وهم از نظر میزان آگاهی از منابع طرح زمانی بسیار مناسب است . این مورد یکی از اصول مهم مهندسی ارزش می باشد که در مورد مسائل مرتبط با مهندسی تونل کاملاً صادق است . این مسئله ، اصل اساسی در روش جدید تونل زنی اتریشی (NATM) است که طراحی همزمان با پیشروی تونل با مشاهده وضعیت واقعی توده سنگ را بیان می کند .

در تونل انتقال آب گاووشان سعی شده است که NATM تا حد امکان با امکانات موجود اجراء شود .

### جدول مقایسه هزینه های تحکیم

تونل	میزان اجرا شده (متر)	هزینه مطابق طرح (میلیون ریال)	هزینه اجرا شده (میلیون ریال)	تفاوت هزینه ها (میلیون ریال)
ورودی انتقال	۹۶۷	۱۷۹۷/۸	۶۹۲/۸	۱۱۰۵/۴
دسترسی کچله	۴۹۸	۲۴۹۸	۱۸۸/۹	۲۳۰۹/۱
دسترسی هلتوشان	۱۰۷۰	۲۱۰۳/۶	۱۳۳۰/۸	۷۷۲/۸
دسترسی توانکش	۴۷۴	۲۰۵۷/۲	۲۸۵۷/۳	-۸۰۰/۱
خروجی انتقال	۲۷۸۲	۲۴۲۶/۸	۲۴۶/۸	۲۱۸۰
جمع کل	۵۸۵۰	۱۰۸۸۳/۴	۵۳۱۶/۶	۵۵۶۶/۹

- بر مبنای نتایج طبقه بندی مهندسی سنگ ، طرح نگهداری موقت تونل انتقال و تونلهای دسترسی گاووشان محاسبه شد و مشخص گردید که طرح اولیه نگهداری موقت تونل را می توان تا میزان زیادی تقلیل داد .

- با توجه به پارامترهای معادل محاسبه شده برای توده سنگ با استفاده از مطالعات تکمیلی ، تحلیل عددی توسط نرم افزار FLAC انجام گرفت و این اطمینان کسب شد که سیستم تحکیمات استفاده شده در تونلهای ورودی و خروجی انتقال و دسترسی کچله پایداری تونل را تضمین می کند و بیانگر کافی بودن تحکیمات می باشد . اما در ناحیه تونل انتقال از طریق دسترسی توانکش با توجه به جابجایی های روی داده مجبوره افزایش سیستم تحکیمات نسبت به طرح ، برای توقف جابجایی ها بوده است .

### ۳-۳- ارزیابی نتایج:

باملاحظه نتایج حاصله از جدول مشخص می شود که با تشکیل تیم کاری مرکب از کارشناسان مربوط به زمین شناسی ، مکانیک سنگ و . . و انجام این روش تاکنون بیش از ۵/۵ میلیارد ریال صرفه جوئی هزینه ، در ۱۴ درصد انجام شده از پروژه تونل انتقال آب گاووشان ، توسط این روش حاصل شده است و این کاهش هزینه طبعاً زمان اجرای پروژه را نیز به میزان قابل توجهی پایین آورده است . تمام این کاهش هزینه و زمان بدون کاستن از کیفیت کار صورت گرفته است . در حقیقت اصل تأمین ایمنی لازم با وجود صرفه جوئی هزینه ، کاملاً رعایت گردیده است .

و شناخت کلی آن ، قابل پیش بینی خواهد بود که در ۸۶ درصد باقی مانده مسیر تونل انتقال و دسترسی ها همان روند کاهش از مقادیر تحکیمات پیش بینی طرح ادامه داشته و در نتیجه آن تقریباً مبلغ ۴۳ میلیارد ریال کاهش دور از انتظار خواهد بود . این رقم نسبت به رقم کل قرارداد تونل انتقال حدود ۱۷ درصد میباشد .

با توجه به برنامه زمانبندی مصوب پروژه تونل انتقال اینمقدار کاهش در مبلغ ریالی پروژه باعث کوتاه نمودن زمان پروژه به میزان ۱۴ ماه خواهد شد که با در نظر گرفتن این کاهش زمان و تعدیل به میزان قابل توجهی صرفه جویی در هزینه های طرح را در پی خواهد داشت .

- باتوجه به اینکه طرح تحکیمات ارائه شده براساس نتایج مطالعات فاز ۲ بوده که تماماً شامل برداشتهای سطح الارضی و حفاری گمانه های محدود در بستر تونل و... که محدودیت های زمانی ، مطالعاتی و حتی بودجه ای خاص خود را داشته است ، کاملاً ضروری و منطقی است که در فاز ۳ و زمان اجراء با مشاهده وضعیت واقعی شرایط ساختاری سنگ و دیگر عوامل تأثیر گذار ، طراحی مذکور در راستای بهینه نمودن طرح و کاهش هزینه های اضافی و غیر ضروری و نیز کم شدن زمان اجراء و به بهره برداری رسیدن پروژه در زمان کوتاه تر اقدام نمود .

### ۳-۴- خلاصه گزارش اعمال مهندسی ارزش در تغییر ساختار فزاینده سد گاوشان

#### ۳-۴-۱- مقدمه :

احداث فزاینده در اجرای سدهای خاکی بواسطه قرارگیری آن در تجهیز ثانویه و زمان بندی طرح و مسیر بحرانی پروژه از مشکلاتی است که عمدتاً موجب افزایش زمان اجرای طرحها می گردد . تهیه مصالح مورد نیاز باتوجه به همزمانی آن بانصب دستگاههای سنگ شکن - تجهیز ماشین آلات - تهیه مصالح - انجام آزمایشهای کارگاهی جهت تأمین کمی و کیفی معادن و تأیید نهایی آن و همچنین زمان بری تملیک اراضی و معادن بواسطه لزوم هماهنگی با ادارات و سازمانهای مختلف از جمله مواردی است که در ابتدای هر پروژه عوامل پروژه را بخود مشغول می دارد . با توجه به این امر در جهت تسریع در عملیات اجرای بدنه سد گاوشان ، مجموعه اجرائی طرح بر آن شد که در ساختار و چگونگی احداث فزاینده ، کلیه جوانب طرح را مجدداً بررسی و بازبینی و تجزیه و تحلیل نماید و ضمن تأمین کلیه معیارهای طراحی فزاینده و تأیید مؤلف طرح ، عملیات احداث فزاینده در سال اول شروع عملیات اجرایی به پایان برسد . که این امر جدا از کاهش بار مالی ، از نظر زمانی موجب گردید عملیات اجرایی بدنه سد هر چه سریعتر آغاز گردد . قابل ذکر است کاهش دبی رودخانه گاو رود در طی مدت اجرای فزاینده که در چند سال گذشته بی سابقه بوده است ، کمک شایان توجهی در اجرای طرح نمود و موجب کاهش نشست آب به محدوده گودبرداری گردید .

#### ۳-۴-۲- طرح اولیه:

در طرح اولیه و نقشه های فاز ۲ موارد ذیل در طراحی فزاینده در نظر گرفته شده بود :

- ۱- احداث پیش فزاینده به ارتفاع ۷ متر بر روی مصالح آبرفتی رودخانه .
- ۲- احداث (Cut off wall) به طول ۱۵۷ متر و به عرض ۶۰ سانتی متر و حداکثر عمق ۱۳ متر
- ۳- اجرای ۵۸۰/۰۰۰ متر مکعب خاکریزی از مصالح پوسته ، رس ، فیلتر و زهکش
- ۴- خاکریزی حد فاصل پیش فزاینده از مصالح و حمل از حفاری جناحین . (Random fill)

#### ۳-۴-۳- طرح بازنگری و اجراء شده:

عملیات گودبرداری در آبرفت رودخانه تاسطح سنگ سالم انجام پذیرفت و سپس در محل برخورد شیب خاکریزی فزاینده به سطح سنگ در بستر رودخانه و در عمیق ترین نقطه حفاری شده پی ، یک دیوار بتنی به عرض ۲ متر و ارتفاع حداکثر ۱۵ متر که نیم متر آن در سنگ کف قرار گرفت و جهت تأمین آب بندی کامل و به حداقل رساندن تراوش آب علی الخصوص در محل اتصال دیواره و سنگ کف یک لایه رس به ضخامت ۲ متر از مصالح ریزدانه حاصل از حفاری بدنه سد و با نفوذ پذیری  $10^{-7}$  cm/sec اجرا گردید .



پس از انجام آزمایشهای لازم بر روی خاکریز آزمایشی سنگریز و همزمان با احداث دیواره بتنی، خاکریزی در بالادست دیواره با مصالح Random Fill و در پایین دست دیواره از مصالح سنگریز اجرا گردید.

جهت تامین آب بندی شیب بالادست فرازبند از مصالح ریزدانه حاصل از حفاری جناحین سد با نفوذپذیری  $cm/sec$   $10^{-3}$  -  $10^{-5}$  استفاده گردید و بر روی آن Rip Rap به ضخامت نیم متر در طرح در نظر گرفته شده است.

### ۳-۴-۴- نتایج :

نتایج حاصل از این تغییرات ضمن تامین پارامترهای طراحی در سه قسمت بررسی و قابل توجه بوده است :

الف - سهولت در عملیات اجرایی :

۱- حذف هسته رسی در فرازبند به حجم حدود ۴۴۰۰۰ متر مکعب (با توجه به مشکلات اولیه تملک و استحصال مصالح رس در منطقه

۲- حذف Cut Off Wall در پیش فرازبند بطول حدود ۱۵۷ متر.

۳- تامین آب بندی کامل پی با احداث دیواره بتنی و اجرای لایه رسی بالادست آن.

۴- افزایش راندمان خاکریزی بدلیل حذف هسته رسی، فیلترها و زهکش.

ب- کاهش بار مالی :

تغییرات بعمل آمده در طرح فرازبند و آبنندی آن موجب کاهش بار مالی بشرح ذیل گردیده است :

۱- هزینه کلی احداث فرازبند با توجه به نقشه های فاز ۲ طرح ۱۲۶۸۰ میلیون ریال.

۲- هزینه کلی احداث فرازبند با توجه به طرح جدید ۱۰۴۸۰ میلیون ریال.

۳- کاهش بار مالی ناشی از تغییرات انجام یافته ۲۲۰۰ میلیون ریال.

ج - کاهش زمان ناشی از تغییرات :

۱- کاهش زمان ناشی از حذف Cut Off Wall به مدت حداقل ۹ ماه با توجه به تجهیز کارگاه، مراحل انعقاد قرارداد و مشخص شدن پیمانکار مربوطه.

۲- شروع خاکریزی فرازبند در فصل زمستان در طرح اولیه و طول مدت یخبندان در منطقه و مشکلات ناشی از عدم امکان خاکریزی مصالح ریزدانه به مدت ۳ ماه.

۳- کاهش زمان بری کل این قسمت در طرح به مدت حداقل یکسال

البته در این میان تأثیر کاهش زمان بر بار مالی و در نهایت استحصال زودتر ۳۲۰ میلیون متر مکعب آورد سالانه گاو رود از دیگر نتایج تغییرات انجام یافته خواهد بود.

### ۳-۵- خلاصه گزارش اعمال مهندسی ارزش در بازنگری و تغییر مسیر تونل انتقال آب در ناحیه تونل دسترسی

#### توانکش حین اجرا :

مشکلات بوجود آمده در حین حفاری تونل دسترسی توانکش :

تونل دسترسی توانکش در کیلومتر ۱+۰۸۲ به زون گسله ای برخورد کرد که امتداد گسله اصلی گمانه GT16A می باشد که در نقشه زمین شناسی سطح الارضی نیز بخوبی مشاهده می گردد.

در این محل پس از شکست تونل و تخلیه مخزن آب، جریان آبی با دبی ۸ تا ۱۱ لیتر در ثانیه به درون تونل هجوم آورد که در ارتباط با آن حدود ۸۶ متر از طول تونل را آب فرا گرفته و در پی آن مصالح سقف تونل ریزش نمود. محدوده ای که ریزش در آن اتفاق افتاد از سنگ های شدیداً آتره شده تشکیل یافته است.

در پی باز شدن مجاری و نفوذ آب، حجم زیادی از مصالح ناپایدار سقف و سینه کار نیز به درون تونل سرریز گردید و با وجود این آب شرایط بقدری حساس شد که بابر داشتن هر میزان از مصالح ریزشی باز هم مصالح ریزشی از سقف جانشین آن می گردید.

### ۳-۵-۲- ارزیابی نتایج :

در نتیجه انجام فرآیند مهندسی ارزش، طرح جابجائی محل تقاطع این تونل با تونل انتقال آب پیشنهاد گردید. مطابق این طرح محل تقاطع انتقال آب با تونل دسترسی توانکش از ۱۳۰+۱ به ۶۷+۱ تغییر یافت. دلایل برتری طرح تغییر مسیر تونل انتقال آب:

- با توجه به تغییر محل تقاطع تونل انتقال و دسترسی، حدود ۶۳ متر از طول تونل دسترسی کوتاه گردید.
- اگرچه تا کیلومتر ۱+۰۸۲ تونل دسترسی قبلاً حفاری گردیده بود ولیکن بازهم حدود ۴۸ متر از این تونل کوتاه گردید که بالطبع صرفه های اقتصادی بالایی را به لحاظ عملیات اجرایی در پی داشت.
- با کوتاه شدن مسیر تونل دسترسی و قرار گیری محل تقاطع قبل از گسله، مشکلات خاص عبور از این زون مانند پلاگ کردن، تزریق صدها تن سیمان و ملات-ایجاد و نصب زهکشها، برداشت و تخریب دیوار و پیشروی همراه با تحکیمات کامل به لحاظ مالی و زمانی صرفه زیادی داشته است.
- با تغییر مسیر تونل انتقال ادامه گسله که قبلاً یکبار در تونل انتقال به سمت خروجی باید از آن عبور نمود، حذف شده و حفاری به سمت خروجی در بستی امن تر ادامه یافت.
- با تغییر مسیر، گسله فوق یکبار و آنهم در ابتدای حفاری در تونل انتقال به سمت ورودی قطع گردید.
- با ایجاد تغییر مسیر در تونل انتقال در محل تقاطع و جابجائی آن در امتداد محور توانکش از محور وجود هیچگونه افزایش محسوسی در طول تونل انتقال بوجود نخواهد آمد.
- با توجه به بحرانی بودن ریزش در کیلومتر ۱+۰۸۲ که عملاً عملیات پیشروی را مختل و غیر ممکن ساخته بود و بعد از چندین ماه توقف، امکان عبور از آن مسیر نگردید. لذا تحویل سینه کار آماده پیشروی تونل به پیمانکار جدید طرح خود از اهمیت فوق العاده ای برخوردار بود.
- آنالیز هزینه های مختلف هر دوروش نشان میدهد که روش پیشنهادی دارای بیش از ۳۰۰ میلیون ریال کاهش در هزینه نسبت به طرح قبلی بود.
- لذا با جمع بندی نتایج پس از تصویب کارفرما، تغییر مسیر به مورد اجرا گذاشته شد.

### ۳-۶- جمع بندی :

بحث استفاده از فن آوری مهندسی ارزش جزء لاینفک پروژه های مهندسی و بخصوص پروژه های سد سازی بوده که بازنگری طرح در هر مرحله از اجرای آن ضروری می باشد.

در طرح سد و تونل گاوشان با تشکیل تیم مهندسی ارزش موجبات بهینه شدن اجزاء طرح فراهم گردیده است که با تشکیل جلسات کارشناسی متعدد، پیشنهادات رسیده مورد بررسی و تدقیق قرار گرفته و آن موارد که به لحاظ فنی و اقتصادی توجیه پذیر بوده اند، بازنگری شده اند که حاصل این اقدامات صرفه جویی های مالی بالغ

۷۰،۰۰۰ میلیون ریال بوده است که البته برخی از مبالغ مذکور مربوط به تغییرات در طراحی هایی است که توسط همین تیم مهندسی ارزش عنوان و بررسی گردید ولی به لحاظ موضوع در قسمت مهندسی ارزش در طراحی ها آورده خواهد شد . علاوه بر هزینه ، صرفه جویی های زمانی نیز به میزان چندین ماه در اجرای هریک از اجزاء پروژه ایجاد گردیده و یا توانسته از تأخیرات احتمالی در اجرای طرح بکاهد .

### نتیجه گیری و پیشنهاد :

امکانات بالقوه کاربست تحلیل ارزش در اجرای سازه ها و خصوصاً سدسازی فراوان است و بی شک با توجه به مزایای استفاده از مهندسی ارزش در اجرای پروژه ها و توانایی بالقوه آن در کاهش هزینه ها و با توجه به محدودیت منابع برای اجرای پروژه ها، این فن آوری وزمینه های اجرای آن باید در مصدر وظایف مسئولین امر قرار گیرد .

با توجه به محدودیتهای موجود در فاز مطالعات برای کسب اطلاعات مورد نیاز طراحی سد و تأسیسات وابسته، در مرحله اجرا با شناخت بیشتر و افزایش اطلاعات و یکار بستن فن آوری مهندسی ارزش می توان ضمن رعایت ضوابط فنی و نیازهای اصولی ، طرح را به سوی بهینه شدن سوق داد و این امر به منزله ضعف در مطالعات مشاور نمی باشد .

آگاهی و پذیرش طراحان و مهندس مشاور با توجه به نقش مهم گروه طراحی در کاربست موفقیت آمیز مهندسی ارزش ، جنبه ای حیاتی دارد . اعضای گروه طراحی بدون آگاهی از این فن آوری و علل کاربست آن، ممکن است شرایط و ضرورت های مهندسی ارزش را تحمیل به خود و همچنین توهینی به صلاحیت و مقام تخصصی خویش تلقی کنند . ناپاوری ، عدم آگاهی و عدم پذیرش کارفرما با تصور آنکه تغییرات حاصل برای بهبود ارزش نتیجه عدم دقت یا کافی نبودن مطالعات مهندس مشاور است ، می تواند اصلی ترین مانع در انجام موفق مهندسی ارزش باشد . لذا موفقیت مهندسی ارزش مستلزم آگاهی و پشتیبانی فعالانه کارفرما ، در نظر گرفتن انگیزه های تشویقی برای مشاور و پیمانکار و قبول هزینه های مربوط است .

آمارهای جهانی حاکی است بازده مهندسی ارزش به نسبت سرمایه گذاری از حدود ۱ تا ۲۰ به ۱ بوده است و در عوض حدود ۱۵ تا ۲۵ درصد از هزینه کل کاهش می یابد .

با توجه به اینکه بیشترین موارد کاربست روش های فنی مهندسی ارزش در مرحله اجراء می باشد ، عدم آگاهی و اعتقاد پیمانکار به این فرآیند و نداشتن انگیزه لازم برای مشارکت در آن می تواند موجب مشکلات باز دارنده از تحقق نتایج مهندسی ارزش شود . لذا پیش بینی انجام مهندسی ارزش در دوره اجرای طرح های عمرانی و ساختمانی و صنعتی و اهرم های تشویقی برای انجام مهندسی ارزش و کاربست نتایج آن بمنظور بهبود کیفیت ، کاهش هزینه ها و زمان اجراء ، در موفقیت این فرآیند حائز اهمیت است .

در کاربست مهندسی ارزش ، حفظ زمان برای بازنگری و اعمال تغییرات خصوصاً در صنعت سد سازی که در فصول مختلف سال برنامه ریزی های مناسب را می طلبد ضروری بوده ، لذا اعمال مدیریت صحیح و تصمیم گیری های بموقع کارفرما و وجود انگیزه در سازمانهای اجرایی دست اندر کار طرح در تحقق بموقع این کار نقش بسزایی دارد

از سوی دیگر آمادگی کاربست این فن آوری به لحاظ انگیزشی در حال حاضر در کشور وجود ندارد . زیرا انجام مهندسی ارزش برای سازمانهای دست اندر کار مستلزم صرف هزینه هایی خواهد بود که در قوانین فعلی ، مشاور و پیمانکار با انجام این فن آوری بدلیل هزینه بیشتر کارشناسی و تقلیل مقادیر کاری دچار کاهش درآمد میشوند و کارفرما ی طرح بعنوان متولی طرح هزینه کمتری برای اجرای طرح خواهد پرداخت .

لذا در این برهه زمانی جادارد مسئولین امر با شروع بحث فرهنگی موضوع و رفع موانع اداری ، ضمن ایجاد سیستم انگیزشی برای دست اندر کاران طرح ها ، از منافی که در اثر استفاده از این فن آوری عاید می شود کشور را بهره مند سازند .

# بهینه‌سازی مطالعه و اجرای سد در ایران

مسعود نصیری<sup>۱</sup>

سعید سعیدی<sup>۲</sup>

## چکیده:

با شناسایی چالش‌های عمده صنعت سدسازی ایران از قبیل:

- فرارفتن هزینه و مدت ساخت از برآوردها و برنامه‌های اولیه در بسیاری از سدها،
- همگام نبودن اجرای بخش‌های لازم برای بهره‌برداری همه‌جانبه از سدها پس از تکمیل ساخت،
- برخی نارسایی‌ها در توجیه‌پذیری فنی و اقتصادی سدها و لذا وقوع وقفه‌های ناخواسته در اجرا،
- کمبود بودجه در اجرا و گرایش شتابزده به جلب سرمایه‌گذاری خارجی،
- کاهش تدریجی سایت‌های با ارجحیت‌های بالا،
- غفلت از بهره‌گیری کامل از تاسیسات موجود از طریق اجرای طرح‌های بهسازی و توسعه،
- و با اشاره به برخی تجارب موفق در مطالعه و اجرای سدهای اخیر، راهکارهایی برای بهبود وضعیت سدسازی ارائه شده است.

- حسب ارتباط مسائل با سیاست‌گذار، کارفرما، مشاور، پیمانکار، و با استناد به برخی نمونه‌های تجربه شده در دو دهه اخیر، مشکلات در چهار مقوله دسته بندی شده و برای کاهش مشکلات یادشده پیشنهادهای عملی و قابل حصول ارائه شده است:
- پرهیز از سیاست "سدسازی برای سدسازی" و شتاب در آغاز اجرا پیش از کسب اطمینان از توجیه پذیری فنی-مالی و وجود اعتبارات کافی،

- انتخاب‌های آگاهانه اساسی مشاور، پیمانکار، و دستگاه نظارت (مجری و دفتر فنی)؛ اجتناب از صرفه جویی‌های بی مورد؛ و تلاش در ایجاد نگرش متحدانه به مجموعه دست اندرکاران به دور از زیاده روی در مرزبندی بین کارفرما؛ پیمانکار و مشاور،
- پرهیز از طراحی کلیشه ای و تلقی هر سد بعنوان یک مجموعه منحصر به فرد در ساختگاه خود، ترجیح نظرات کارشناسی بر تحمیلات غیرکارشناسانه و شتاب آفرین، ارائه گزارش‌ها و نقشه‌های منضبط و ماندگار،
- تخصیص نیروی انسانی و ماشین آلات کافی، اعمال سازمان و تشکیلات مناسب، رعایت برنامه زمانبندی و کنترل جدی پیشرفت کار،

- توصیه IRCOLD در تشویق به ایجاد پایگاه رایانه ای سدهای کشور؛ تدوین تاریخچه مستند هر سد بویژه تحویل هنگام راه اندازی پروژه؛ تبادل تجارب بین دست اندرکاران و چرخش سیستماتیک کارشناسان و مهندسين بین بخشهای طراحی، اجرایی، نظارت، تحقیقاتی و کارفرمایی،

- استانداردهای جنبه‌های عمده مطالعات، مطالعه متمرکز بر امکان‌پذیری فاینانس داخلی سدها با توجه به چند مناقصه بین

المللی اخیر

## کلمات کلیدی:

سد سازی، بهینه‌سازی مطالعات، بهینه‌سازی اجرا، مدیریت سد سازی، سدهای بزرگ ایران، هزینه ساخت، مدت ساخت

<sup>۱</sup> دکترای مهندسی عمران، عضو هیئت علمی مرکز تحقیقات حفاظت خاک و آبخیزداری، مشاور پروژه‌های سدسازی

<sup>۲</sup> دکترای مهندسی عمران، عضو هیئت علمی دانشگاه شاهرود، مشاور پروژه‌های سدسازی و هیدرولیک، تهران، ص پ ۸۹۸-۱۵۷۴۵

## ۱- مقدمه

## ۱-۱- سدهای بزرگ ایران

طبق یک تعریف بین‌المللی سدی که دارای ارتفاع بیش از ۱۵ متر یا مخزنی حجیم‌تر از یک میلیون متر مکعب باشد سد بزرگ قلمداد می‌شود. بر اساس آخرین اعلام رسمی، علاوه بر ۲۱ سد بزرگ موجود در کشور هنوز ۶۸ سد در دست اجرا و ۱۳۰ سد در دست مطالعه است (مرجع ۱۳) حتی اگر آینده، ادامه پرثمرترین دوران سدسازی دو سه دهه قبل نیز باشد، تکمیل مطالعات و ساخت بیش از صد سد بزرگ نیاز به چند ده سال زمان خواهد داشت. شایسته است دست‌اندرکاران سدسازی کشور با مرور و درس‌آموزی از فراز و نشیب‌های سدهای گذشته و حال، خویش و شرایط وابسته را آماده طرح و اجرای بهتر سدهای مورد نیاز کنند. مقاله حاضر به منزله مقدمه‌ای بر بهینه‌سازی مطالعه و اجرای سد در ایران، گامی به سوی این درس‌آموزی ضروری است.

برخی اطلاعات مفید درباره سدهای بزرگ کشور (مجموعاً ۴۸ سد شامل ۲۱ سد بزرگ موجود و نیز سدهایی که قرار است تا چند سال دیگر تکمیل شوند، مرجع ۱۳) که در شکل ۱ و نیز در جدول ۱ آمده است، چنین‌اند:

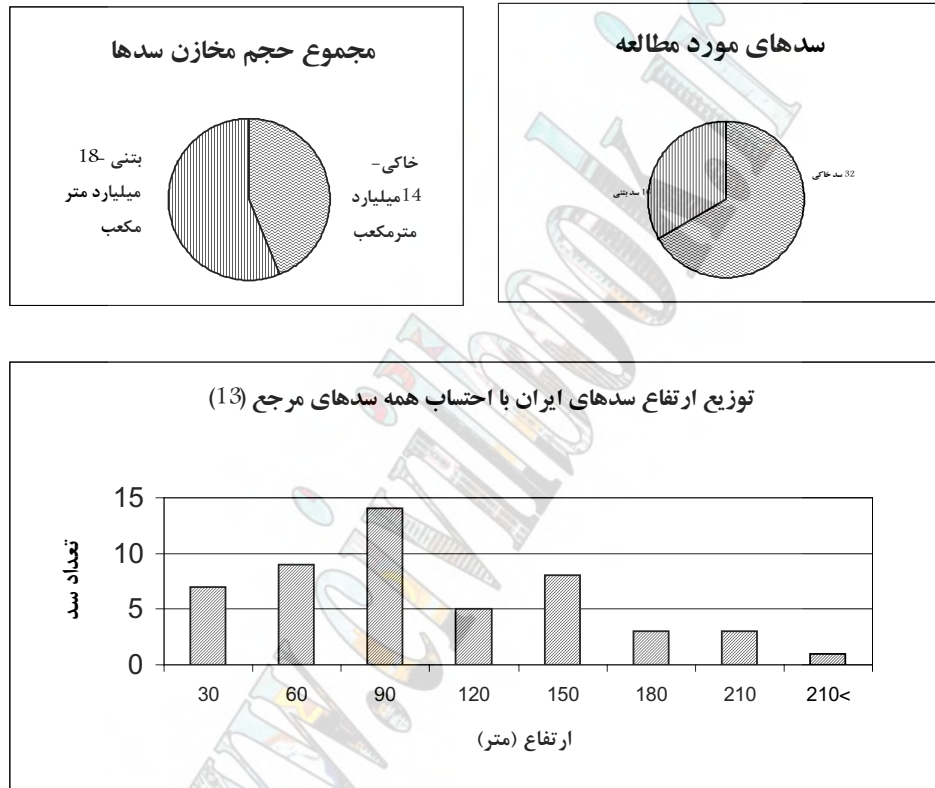
**نوع:** سدهای خاکی یا سنگریزه‌ای ۳۲ عدد با مجموع حجم مخازن حدود ۱۴ میلیارد متر مکعب، سدهای بتنی با مجموع حجم مخازن حدود ۱۸ میلیارد متر مکعب؛

**ارتفاع:** تعداد ۷ سد کوتاه‌تر از ۳۰ متر، ۹ سد بین ۳۱ تا ۶۰ متر، ۱۴ سد بین ۶۱ تا ۹۰ متر، ۵ سد بین ۹۱ تا ۱۲۰ متر، ۶ سد بین ۱۲۱ تا ۱۵۰ متر، ۳ سد بین ۱۵۱ تا ۱۸۰ متر، ۳ سد بین ۱۸۱ تا ۲۱۰ متر و ۱ سد بیش از ۲۱۱ متر (سد کارون ۴ با ارتفاع ۲۲۲ متر)

**نیروگاه:** از مجموع ۲۰۰۰۰ مگاوات ظرفیت نصب‌شده نیروگاه‌های کشور، سهم نیروگاه‌های سدها حدود ۱۰ درصد بوده و ظرفیت نیروگاه تعداد ۷ سد کمتر از ۱۰ مگاوات، ۷ سد بین ۱۰ تا ۱۰۰ مگاوات، ۵ سد بین ۱۰۰ تا ۱۰۰۰ مگاوات، ۳ سد بیش از ۱۰۰۰ مگاوات می‌باشد ولی ۲۶ سد فاقد نیروگاه هستند. مطابق اعلام "شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران" با اتمام طرح‌های در دست اجرا (۳ سد) و طرح‌های در دست مطالعه (۱۱ طرح) قدرت برق آبی کشور به حدود ۱۴۰۰۰ مگاوات خواهد رسید.

**اندازه مخزن:** مجموع حجم مخازن ۴۸ سد معادل حدود ۳۲ میلیارد متر مکعب است. مخزن ۷ سد کوچکتر از ۱۰ میلیون متر مکعب، ۱۰ سد بین ۱۰ تا ۱۰۰ میلیون متر مکعب، ۲۲ سد بین ۱۰۰ تا ۱۰۰۰ میلیون متر مکعب و ۹ سد بین ۱ تا ۱۰ میلیارد متر مکعب است.





شکل ۱: اطلاعاتی از تعداد، نوع، حجم مخازن و توزیع ارتفاع سدهای بزرگ ایران



### ۲-۱- چند نمونه از توجه شایسته به لزوم بهینه‌سازی

نوری اسفندیاری (مرجع ۱۶) با پرداختن به «مسائل برنامه‌ریزی اقتصادی سدهای بزرگ ایران» نگاهی کارشناسانه به اقتصاد طرح سدها انداخت. او مهمترین مشکلات را بهره‌برداری بسیار ناقص از آب تامین شده، ناهماهنگی بین سازمان‌های دست‌اندرکار، مشارکت ضعیف مردم و بهره‌برداران در تامین هزینه و سازماندهی بهره‌برداری، و ابهامات در اولویت بین طرح‌های بزرگ و کوچک دانست و برای آن‌ها با توجه چند جانبه به امر توسعه، راه حل‌هایی پیشنهاد نمود. ارفع و همکاران (مرجع ۱) در نوشته‌ای سیستماتیک و مختصر، وضعیت وقت ۸ سد بزرگ بتنی و ۶ سد بزرگ خاکی ایران را شامل اطلاعات عمومی، توصیف سازه‌ها، شرایط بهره‌برداری، خسارات احتمالی و برخی پیشنهادات گزارش نمودند. بخش «نتیجه‌گیری و توصیه» وابسته به هر سد در گزارش آن‌ها حاوی مطالب و توصیه‌های قابل توجهی بود که به کار بهبود شرایط سدها و تاسیسات وابسته‌شان می‌آمد. از جمله، توجه ایشان به لزوم ایمن‌سازی سرریز سد کارون ۱ برای مقابله با خطرات کاویتاسیون در سیل‌های بزرگ، و بجای و تحسین برانگیز است چرا که باکت شوت سرریز در اثر سیل بزرگ سال ۱۳۷۲ تخریب و بعداً تعمیر شد. گزارش خوبی از روند این تخریب و تعمیر در مرجع (۳) یافت می‌شود. لیتکوهی (مرجع ۱۴) با بررسی نیازهای انجام عملیات تزریق در پروژه‌های گذشته و تعمیم آن به آینده نزدیک توجه شایسته‌ای به لزوم تربیت نیروی انسانی در سطوح گوناگون تکنسین و مهندس در بخش تزریق سدسازی نشان داد. نوروژی (مراجع ۱۷ و ۱۸) در مروری سریع بر پروژه‌های سدسازی اخیر ایران و با تحسین تلاش و شجاعت کارشناسان و مدیران داخلی در طراحی و ساخت سدها در دوران پس از انقلاب اسلامی، به نکاتی متنوع توجه داد از جمله:

- در دو زمینه ساخت و نصب تجهیزات دائمی و «نگهداری و بهره‌برداری سدها» کم توفیق بوده‌ایم،
- کیفیت ساخت پایین‌آمده و نظم و سرعت سابق یافت نمی‌شود،
- در برخی موارد هزینه و مدت بیش از حد بوده و سدها در مقایسه با مشابه خارجی‌شان فاقد توجیه اقتصادی‌اند،
- صرفه‌جویی بی‌مورد در هزینه مطالعات صحرایی، محدود کردن بودجه مشاور و پرهیز در استفاده از کارشناسان خوب خارجی لطمه‌آور است،
- و موفقیت در اجرای سدهایی مثل علویان، اهر، شهید رجایی (تجن) و شهید یعقوبی بیشتر ناشی از مطالعات خوب و انتخاب بجای مجری طرح، مشاور، پیمانکار، و تامین به موقع بودجه بوده است.

### ۳-۱- مرز شکنی‌های هزینه و مدت

در بسیاری از سدهای ساخته‌شده اخیر و فعلی، هزینه و مدت ساخت، از مرز برآوردها و برنامه‌های اولیه به طور قابل ملاحظه‌ای فراتر رفته است. (جدول ۱) وقوع این مرز شکنی از حالت استثناء خارج شده و رو به فراگیری گذاشته است. تجاوز سیستماتیک هزینه و مدت ساخت از پیش‌بینی‌های اولیه حکایت از وجود پایدار مشکلاتی در سطوح سیاست‌گذاری، کارفرمایی، مطالعاتی و اجرا می‌کند. به چند نمونه اشاره می‌کنیم:

#### ۳-۱-۱- مثال یک (مرجع ۱۵)

- شروع مطالعات از سال ۱۳۶۳
- مناقصه در بهمن ۱۳۷۲؛ انتخاب پیمانکار با ۱۸ میلیارد ریال و مدت اجرا ۴ سال
- انحراف آب در سال ۱۳۷۵
- تجاوز هزینه از هزینه کل به میزان ۲۵ درصد یک سال پیش از پایان مدت قرارداد
- مناقصه مجدد در بهار ۱۳۷۶ برای تکمیل کارهای باقیمانده
- انتخاب همان پیمانکار سابق با ۳۱ میلیارد ریال و مدت ۱۵ ماه تحت یک قرارداد الحاقیه
- تصمیم کارفرما - مشاور به افزایش ظرفیت مخزن از ۵۹ به ۷۱ میلیون متر مکعب و در نتیجه تغییر طرح به‌خصوص در بخش اوجی سرریز و لذا تخریب بخش‌هایی از بتن

- اعلام خیر افتتاح قریب الوقوع سد در روزنامه‌های ۱۳۷۹/۶/۲۲ با ذکر هزینه تمام شده طرح معادل ۱۱۰ میلیارد ریال

### ۱-۳-۲- مثال دو (مرجع: اطلاعات مستقیم نگارندگان):

- شروع مطالعات از سال ۱۳۴۹ توسط مشاورین خارجی و از سرگیری آن در سال ۱۳۶۷ توسط یک مشاور داخلی
- عملیات تونل انحراف در سال‌های ۱۳۷۱ تا تابستان ۱۳۷۴
- مناقصه احداث بدنه و سرریز در ۱۳۷۳ با برآورد اعلام شده مشاور حدود ۸۴ میلیارد ریال
- انتخاب پیمانکار با ۸۰ میلیارد ریال (۴/۵٪ کمتر از برآورد مشاور) و مدت اجرا ۵ سال؛ آغاز عملیات در اواخر همان سال ۱۳۷۳
- توقف عملیات از بهار ۱۳۷۷ به دستور کارفرما به دلیل مشکلات مالی و نیز تردیدهایی درباره تزریق پر هزینه پی آبرفتی و عمیق
- آغاز دوباره عملیات در اواخر ۱۳۷۷
- توقف دوباره عملیات در اواخر ۱۳۷۸ تاکنون (مهر ۱۳۷۹) و آینده مبهم طرح به لحاظ سیاستگزاری در حالی که تاکنون حدود ۳۵ میلیارد ریال برای پیشرفت فیزیکی حدود ۳۰٪ هزینه شده است.
- توجه: با توجه به هزینه‌های معمول سدسازی به ویژه مشکل تزریق در آبرفت عمیق و نفوذپذیر سد سیوند و با در نظر گرفتن مشخصات و ابعاد سد، برآورد اعلام شده از طرف مشاور و در نتیجه قیمت پایه مناقصه بسیار کم‌تر از آنچه انتظار می‌رفت به نظر می‌رسید که احتمالاً با صلاحدید برخی متولیان و برای گریز از تنگناهای تخصیص بودجه به پروژه تحمیل گشته بود.
- برخی برآوردهای تخمینی، حاکی از مجموع حدود ۱۶۰ میلیارد ریال هزینه کل اجرای سد تا تکمیل آن است.

### ۱-۳-۳- مثال سه:

- به استناد مرجع (۴) هزینه عملیات تجهیز کارگاه سد به دلیل صعب‌العبور بودن منطقه و نداشتن زمین کافی بسیار بیشتر از مقدار پیش‌بینی شده گردید، یعنی ۲۵٪ به جای ۱۰٪، مثلاً برای راه‌های دسترسی لازم، به جای ۱۲ میلیارد ریال، بیش از ۴۰ میلیارد ریال هزینه شد. توجه داریم که به طور معمول هزینه تجهیز کارهای سیویل بین ۴ تا ۶ درصد کل قرارداد و در شرایط استثنایی تا حدود ۱۲-۱۰٪ می‌باشد. رقم ۲۵٪ حکایت از معضل اساسی در برنامه‌ریزی و اجرای تجهیز دارد.
- در ابتدا سیل با دوره بازگشت ۳ سال بعنوان سیل طراحی انتخاب و یک تونل انحراف به قطر ۱۳ متر در جناح راست حفر شد ولی بعداً مطابق خواست کارفرما، دبی ده ساله مبنای واقع شده و تونلی مشابه در جناح چپ نیز حفر گردید. برای سدی عظیم با مدت ساخت طولانی، انتخاب اولیه دوره بازگشت ۳ ساله در سیستم انحراف به طور شگفت‌آوری خوش‌بینانه و غیر مهندسی بود. کما اینکه در دوران ساخت سد یک بار در اثر طغیان رودخانه از روی فرازبند محوطه کارگاه مستغرق نموده و پل فلزی پایین دست را آب برد.
- تعداد متوسط پرسنل کارگاه در شرایط عادی کارگاهی با احتساب همه بخش‌ها و پیمانکاران جزء، حدود ۳۰۰۰ نفر بوده است. بالاسری مربوطه از جمله دستمزد و هزینه غذای چنین تعدادی چنان بالا می‌رود که با تناسب معقول و عادی، تنها با صورت وضعیت‌های چند صد میلیارد ریالی در ماه توجیه‌پذیر خواهد بود.

### ۱-۴- روش برخورد در این مقاله

با آگاهی از ناراستی نهفته در عیب‌جویی‌های ناشی از کم‌عملی و کوتاه‌بینی و کنار‌گودنشینی، ابتدا مایلیم قدرشناس همه افتخارات سدسازی ایران در دهه‌های گذشته باشیم و نه تنها به وجود سدهای پایدار و پرثمری چون سد کرج، دز و کارون ۱ و مدیریت بهره‌ورانه مربوطه آنها به خود بیاییم بلکه از شجاعت و اعتماد‌به‌نفس مدیران و مهندسان داخلی در ساخت سدهای موفق چون تجن (شهید رجایی) و کرخه احساس سرافرازی کنیم. در عین حال بر آن نیستیم که با قناعت به وضع موجود و ضعف‌های فعلی، به تکرار ملال‌آور توفیقات بدست آمده اکتفا کنیم بلکه به ریشه‌یابی عاقلانه مشکلات اساسی در وضعیت فعلی صنعت سدسازی کشور و چاره‌جویی پرداخت. در نوشته حاضر برای پرهیز از قدرناشناسی و ایجاد حساسیت‌های بی‌ثمر، جز نام سدها به نام طرف‌های درگیر راهبری و اجرا اشاره نخواهد شد و تنها به ذکر اصطلاحات سیاست‌گذار، کارفرما، طراح (مشاور) و سازنده (پیمانکار) هر طرح بسنده می‌شود. همچنین، برای پیروی از یک نظم منطقی، ذکر مشکلات و توصیه‌ها را حسب ارتباط با چهار رکن طرح یعنی سیاست‌گذار، کارفرما، مشاور و پیمانکار در چهار بخش جداگانه و به همان ترتیب خواهد آمد.

### ۲- مسائل در سطح سیاست‌گذاری

در کشورهای در حال توسعه مانند ایران با ویژگی‌های اجتماعی - فرهنگی معین خویش، اتکاء به مالیات کم، سطح مشارکت مستقیم مردم و بخش خصوصی در راه‌اندازی و راهبری پروژه‌های زیربنایی پایین، و در عوض دخالت و اقتدار دولت و نهادهای حکومتی زیاد است. به همین دلیل و به نوبه خود، نخستین شرط موفقیت در سدسازی، اصولی بودن تصمیم‌سازی‌های کلان در برنامه‌ریزی‌های مربوطه به بودجه، نرخ‌گذاری آب، کشاورزی و برق، و پس از آن پشتیبانی‌های لازم نرم‌افزاری و سخت‌افزاری از پروژه‌های وابسته است. اثرگذاری فراوان تصمیمات متمرکز حکومتی - دولتی آفات خویش را هم دارد. مهم‌ترین این آفات "سدسازی برای سدسازی" است. در مقوله‌ای ذوقی و فردی و اختیاری مثل هنر، ممکن است کسانی "هنر برای هنر" را پذیرفتنی بدانند تا راه برای شکوفایی استعدادهای انفرادی باز مانده و هنر اسیر تمایلات سیاسی یا پسند عوام نگردد ولی عزم و فن سدسازی اگر هم آمیخته با هنر باشد امری یکسره غیر انفرادی و تابع مصالح اقتصادی و اجتماعی یک ملت یا مردم یک منطقه است و نمی‌توان منحصرًا به خاطر جاذبه‌های روانی و تبلیغی سد، به احداث سد فرمان داد. آنجا که محاسبه اقتضاء کند برای ذخیره یا انتقال یا انرژی آب سد می‌سازیم ولی هر جا که سد ساختیم الزاماً آب و فواید فراوان آن نمی‌آید. این حقیقت ساده گاه مورد غفلت سیاست‌گذاران است.

### ۲-۱- کیفیت و کمیت آب

واقعیات، به ویژه واقعیات طبیعی، فرمان‌برداران خوبی برای فرامین و خیرخواهی‌های سیاست‌گذاران نیستند. پیش از تصمیم درباره مکان یا ابعاد یک سد باید از مناسب بودن کیفیت و کمیت آب برای مصرف مورد نظر اطمینانی حساب‌شده حاصل کرد (غفلت از این امر در برخی از سدها مشکل‌آفرین گردیده است).

### ۲-۲- چرا سد؟

پس از آنکه نیاز به آب معلوم شود تازه هنگام آن است که بهترین راه برای تامین یا انتقال آب جستجو شود. سدسازی یکی از راه حل‌ها و نه، تنها راه حل ممکن است. برای رسیدن به اهدافی یکسان، گاه یک سد بزرگ رقیبی جدی‌تر چون پخش سیل و تغذیه آب‌های زیرزمینی دارد.

### ۲-۳- تکمیل اجزاء وابسته

اهداف سدسازی اغلب وابسته به تکمیل همزمان تاسیسات وابسته مانند شبکه‌های آبیاری، خطوط انتقال آب، سدهای تنظیمی و انحرافی پایین‌دست، یا اقدامات آبخیزداری و کنترل رسوب در بالادست می‌باشد. بی‌توجهی به اقدام هم‌زمان یا ناهم‌زمانی تکمیل سد و تاسیسات وابسته، ناموجه و تلف‌کننده منابع مالی است.



## ۲-۴- پروژه‌های کوچک

تنها راه کمک به توسعه اقتصادی یک منطقه احداث سد نیست. چه بسا با جایگزینی چند پروژه کوچک آبی (مانند بندهای انحرافی کوچک، پخش سیل، پمپاژ و انتقال آب) جای یک سد بزرگ یا حتی با سرمایه‌گذاری در افزایش بهره‌وری از آب‌ها و کشاورزی موجود یک منطقه، به توسعه منابع آب و آبیاری و کشاورزی کمک بیشتری بتوان نمود (سدی در استان فارس که با علاقه و اصرار مقامات محلی به اجرا رفت بعدها به خاطر تردید در میزان نیاز به آب حاصل در منطقه، تا به حال با دو مرحله مکث طولانی مواجه شده است). بیاد داشته باشیم در حالیکه حدود ۹۰ درصد آب سدها برای کشاورزی بکار می‌رود، بازده آبیاری در ایران کمتر از ۳۰ درصد است. این بدان معناست که افزایش چند درصد در این بازده از طریق طرح‌های کوچک نگهداری و بهسازی، عملاً معادل احداث چند سد به حال کشاورزی کشور مفید خواهد بود (مراجع ۶ و ۱۲).

## ۲-۵- شتاب در آغاز اجرا

مصالح غیر فنی و اقتصادی، که گاه پایه عزم سیاست‌گذاران در احداث یک سد بزرگ می‌گردد، اجازه صبوری لازم برای بررسی‌های کارشناسی وقت‌گیر در مطالعات توجیه‌پذیری سد و حتی مکان‌یابی پروژه را نمی‌دهد، عرصه را بر دستگاه‌های مطالعه‌کننده دولتی (که معمولاً به متابعت علاقمند یا ناچارند) و حتی مشاوران بخش خصوصی (که به هر روی نگران معاش خویشند) تنگ می‌کند، و به مطالعات و تهیه نقشه‌ها شتابی غیر قابل دفاع می‌دهد. گرایش به آغاز عجولانه اجرا پیش از آنکه نقشه‌های اجرایی یا حتی مطالعات فاز ۲ تکمیل شود، اصرار بر تسریع مطالعات یا سازش با برخی خامی‌های مطالعات از پیامدهای شتابزدگی نهفته در طبیعت مصالح غیر کارشناسی مورد نظر سیاست‌گذاران است که اغلب به دستگاه‌های کارفرمایی، مشاوره و پیمانکاری نیز به درجات مختلف تحمیل می‌شود.

## ۲-۶- کمبود اعتبار

شوق و شتاب بازسازی پس از پایان جنگ عراق با ایران و علاقه سیاست‌گذاران به طرح‌های آبی بزرگ منجر به آغاز عملیات اجرایی سدهای زیادی شد که بعدها در دوره‌های افزایش تورم داخلی (۴-۱۳۷۳) و کاهش جهانی قیمت نفت (۷-۱۳۷۶)، از حمایت مالی کافی برخوردار نشده و با وقفه‌های قابل توجه روبرو گشتند. به عنوان نمونه ای از سرگردانی و توقف ناشی از کمبود اعتبار و ضعف مدیریت می‌توان به نمونه سد رزه بیرجند اشاره کرد که مطابق نقل روزنامه ابرار اقتصادی (۱۳۷۹/۷/۲) با صرف کل اعتبار طرح در مدت ۵ سال، تنها ده درصد پیشرفت اجرائی حاصل شده و کارفرما در نیمه دوم سال ۱۳۷۹ در جستجوی چندمین پیمانکار بوده است. جدول ۱ نشان‌دهنده تعداد قابل ملاحظه‌ای سد نیمه تمام است که از شروع احداث آن‌ها سالیانی بیش از معمول گذشته است.

## ۲-۷- توسل به فاینانس خارجی

کمبود اعتبار پیش‌گفته، برنامه‌ریزان بودجه کشور را بر آن داشت که در سال‌های ۹-۱۳۷۷ از وزارت نیرو بخواهند اجرای چند طرح بزرگ آبی کشور را (شامل سد و نیروگاه آبی ملامصدرا در استان فارس، سد و نیروگاه آبی استور در استان آذربایجان شرقی، سد و نیروگاه آبی طالقان در استان تهران، تونل آبرسانی صفا - بهرامجرد در استان کرمان) برای تامین ۸۵٪ هزینه کل به مناقصه بین‌المللی بگذارد. وزارت نیرو و سازمان‌های آب منطقه‌ای مربوطه در حالی وارد میدان تلاش برای جذب سرمایه خارجی شدند که چارچوب تعریف‌شده فنی و مالی روشنی برای راهبری مناقصات و سنجش میزان مطلوبیت پیشنهادهای فاینانس نداشتند. بخشی مهم از فراز و نشیب‌ها و تعلل‌های این مناقصات ناشی از فقدان چنان چارچوبی بوده و هست. سعیدی و نوبری (مرجع ۷) در مسیر بررسی‌های فنی فاینانس‌پذیری پروژه‌های بزرگ سیویل (سدسازی) با استفاده از یک مطالعه موردی بر سد طالقان، یک مدل فنی برای پاسخگویی به سوالاتی از قبیل نیاز واقعی پروژه به فاینانس، سهم ماشین‌آلات از هزینه اجرا، توان ماشین‌آلات پیمانکار در مقایسه با نیازهای پروژه، میزان پیش‌پرداخت لازم، و ... ارائه کرده و بررسی امکان فاینانس داخلی را نیز به سیاست‌گذاران و دستگاه‌های کارفرمایی مسئول توصیه نمودند.

### ۳- مسائل مربوط به کارفرما

کارفرمای سدهای بزرگ در ایران مثل اغلب کارفرماهای دیگر پروژه‌ها، مرجع نهایی امور پروژه، تامین کننده بودجه و عامل مهم و گاه تعیین کننده در انتخاب مشاور و پیمانکار، و نهایتاً بهره‌بردار سد ساخته شده می‌باشد. به جز تعداد معینی از سدها (که تحت نظر شرکتی وابسته به وزارت نیرو و موسوم به "شرکت توسعه منابع آب و نیرو" قرار داده شده‌اند) کارفرمای سدهای بزرگ ایران، سازمان‌های آب منطقه‌ای استان‌های مربوطه کشورند. دولتی بودن کارفرما، که به خاطر بزرگ بودن پروژه‌ها و نیز عمومی بودن خدمات آب و برق گریزناپذیر هم هست، به همراه آوردن مشکلاتی است که غالباً ناشی از طبیعت غیر رقابتی و آهسته پوی دولت‌ها بوده‌اند.

#### ۳-۱- تامین ناپیوسته اعتبار

پیشبرد مطلوب پروژه‌های پر هزینه‌ای مانند سدسازی، حتی اگر بهترین مشاور و پیمانکار و ناظر را هم داشته باشد، نیازمند تامین به موقع پول کافی است. تاخیرات کمرشکن در پرداخت‌های پیمانکار و تامین ناکافی اعتبار نه تنها فی الواقع مهمترین عامل در ایجاد نابسامانی‌های پروژه‌های سدسازی است بلکه دستاویز خوبی برای توجیه برخی ضعف‌های غیر موجه دست‌اندرکاران طرح و اجرا نیز هست. قبلاً به سهم اصلی سیاستگذار در مشکل غفلت از کفایت اعتبار اشاره کردیم ولی دستگاه‌های کارفرمایی نیز از دو طریق قادر به تخفیف آثار این مشکل هستند. یکی نشان دادن کفایت و جدیت در اخذ اعتبارات لازم و به موقع از دولت، مجلس، سازمان برنامه و بودجه و منابع دیگر از راه اقناع و فضا سازی مصرانه، و دیگری تنظیم مناسب بودجه‌های در دسترس و توزیع مناسب زمانی آن‌ها برای مقابله با بحران‌های احتمالی کمبود بودجه.

#### ۳-۲- انتخاب‌های آگاهانه اساسی

در تئوری و در شرایط ایده‌آل، یک کارفرمای خوب کار دیگری جز امور خطیری چون تامین بودجه و راه‌بری‌های کلان پروژه و نظارت عالی به نباید داشته باشد چون فرض این است که مشاور خوب قبلاً مطالعات کافی و دقیق را انجام داده، طی روند مناسبی پیمانکار خوب از طریق مناقصه یا انتخاب مستقیم انتخاب شده، و پیمانکار قوی و شایسته به ساخت مشغول است ولی شرایط واقعی لزوماً با خواست‌های ایده‌آل سازگار نیستند. گاه به خاطر محدودیت‌های آشکار در انتخاب آزاد و مطالعه شده، "مجری" پروژه در دستگاه کارفرمایی از میان کارکنان موجود "منصوب" شده و سرنوشت پروژه‌ای عظیم که محتاج سال‌ها تجربه و انبوهی دانش فنی و تدبیر است به یک راه‌بری آسیب‌پذیر سپرده می‌شود. مسئولان کارفرمایی پروژه باید توجه کنند که همان‌گونه که طی یک روند مسابقه و رقابت، پیمانکار انتخاب و صلاحیت‌های او احراز می‌شود، انتخاب "مجری" نیز باید حساب شده و اطمینان آفرین باشد. چنین دقتی باید در انتخاب و تقویت "دفتر فنی" طرح نیز از طرف مدیران کارفرمایی اعمال شود. دخالت ملاحظات غیر کارشناسانه در روند گزینش مشاور و پیمانکار راه را به اثربخشی بسیاری از تلاش‌ها و علاج‌های بعدی تنگ می‌کند.

#### ۳-۳- صرفه‌جویی بی‌مورد

امانت‌داری از سرمایه‌های ملی و مالیات‌های مردم همواره مترادف با سخت‌گیری در هزینه کردن و صرفه‌جویی کوتاه‌مدت نیست. گشاده دستی بجا در مطالعات اکتشافی، اندازه‌گیری‌های صحرائی، جمع‌آوری آمار کافی، استخدام کارشناسان خبره داخلی، تشکیل کمیته‌های کاری متمرکز و موقت، انجام سفرهای مشورتی، دعوت از کارشناسان صاحب‌نظر خارجی، استقبال از ابتکارات ایمن مشاور و پیمانکار، و...، گاه منشا صرفه‌جویی‌های کلان در هزینه‌های پروژه می‌شود.

#### ۳-۴- نگاه متحدانه

تلقی بدبینانه از نقش مشاور و پیمانکار و زیاده‌روی در مرزبندی بین کارفرما و ارکان دیگر طرح، هر چند که مستند به برخی واقعیات توجیه کننده نیز باشد، غالباً به زیان پیشرفت پروژه منتهی خواهد شد. تجربه نشان داده که اگر گرایش طبیعی کارشناسان رده‌های پایین و میانی دستگاه کارفرما به "میج‌گیری" از پیمانکار و مشاور از جانب مدیران و کارشناسان پخته‌تر تعدیل و کنترل نشود، گاه منجر به بروز لطمات کاری و تنش‌های متوقف کننده جدی می‌شود. پرسنل کارفرما می‌توانند آسوده‌خاطر باشند که توان کنترل کارفرما بر

بودجه و پرداخت‌ها به اندازه کافی اقتدار آفرین هست و نیازی به تمرین اقتدار از طریق زیاده‌روی در ممانعت و بازرسی و کنترل و مواخذة نیست.

### ۳-۵- کمک گرفتن از اشخاص حقوقی شایسته

وقتی کارفرما و بخش‌های فنی آن به دلیل محدودیت‌های رایج استخدامی و مقررات انعطاف‌ناپذیر دولتی آمادگی کافی را برای راهبری فنی و نظارتی یک پروژه بزرگ جدید مثل سدسازی را ندارند، گاه به کارگیری شرکت‌های با تجارب کافی برای کمک به هدایت دفتر فنی، کنترل پروژه و راهبری کل پروژه راه‌گشا خواهد بود. پهلوانی (مرجع ۲) در گزارشی از تلاش خود و همکاری‌اش در انجام نقش یادشده در راهبری پروژه تونل و سد گاوشان، خبر از صرفه‌جویی‌های قابل توجه در مدت و هزینه اجرای طرح داد.

### ۴- مسائل مربوط به مشاور

در طرح‌های بزرگ، مشاور معمولاً در مرحله مطالعات مغز، و در مرحله اجرا چشم و گوش کارفرماست. پاسداشت چنین نقش تعیین‌کننده‌ای نیازمند توجه به اصول و نکات فراوانی است:

#### ۴-۱- پرهیز از طراحی کلیشه‌ای

با اینکه سد و سازه‌های وابسته آن می‌توانند مطابق روش‌های استاندارد شناخته‌شده و تجربه شده بین‌المللی طراحی شوند ولی به دلیل غیر قابل تکرار بودن رودخانه، لایه‌بندی و جنس زمین، اقلیم، رسوب، زلزله، هیدرولوژی، ابعاد هندسی سد و اجزاء آن، از یکسو و نیازها و اهداف طرح از دیگرسو، باید دانست که هر سد در ساختگاه خود یک مجموعه منحصر به فرد است. خطاآمیزترین غفلت مشاور می‌تواند کپی‌برداری حساب‌نشده از طرح‌های قبلی خود و دیگران باشد. کارشناسان مجرب مشاور نباید اجازه دهند به خاطر تراکم در کارها و شتاب در طرح‌ها، کارشناسان رده میانی و پایین تیم‌های مطالعاتی، به دنبال آسان‌ترین روش‌ها یعنی نسخه‌برداری از متون درسی و طرح‌های سابق باشند. با اینکه حجم محاسبات و زمان لازم برای تهیه نقشه‌ها در مرحله دوم مطالعات بیشتر از مراحل قبل است، ولی انتخاب‌های مرحله شناخت (توجیه‌پذیری) و مرحله اول مطالعات مانند گزینه‌یابی، مکان‌یابی، شناخت جنس و لایه‌بندی پی و تکیه‌گاه‌ها، محاسبات اولیه سیل، نوع و جانمایی سازه‌ها، نیازسنجی‌های آب و برق، و ... بسیار مهم‌تر و سرنوشت‌سازترند. مهندس مشاور باید برای چنین انتخاب‌ها و سنجش‌های حساسی که نیازمند تفکر و مشورت فراوان (و نه محاسبات پیچیده و وقت‌گیر) است با بهره‌گیری از تمام توان کارشناسی خود بیشترین اهمیت را قائل شود. سعیدی و همکاران (مرجع ۸) در تلاش برای بهینه‌سازی طرح یک سد خاکی بزرگ اجرا نشده در ایران نشان دادند که با تلقی یک سد به منزله یک سازه خاص در شرایط و با نیازهای خاص می‌توان سیمای طرح و هزینه و مدت اجرای آن‌را به طور قابل ملاحظه‌ای به نفع اقتصاد و ایمنی پروژه منطقی‌تر کرد. مرجع (۹) حاوی گزارشی از یک ابتکار ارزنده در سیستم انحراف آب یک سد بتنی در حال ساخت در ایران است. برطبق این گزارش، مطابق روش معمول انحراف آب در دوران ساخت سد، برای انحراف دبی ۱۵۰۰ مترمکعب بر ثانیه (سیل ده‌ساله) باید تونلی به طول ۵۰۰ متر و قطر ۱۰ متر احداث می‌شد ولی با توجه به شکل دره، یک پل فلزی با خرپاهای مثلثی در تراز ۲۶ متر بالای بستر رودخانه ساخته شد تا رودخانه از زیر پل مسیر عادی خود را طی کند و اجرای سد بتنی از بالای پل آغاز شود.

#### ۴-۲- ترجیح نظرات کارشناسی

سیاست‌گذار و کارفرمای پروژه گاه به خاطر ملاحظات اجتماعی و مصالح مالی و فرار از تنگناهای حاصل از غیرقابل پیش‌بینی دانستن آینده دور، مایل است طرح را هرچه زودتر به مناقصه اجرا برای برده و اجرا به پایان برساند. لازم نیست مشاور در همه نگرانی‌های شتاب‌آفرین شریک باشد چرا که نهایتاً اوست که مسئول صحت و کفایت مطالعات پروژه می‌باشد. مشاور امین خواهد کوشید گرایش‌های شتابزده سیاست‌گذاران و کارفرما را به نفع مطالعات بهتر تعدیل نماید، چرا که گاه دامنه غفلت‌ها و شتاب‌ها و علاقه به صرفه‌جویی‌های بی‌هوده به جایی می‌کشد که مشاور ناچار به یک طراحی غیر قابل دفاع می‌شود از آن قبیل که در بند ۱-۳-۳- دربارہ انتخاب خطاآمیز سیل سه ساله و تغییر بعدی آن به سیل ده ساله ذکر شد.

### ۳-۴- گزارش‌ها و نقشه‌های منضبط و ماندگار

از ضعف‌های غیر قابل انکار برخی از مشاوران (که گاه کمتر از آشفتگی‌های برخی پیمانکاران لطمه‌آفرین و آزار دهنده نیست) بی‌دقتی‌ها و کم‌حوصلگی‌هایی است که در گزارشات و نقشه‌هایشان به چشم می‌خورد. فرمت، ویرایش، طبقه‌بندی، اندازه و اختصار گزارشات و نقشه‌ها باید چنان باشد که در مراجعات مکرر کارشناسان پیمانکار و کارفرما به آن‌ها، تسهیل‌کننده درک و کوتاه‌کننده زمان باشد. به خلاف تصور عامیانه از یک مجموعه گزارش خوب، در ارائه گزارشات و نقشه‌ها (اگر قرار است واقعا مورد مطالعه و استفاده واقع شوند) پرهیز هرچه بیشتر از پراگویی و تکرار ملال‌آور حقایق پیش‌پا افتاده علمی و فنی (که غالبا از متون آماده یا درسی دانشگاه به عاریه گرفته می‌شوند)، پرهیز از حجیم کردن گزارشات و افزایش تعداد نقشه‌ها، و در عوض “گزیده و کاربردی” نوشتن و آلبومی مختصر و گویا فراهم کردن، نشانه‌هایی از یک مطالعه خوب هستند.

### ۵- مسائل مربوط به پیمانکار

#### ۵-۱- توانایی‌ها

پیمانکاران لازم است مسائل و مشکلات هر سایت را به دقت و قبل از شرکت در مناقصه بررسی نمایند و از پیش‌فرض‌ها، خوش‌بینی‌ها و تکیه انحصاری بر تجربیات پرهیز نمایند. با توجه به توانایی تیم فنی خود، نسبت به لزوم یا عدم لزوم واگذاری کار به پیمانکاران جزء یا تشکیل کنسرسیوم اقدام نموده و از تغییر تصمیم‌گیری در حین اجرا جدا خودداری کند.

#### ۵-۲- نیروی انسانی

سیاست جذب نیروهای انبوه غیر متخصص و مشکلات سیاسی-اجتماعی اخراج آن‌ها در برخی از پروژه‌ها به مشکل شماره یک تبدیل شده است. تراکم نیروی غیرفعال و غیر مفید در کارگاه‌ها با تحمیل هزینه‌های اضافی، باعث نزول کیفیت کار و صدمه زدن به تجهیزات و ماشین‌آلات می‌شود.

#### ۵-۳- استفاده بهینه از ماشین‌آلات

در بسیاری از کارگاه‌ها (به خصوص کارگاه‌های دولتی) ماشین‌آلات گران‌قیمت ساختمانی به دلیل بی‌توجهی در مراقبت، عدم سرویس‌دهی به موقع، ضعف پشتیبانی و کمبود قطعات یدکی در دوره‌های نسبتا طولانی بلااستفاده می‌ماند که خود سهم مهمی در افزایش هزینه‌های طرح و مدت اجرای پروژه دارد. وضعیت در بخش خصوصی به دلیل عدم وجود مشکلات اداری و قوانین دست‌پاگیر به طور نسبی بهتر است. شایسته است شرکت‌های پیمانکاری آماری از بازده واقعی ماشین‌آلات بکار گرفته شده در پروژه‌ها را ثبت و با استانداردهای پذیرفته‌شده مقایسه کنند. همچنین نتایج ابتکارات مفید در تغییر کاربری و ترکیب استفاده آن‌ها برای پاسخ‌گویی به نیازهای کارگاهی را نیز در اختیار جامعه فنی قرار دهند.

#### ۵-۴- سازمان و تشکیلات

منحنی تغییرات شدت و تراکم عملیات ساختمانی پروژه‌های سدسازی تقریبا شبیه یک منحنی توزیع نرمال (گوس) است. در سال اول، عملیات تجهیز کارگاه و آماده‌سازی سایت با آهنگ کندی شروع شده و به تدریج فعالیت‌ها سنگین‌تر و گسترده‌تر می‌شوند. پس از خاتمه عملیات مهم ساختمانی، در اواخر پروژه از شدت عملیات کاسته شده و با برچیدن کارگاه کار خاتمه می‌یابد. ایجاد سازمان مناسب، جذب و تکمیل نیروی انسانی مورد نیاز و تعطیل به موقع فعالیت‌ها، تجهیز ماشین‌آلات و ایجاد تاسیسات مناسب هر مرحله شرط ضروری اجرای موفق پروژه است. مثلا در ابتدای پروژه یک گروه نقشه‌بردار ممکن است به بخش‌های مختلف کارگاه خدمات فنی بدهد. اما با گسترش فعالیت‌ها، هر بخش کارگاه ممکن است به یک یا چند گروه نقشه‌بردار نیاز داشته باشد. در انتها با کاهش حجم فعالیت‌ها مجددا یک گروه قادر خواهد بود نیاز نقشه برداری کارگاه را برآورده سازد. اگر این تغییر سازمان به موقع و با مدیریت صحیح انجام نشود عملیات اجرایی مختل خواهد شد.

### ۵-۵- برنامه‌ریزی و کنترل

رعایت برنامه زمانبندی ارائه شده مشاور در مطالعات مرحله دو موضوعی مهم و جدی است. پیمانکار بایستی مطالعه و بررسی آن را جزء اولین اقدامات پیش از شروع فعالیت‌ها قرار دهد. تجهیز دفتر فنی و بخش کنترل و نظارت پروژه و به روز کردن فعالیت‌ها و دنبال کردن مسیر بحرانی بایستی مرتباً و به طور هفتگی و بعضاً روزانه انجام شود. لیست نیازهای آتی، ریز عملیات اجرایی آینده، تاخیرها و تعلل‌ها و دلایل آن بایستی ثبت و کنترل شود. اگر فرمت مناسبی برای جمع‌آوری و به روز کردن گزارش کارهای کلیه واحدها تنظیم و نگهداری شود، مدیریت کارگاه همواره می‌تواند از گره‌ها و گلوگاه‌ها مطلع و با تصمیم‌گیری مناسب و به موقع نسبت به رفع آن‌ها اقدام نماید. هر اندازه کارگاه بزرگتر و تنوع فعالیت‌ها بیشتر باشد اهمیت رعایت برنامه زمانبندی بیشتر می‌شود.

### ۶- کمیته ملی سدهای بزرگ ایران (IRCOLD)

کمیته ملی سدهای بزرگ ایران در کنار خدمات ارزنده‌اش در سال‌های اخیر (نظیر برگزاری سمینارهای تخصصی سدسازی، انتشار برخی متون فنی و ...) به عنوان کمیته‌ای موظف و متصل به وزارت نیرو باید نقشی موثرتر در زمینه‌سازی‌های مطالعه و اجرای بهتر سدها بر عهده بگیرد. به برخی موارد اشاره می‌شود:

#### ۱- پایگاه رایانه‌ای

ایجاد پایگاه رایانه‌ای اطلاعات سدهای کشور توسط "کمیته ملی سدهای بزرگ ایران" به منظور تسهیل دسترسی مراکز آموزشی، مطالعاتی و تحقیقاتی به اطلاعات، و موظف شدن همه دستگاه‌های ذیربط به ارائه اطلاعات جهت تکمیل بانک اطلاعاتی. اقدام به جمع‌آوری و انتشار اطلاعات خلاصه مربوط به سدهای بزرگ ایران توسط IRCOLD در سال ۱۳۷۲ و اخیراً در ۱۳۷۷ تحت نام "سدسازی معاصر ایران" (مرجع ۱۳) کاری بسیار مفید بوده است (پسندیده است که با رفع نقص‌های فراوان ویرایشی و درج اطلاعات بیشتر، جدیدتر، و فنی‌تر از سدها، مجموعه اخیر قابلیت بیشتری برای بهره‌گیری‌های عملی - فنی مهندسی و دانشجویان پیدا کند).

#### ۲- گزارش استاندارد

استانداردسازی جنبه‌های عمده مطالعات مانند: فرمت جمع‌آوری و ارائه اطلاعات پایه‌ای، تعداد، موضوع‌بندی و فرمت تنظیم و ارائه گزارشات، تعداد، موضوع‌بندی و فرمت تهیه نقشه‌های مطالعاتی و اجرایی، نرم‌افزارهای کاربردی و محاسباتی معتبر، بررسی‌های میدانی و آزمایشات ذیربط و نیز نوع و روش آزمایشات مدل فیزیکی، مستند کردن روند اجرا توسط پیمانکار. کمی تفحص حرفه‌ای نشان می‌دهد که آشفتگی‌ها در این زمینه در گزارشات و نقشه‌ها فراوان است. این آشفتگی‌ها که معلول ناهماهنگی و بی‌نظمی‌های ریشه‌دار اجتماعی و آموزشی است به نوبه خود موجب ناهماهنگی و بی‌نظمی‌های جدیدی در اجرا نیز می‌شوند.

#### ۳- تاریخچه مستند سد

موظف نمودن کارفرمای هر سد به ارائه نرم‌افزاری (فیلم، CD، شبکه) و سخت‌افزاری (گزارشات، عکس) گزارش پروژه همزمان با پایان آن به عنوان مستندسازی همه تجارب یا اطلاعات، فراز و نشیب‌ها و دستاوردهای فنی طرح. فقدان مستندات کافی در طول دوران بهره‌برداری، مانعی جدی در بررسی‌های علمی - فنی مربوط به تعمیر، نگهداری، بازسازی و بهسازی بوده و جامعه علمی کشور را از بسیاری درس‌ها و عبرت‌ها محروم می‌کند. تاسف‌بار بودن کمبود اطلاعات و تاریخچه جمع‌بندی شده سدهای بزرگ کشور بر بسیاری از مهندسی‌ن و کارشناسانی که نیازمند بررسی‌های علمی - تحقیقی بعدی بوده‌اند بارها معلوم شده است.

#### ۴- تبادل تجارب

تشویق دستگاه‌های ذیربط به تبادل سیستماتیک تجارب و اطلاعات بین پیمانکاران خصوصی و دولتی از طریق تجمع‌های صنفی - ادواری



و نیز تشویق همگان به چرخش و جابجایی سیستماتیک کارشناسان در عرصه های مطالعه، اجرا، نظارت و تحقیقات بمنظور انتقال تجربیات و رواج جامع نگری.

### ۵-۶- بررسی فنی تر فاینانس

اقدام به بررسی متمرکز امکان پذیری فاینانس داخل کشور برای پروژه های مواجه با کمبود منابع مالی و نیز ارائه رهنمودهای عملی در دو زمینه فنی و مالی برای تسهیل قضاوت روشن نسبت به مطلوبیت پیشنهادات فاینانس خارجی، بویژه با توجه به تجربیات مناقصه های سدهای استور، ملاصدرا، طالقان و تونل آبرسانی کرمان. یک نمونه موفق از فاینانس داخل کشور، مشارکت بانکهای داخلی در تامین اعتبارات ریالی پروژه سد و نیروگاه گدارلندر بوده است (مرجع ۵).

### ارجاعات:

- (۱) حسین ارفع، جلال میرزادگان و محمود حسین زاده فرسی (۱۳۶۶)، "ملاحظات در مورد سدهای بزرگ در حال بهره برداری در ایران"، اولین سمینار سدسازی ایران، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، صص ۹۹۳-۱۰۸۴.
- (۲) نجف پهلوانی (۱۳۷۹)، "نقش مدیریت عامل چهارم در راهبری طرح ملی گاوشان"، فصل نامه مهتاب قدس، شماره ۱۰، صص ۱-۷.
- (۳) علی اصغر جلالزاده، چنگیز فولادی، ابوالفضل مهینراد و کامیار بیات ماکو (۱۳۷۶)، "خرابی سرریز و احداث باکت پرتاب کننده جامی شکل جدید"، سومین همایش بزرگ سدسازی ایران، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، نشست چهارم، صص ۳۸-۵۲.
- (۴) مرتضی حقیقت و عزیز نیکراد (۱۳۷۶)، "تجهیز کارگاه پروژه سد و نیروگاه کارون ۳"، سومین همایش بزرگ سدسازی ایران، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، نشست پنجم، صص ۲۱-۵۶.
- (۵) خبرنگار هیدرولیک (۱۳۷۸)، "مروری بر طرح های ملی - طرح سد و نیروگاه مسجد سلیمان (گدارلندر)"، شماره ۱۲، ص ۷.
- (۶) رسول زرگر (۱۳۷۸)، "اخبار - مصرف آب کشاورزی به نصف کاهش می یابد"، بولتن کمیسیون آب، شماره ۳۵، صص ۱۹-۲۰.
- (۷) سعید سعیدی و داود نوبری (۱۳۷۹)، "بررسی های فنی در فاینانس یابی پروژه های بزرگ سیویل (سدسازی)"، چهارمین همایش بزرگ سدسازی ایران، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، مجموعه حاضر.
- (۸) سعید سعیدی، مسعود نصیری، عباس توللی و محمدحسین حیدری فرد (۱۳۸۰)، "بهبودسازی طرح یک سد خاکی و نیروگاه آن"، ارائه شده به کنفرانس بین المللی سازه های هیدرولیکی، دانشگاه کرمان.
- (۹) حسن طالقانی، حمیدرضا سلطانی و چنگیز فولادی (۱۳۷۶)، "ساخت سد بتنی کوثر بر روی پل فلزی، خرپاها"، سومین همایش بزرگ سدسازی ایران، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، نشست چهارم، صص ۵۳-۶۹.
- (۱۰) اسماعیل طلوعی (۱۳۷۶)، "راه حل های علاج بخشی در زمینه رسوبگذاری در مخازن سدها"، سومین همایش بزرگ سدسازی ایران، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، نشست سوم، صص ۳۷-۷۳.
- (۱۱) حمید عبدالمهدی (۱۳۷۵)، "بحران فرسایش خاک در ایران"، بولتن کمیسیون آب، شماره ۱۷، صص ۲۰-۲۲.
- (۱۲) امین علیزاده (۱۳۷۳)، "بهره برداری پایدار از منابع آب در کشاورزی"، بولتن کمیسیون آب، شماره ۳۵، صص ۱۵-۱۶.
- (۱۳) بیژن فرهنگی (۱۳۷۷)، "سد سازی معاصر ایران"، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، وزارت نیرو، ۲۵۳ ص.
- (۱۴) سیاوش لیتکوهی (۱۳۷۶)، "تربیت نیروی انسانی و ساخت تجهیزات حفاری و تزریق"، سومین همایش بزرگ سدسازی ایران، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، نشست پنجم، صص ۱۱-۲۰.
- (۱۵) مجله پیام آبادگران (۱۳۷۸)، "گزارش اجرای سد چم گردلان"، شماره مهر و آبان، صص ۵۵-۶۰.

- (۱۶) انوش نوری اسفندیاری (۱۳۶۶)، «مسائل برنامه‌ریزی اقتصادی سدهای بزرگ در ایران»، اولین سمینار سدسازی ایران، کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، صص ۱۱۳۰-۱۱۵۵.
- (۱۷) منوچهر نوذری (۱۳۷۷)، «مروری بر پروژه‌های سدسازی کشور در سال‌های اخیر»، بولتن کمیسیون آب، شماره ۳۰، صص ۹-۱۰.
- (۱۸) منوچهر نوذری (۱۳۷۷)، «مروری بر پروژه‌های سدسازی کشور در سال‌های اخیر»، بولتن کمیسیون آب، شماره ۳۱، صص ۵-۷.



## مطالعات اجمالی محیط زیست نیروگاه برق آبی کرخه

مجتبی غروی<sup>۱</sup>

امیرحسین ایزددوستدار<sup>۲</sup>

### چکیده:

در راستای بهره برداری بهینه از طرح های برقابی و سازگاری هر چه بیشتر طرحهای دردست اجرای شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران با محیط زیست این طرحها انجام مطالعات محیط زیست طرحهای دردستور کار شرکت قرار گرفت. بدین منظور مطالعات اجمالی محیط زیست سد و نیروگاه کرخه با توجه به شرایط طرح انجام شد. مطالعات در زمانی انجام گرفت که طرح به لحاظ اجرائی حدود ۶۰ درصد پیشرفت فیزیکی داشت، بنابراین امکان تغییر در سازه های سد غیر ممکن می نمود. لذا سعی بر این شد که ضمن شناسائی وضعیت موجود زیست محیطی محدوده طرح، مسائل لاینحل و ناشناخته طرح و آثار زیست محیطی آن پیش بینی و جهت رفع و روشن شدن موارد مبهم و ناشناخته اقدام مقتضی انجام گیرد. نتایج حاصله از مطالعات موید آثار بسیار مثبت طرح در زمینه های اقتصادی و عدم آثار حاد و غیرقابل حل بر محیط زیست طبیعی منطقه است. به علاوه احداث این سد می تواند موجب حفظ زیستگاه گوزن زرد ایرانی از سیلابهای مخرب بهاره کرخه گردد.

### کلمات کلیدی:

گوزن زرد، محیط زیست، فون، فلور، زیستگاه کرخه، کیفیت آب، زلزله القائی

---

<sup>۱</sup> دکتری مهندسی سد و ژئوتکنیک، دانشیار دانشگاه اهواز، معاون طرحهای توسعه شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران  
<sup>۲</sup> فوق لیسانس مهندسی محیط زیست، کارشناس مسئول طرح های ارزیابی اثرات زیست محیطی شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران

## ۱- مقدمه :

بطور کلی اجرای طرحهای برق آبی، خصوصاً طرح های چند منظوره، منافع اقتصادی قابل توجهی مانند تولید برق، تامین آب مورد نیاز شرب و صنعت، تامین آب مورد نیاز کشاورزی و کنترل سیلاب را برای جوامع بدنبال دارند. در کنار این سودمندیها، استفاده هائی چون گسترش توریسم (گردشگری) در منطقه، ورزشهای آب (ماهگیری و اسکی و شنا)، پرورش آبزیان علاوه بر افزایش منافع اقتصادی طرح برای جامعه، می تواند موجب سازگاری بیشتر و بهتر طرح را با محیط زیست فراهم آورد. در مملکت ما طرحهای رقیب برای این طرح ها به منظور تولید انرژی غالباً نیروگاههای حرارتی هستند که به علت دوره کوتاه احداث مدنظر قرار می گیرند اما به لحاظ زیست محیطی دارای هزینه هائی به مراتب بیشتر از طرح های برق آبی میباشند. البته نمی توان آثار زیست محیطی طرح های برق آبی را نیز نادیده گرفت. در این مقاله سعی شده است که حتی الامکان و در یک فرایند مطالعاتی اجمالی، آثار زیست محیطی طرح برق آبی کرخه ارائه گردد. این مقاله نتیجه مطالعاتی است که در سال ۱۳۷۸ در شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران با توجه به اهمیت طرح سد و نیروگاه کرخه انجام گرفته است. نتایج بدست آمده با توجه به شرایط طرح، نشان دهنده آثار مثبت قابل توجه و آثار منفی است که غالباً قابل مدیریت و کاهش است. معهداً نتایج حاصله از این مطالعات موجب گردید که آثار منفی عمده طرح شناسائی و برای آن دسته از آثار که نیاز به پایش دارند برنامه مدیریت پایش تدوین گردد.

## ۲- کلیات

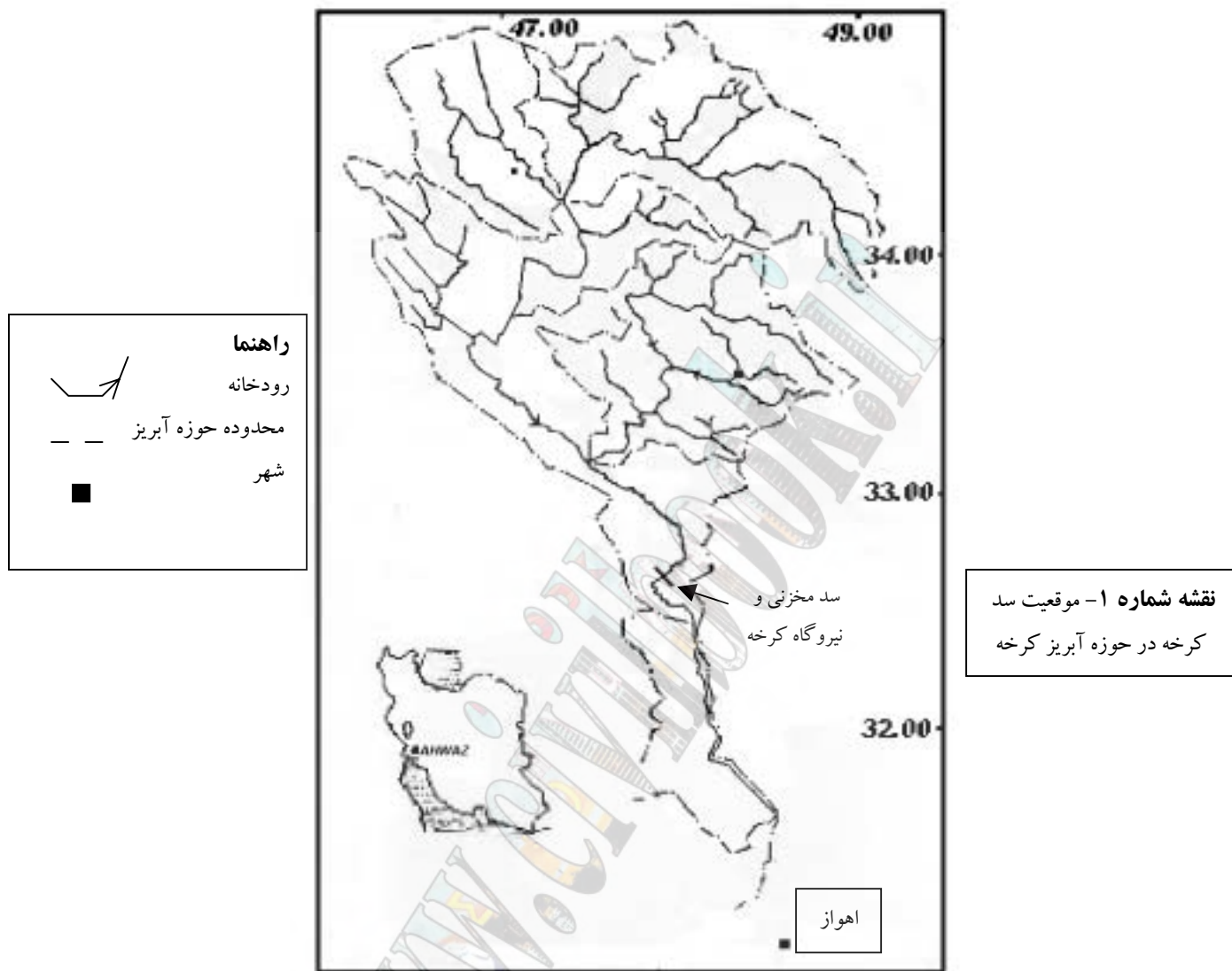
طرح سد و نیروگاه کرخه یکی از بزرگترین طرح های ملی و در دست اجرا است که بر روی رودخانه کرخه و در شمال استان خوزستان واقع است. رودخانه کرخه پس از رودخانه های کارون و دز بزرگترین رودخانه ایران است که از رشته کوههای زاگرس سرچشمه گرفته و پس از طی مسافتی حدود ۹۰۰ کیلومتر به داخل هورالعظیم در جنوب غربی خوزستان می ریزد. آب جاری در این رودخانه از حوزه آبریزی به مساحت ۴۲۵۸۱ کیلومتر مربع جمع آوری می گردد (نقشه شماره ۱).

### ۲-۱- مشخصات کلی طرح

طرح برق آبی کرخه، یک طرح چند منظوره است که در حال حاضر مراحل پایانی ساختمانی خود را طی می کند. آبرگیری این سد از اواسط دی ماه سال ۱۳۷۸ آغاز و نقش مهمی را در تامین آب مورد نیاز کشاورزی طی تابستان ۱۳۷۹ ایفاد نمود. در فصل زراعی گذشته (بهار و تابستان ۱۳۷۹) که ورودی آب به مخزن سد حتی به ۱۲/۴ متر مکعب در ثانیه نیز رسید خروجی از سد بطور متوسط ۳۸/۱ متر مکعب در ثانیه بود.

اهداف عمده طرح برق آبی کرخه عبارتند از:

- تولید انرژی به میزان ۹۳۴ گیگاوات ساعت در سال
- آبیاری حدود ۳۲۰۰۰۰ هکتار اراضی زراعی پایین دست
- کنترل سیلابهای عظیم بهاره کرخه

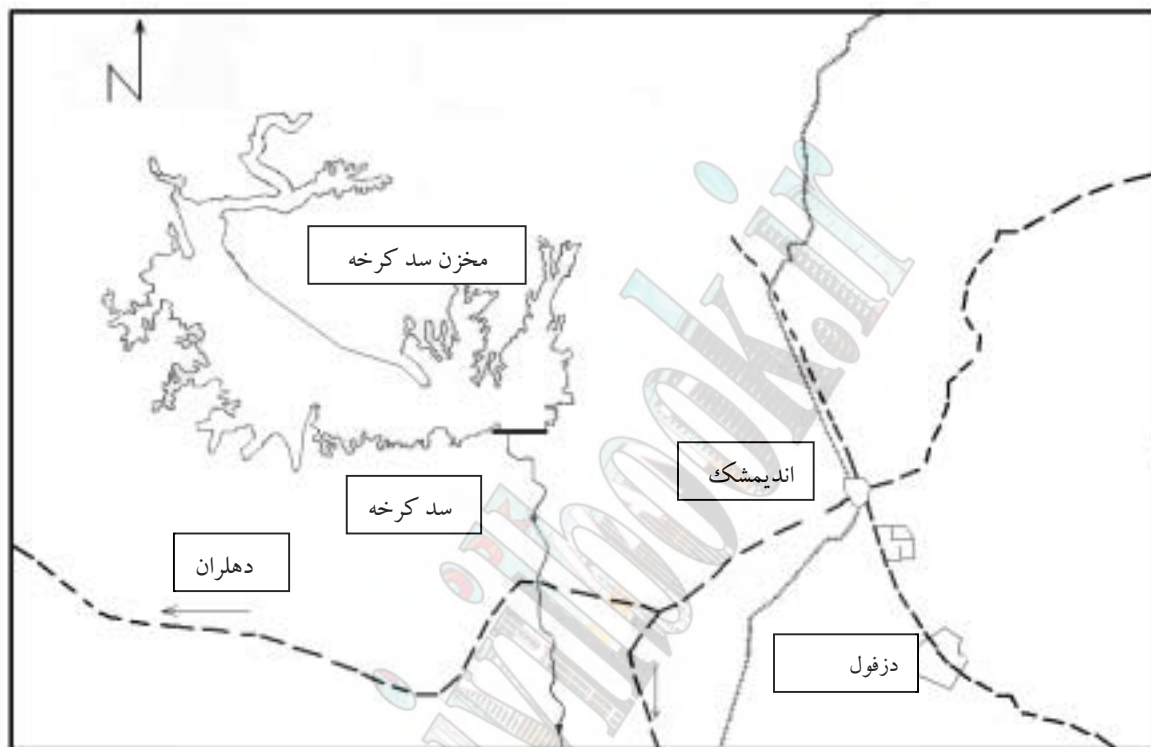


## ۲-۲- اجزاء طرح

سد کرخه با تامین ۳/۳ کیلومتر مکعب آب قابل استفاده، آب مورد نیاز حدود ۳۲۰۰۰۰ هکتار از اراضی زراعی مناطق پای پل، حمیدیه، قدس، دشت آزادگان و دشت عباس را تامین می‌کند. این سد که یک سد خاکی با هسته رسی است ۱۲۷ متر از پی ارتفاع داشته و طول تاج آن ۳۰۳۰ متر است. انتقال و هدایت آب به دشت عباس توسط یک تونل به قطر داخلی ۵/۵ متر انجام می‌گیرد. حجم کل مخزن سد کرخه در رقوم ۲۲۰ متر از سطح دریا معادل ۵۶۰۰ میلیون متر مکعب است و در این تراز حدود ۱۶۶



کیلومتر مربع مساحت دارد (نقشه شماره ۲). انرژی استحصالی از نیروگاه، حاصل رها سازی مقدار ۵۱۰ متر مکعب در ثانیه آب به مدت شش ساعت در روز است. آب خروجی از نیروگاه توسط یک تونل پایاب بر داخل رودخانه کرخه تخلیه میگردد.



نقشه شماره ۲- موقعیت عمومی سد کرخه نسبت به شهرهای همجوار

### ۳- وضعیت موجود محیط زیست

از آنجائیکه طرح کرخه در محدوده تبصره ۸۲ برنامه دوم توسعه اقتصادی اجتماعی و فرهنگی جمهوری اسلامی ایران قرار می گیرد و از طرفی زمان شروع عملیات این سد به سالهای پیش از مصوبه فوق باز می گردد لذا به منظور روشن شدن وضعیت طرح به لحاظ زیست محیطی مطالعات اجمالی محیط زیست طرح در دستور کار شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران قرار گرفت. از اینرو و باتوجه به مصوبه شورای عالی حفاظت محیط زیست در اولین قدم، با استفاده از اطلاعات موجود در دستگاههای ذیربط، وضعیت موجود محیط زیست منطقه مورد بررسی قرار گرفت.

#### ۳-۱- محیط زیست فیزیکی

##### ۳-۱-۱- توپوگرافی و شکل زمین

سد و مخزن کرخه در ارتفاعات شمال غربی شهر اندیمشک، جوار کوه بونته و تپه ماهورهای جنوبی رشته کوههای زاگرس قرار دارد. شیب طولی مخزن ۲-۱ درصد و شیب عمومی منطقه به سمت مخزن است. شیب تپه های منطقه عموماً کم و فاقد پوشش

گیاهی قابل توجه است. رقوم ارتفاعی در محدوده طرح از ۱۱۰ تا ۲۳۰ متر از سطح دریا است. صرفاً در دره ها و آن هم در مساحت‌های کم، مزارعی قابل مشاهده است (پیش از آبیگری).

### ۳-۱-۲- زمین شناسی، زلزله خیزی و آلودگی خاک

سد و مخزن کرخه در جنوب غربی رشته کوه‌های زاگرس که ساختار زمین شناسی آن از صخره های موازی و زمینهای گسسته تشکیل شده، قرارداد. عمده سازندهای موجود در محدوده طرح عبارتند از:

- گچساران
- کنگلو مرای بختیاری
- آغاچاری

بدلیل وجود روآمدگی لهبری به طول ۱۵۰ کیلومتر درفاصله ۲۰ کیلومتری شمال شمال غربی ساختگاه سد، احتمال وقوع زلزله در منطقه منتفی نیست. براساس نقشه سال ۱۹۸۵ احتمال خطر زلزله درایران، شتاب زلزله با دوره بازگشت پانصد سال در این منطقه برابر  $g/0.52$  است. عدم وجود قابل توجه گسله ها در منطقه احتمال وقوع زلزله القائی را افزایش می دهد. بطور کلی گسلی که مستقیماً برسازه های سد اثر گذارد وجود ندارد. به علت حجم زیاد آبی که در دریاچه سد کرخه جمع خواهد شد و دلایل فوق احتمال وقوع زلزله القائی در منطقه زیاد پیش بینی می شد، اما اعداد ثبت شده توسط شبکه زلزله نگاری مستقر شده در منطقه، تاکنون، چنین پدیده ای را گزارش نکرده است. جدول شماره ۱ و شکل شماره ۱ آمار ثبت شده در خرداد و تیرماه سال جاری را نشان می دهد. مطالعات و بررسی های میدانی انجام شده در محدوده مخزن سد حکایت از عدم وجود منابع متمرکز یا غیر متمرکز آلودگی خاک دارد. صرفاً در مناطق محدودی که زمینهای زراعی و پوشش گیاهی وجود داشته احتمال آلودگی آب در اثر پوسیدن گیاهان و ترکیب هوموس خاک با آب پیش بینی میشود که با توجه به حجم دریاچه سد کرخه اثر آنها قابل توجه به نظر نمی رسد (مگر در ابتدای آبیگری).

### ۳-۱-۳- اقلیم و هواشناسی

حوزه آبریز سد کرخه دارای اقلیم مدیترانه ای است و به علت مساحت زیاد حوزه و پستی و بلندی های موجود زیر اقلیم های متفاوتی در این حوزه وجود دارد. این منطقه دارای تابستانهای گرم، زمستانهای معتدل با متوسط حداکثر درجه حرارت ۴۶ درجه سانتیگراد است.

غالب بارندگی ها در پاییز و زمستان اتفاق می افتد. بطور کلی پارامترهای اقلیمی منطقه به شرح ذیل است:

- متوسط سالیانه بارندگی  $290/6 \text{ mm}$
- متوسط سالیانه تبخیر از سطح آزاد  $2078/7 \text{ mm}$
- متوسط سالیانه درجه حرارت  $24/6 \text{ C}$
- متوسط سالیانه رطوبت نسبی  $45/5 \%$
- متوسط سرعت باد  $2/5 \text{ m/Sec}$
- جهت باد غالب شرقی - غربی

### ۳-۱-۴- هیدرولوژی و کیفیت آب

متوسط دراز مدت جریان آب رودخانه کرخه در محل سد معادل  $187/6$  متر مکعب در ثانیه معادل  $5582$  میلیون متر مکعب در سال است که حدود ۸۰ درصد آن طی ماههای دی تا اردیبهشت جریان می یابد. بررسی آمار دبی ثبت شده ایستگاه پای پل نمایانگر

وقوع حداکثر جریان درسال آبی ۱۳۴۸-۱۳۴۷ به مقدار ۱۲۵۵۲ میلیون مترمکعب (۳۹۷/۸ متر مکعب درثانیه) و حداقل جریان درسال آبی ۱۳۴۶-۱۳۴۵ به مقدار ۲۴۱۶ میلیون متر مکعب (۷۶ متر مکعب درثانیه) است .

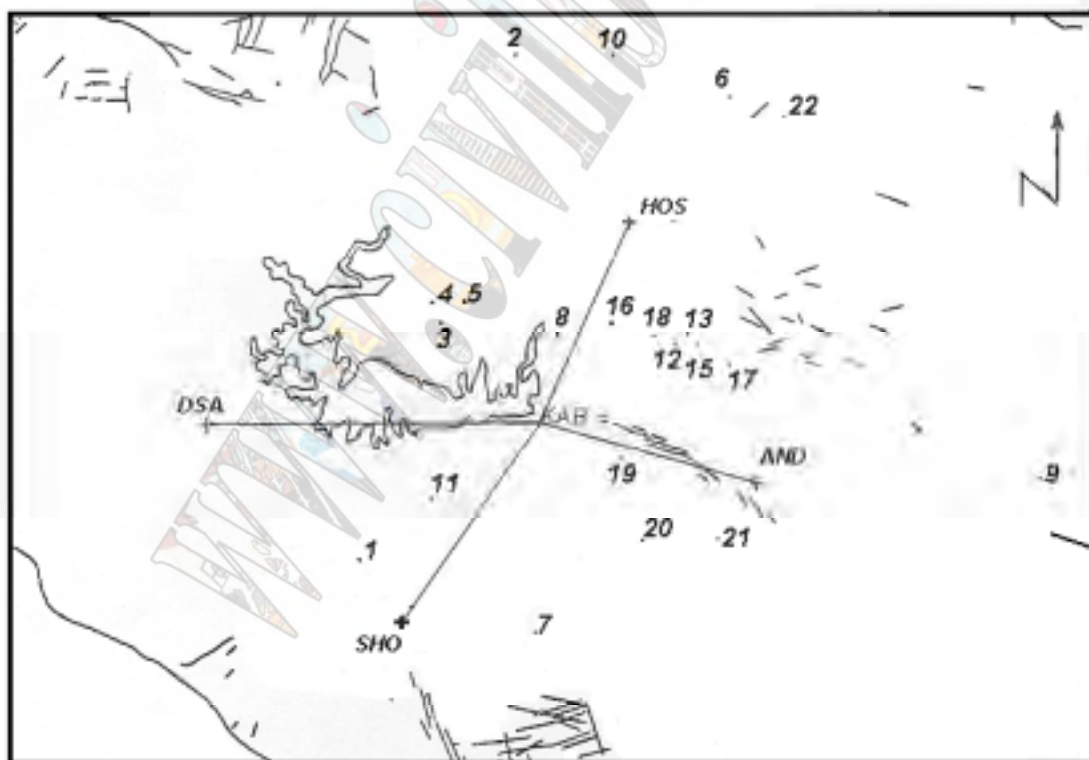
درطی دوره آماری ۴۳ سال گذشته ، سیلاب سال ۱۳۵۳-۱۳۵۲ با آورد ۴۹۶۲ متر مکعب در ثانیه و ۵۰۰۰۰ هکتار آبگرفتگی اراضی و ۵۲۵۰۰ میلیون ریال غرامت حداکثر مقدار و سیلاب سال ۱۳۴۶-۱۳۴۵ با آورد ۲۱۹ متر مکعب درثانیه حداقل مقدار را داشته است . شاید یکی از فرسایش پذیرترین حوضه های آبخیز کشور ، حوضه آبخیز کرخه باشد به همین دلیل متوسط سالیانه رسوب ورودی به مخزن برابر ۳۴/۶۱ میلیون تن برآورد می گردد .

متوسط وزنی کل جامدات محلول (TDS) در ایستگاه پای پل در دوره آماری موجود برابر ۷۲۵ میلی گرم در لیتر بوده است . جدول ۲ نمایانگر خصوصیات آماری برخی پارامترهای کیفی آب دراین ایستگاه است .

ردیف	تاریخ	زمان وقوع	موقعیت	عمق (Km)	شدت	فاصله ازسد (Km)
۱	۷۹/۳/۱۳	۷'۱۹" و ۲۶/۸"	+۳۲/۳۵ و +۴۷/۹۸	۲۲/۵	۱/۴	۳۲
۲	۷۹/۳/۱۹	۱'۴۷" و ۴۴/۲"	+۳۲/۸۴ و +۴۸/۱۳	۲۲/۴	۱/۳	۳۹
۳	۷۹/۳/۱۹	۸'۳۴" و ۳۳/۹"	+۳۲/۵۸ و +۴۸/۰۶	۶	۲/۲	۱۳
۴	۷۹/۳/۱۹	۱۰'۳۷" و ۵۶/۱"	+۳۲/۶ و +۴۸/۰۵	۶	۲/۱	۱۶
۵	۷۹/۳/۱۹	۱۱'۳۱" و ۴۷/۴"	+۳۲/۶ و +۴۸/۰۸	۶	۱/۶	۱۵
۶	۷۹/۳/۲۷	۲'۵۹" و ۴۳/۱"	+۳۲/۸ و +۴۸/۳۳	۲۰/۶	۱/۲	۳۹
۷	۷۹/۳/۲۷	۱۴'۱" و ۱۶/۶"	+۳۲/۲۸ و +۴۸/۱۵	۱۶/۷	۰/۳	۲۲
۸	۷۹/۳/۳۰	۰'۲۶" و ۳۰/۳"	+۳۲/۵۷ و +۴۸/۱۷	۶	۱/۵	۱۰
۹	۷۹/۴/۱	۱۰'۵۶" و ۴۵/۶"	+۳۲/۴۳ و +۴۸/۶۲	۲۵/۳	۲/۴	۴۴
۱۰	۷۹/۴/۲	۱۱'۲۱" و ۳۶/۰"	+۳۲/۸۴ و +۴۸/۲۲	۹/۵	۲/۲	۴۰
۱۱	۷۹/۴/۳	۱'۲۳" و ۵۱/۷"	+۳۲/۴۱ و +۴۸/۰۵	۱۳/۵	۱/۲	۱۳
۱۲	۷۹/۴/۳	۸'۲۲" و ۳/۷"	+۳۲/۵۶ و +۴۸/۲۸	۸/۵	۱/۴	۱۴
۱۳	۷۹/۴/۳	۱'۱" و ۵۶"	+۳۲/۵۷ و +۴۸/۲۹	۶	۰/۷	۱۶
۱۴	۷۹/۴/۳	۲۲'۰۶" , ۱۴/۷"	+۳۲/۷۸ و +۴۸/۳۸	۲۵	۲/۶	۳۹
۱۵	۷۹/۴/۴	۲۰'۳۰" و ۳۵/۲"	+۳۲/۵۶ و +۴۸/۳	۱۹/۷	۱/۱	۱۶
۱۶	۷۹/۴/۶	۱۱'۵۳" و ۲۵/۹"	+۳۲/۵۸ و +۴۸/۲۲	۶	۱/۶	۱۳
۱۷	۷۹/۴/۶	۱۲'۰۱" و ۰۴"	+۳۲/۵۴ و +۴۸/۳۳	۷/۵	۱/۶	۱۷
۱۸	۷۹/۴/۶	۱۲'۱۲" و ۵۸/۳"	+۳۲/۵۷ و +۴۸/۲۶	۸/۵	۱/۸	۱۴
۱۹	۷۹/۴/۶	۲۲'۲۸" و ۸/۳"	+۳۲/۴۵ و +۴۸/۲۳	۱۳/۵	۱/۶	۸
۲۰	۷۹/۴/۷	۱۰'۵۳" و ۴۷/۴"	+۳۲/۳۷ و +۴۸/۲۵	۲۳/۸	۲/۴	۱۵
۲۱	۷۹/۴/۸	۲'۱۹" و ۴/۳"	+۳۲/۳۷ و +۴۸/۳۲	۱۹/۲	۱/۹	۲۰

جدول ۱- زلزله های ثبت شده توسط شبکه زلزله نگاری سد کرخه ( خرداد و تیر ۷۹)

شکل ۱- توزیع زلزله های ثبت شده در اطراف سد کرخه (خرداد و تیر ۷۹)



SAR	Na Meq/ Lit	Mg Meq/ Lit	Ca Meq/ Lit	SO4 Meq/ Lit	CL Meq/ Lit	HCO3 Meq/ Lit	TH Mg/Lit	EC Mhos /cm	TDS Mg/Lit	مقدار جریا ن (متر مکعب در ثانیه)	مشخصات آماری
۲/۴	۴/۵	۲/۴	۴/۳	۴	۴/۵	۲/۸	۳۳۵/۹	۱۱۱۲	۷۲۵	۲۱۲/۶	متوسط Mean
۱۲/۹	۲۷	۸/۷	۲۹/۸	۲۹/۳	۲۸	۴/۳	۱۵۶۲	۳۷۹۵	۲۲۲۰	۲۱۷۹	حداکثر Max.
۰/۰۳	۰/۱	۱	۱/۸	۱/۱	۰/۲	۱/۱	۱۸۵	۴۹۰	۲۹۵	۱۴/۹	حداقل min.
۱۲/۹	۲۶/۹	۷/۷	۲۸	۲۸/۲	۲۷/۸	۳/۱	۱۳۷۷	۳۳۰۵	۱۹۲۵	۲۱۶۴	محدوده Range
۱/۴	۲/۸۷	۰/۹	۲/۲	۲/۴	۲/۹	۰/۶	۱۱۲	۳۸۸	۲۴۴	۲۸۳	انحراف معیار SD

جدول ۲ - مشخصات کیفی آب کرخه (ایستگاه پای پل)

### ۳-۲- محیط طبیعی

محیط طبیعی محدوده طرح تا حدود زیادی مانند محیط طبیعی استان خوزستان است.

#### ۳-۲-۱- پستانداران

پستانداران موجود در مخزن سد کرخه شبیه پستانداران سایر مناطق خوزستان بوده غالباً جانداران زیر را شامل میشود: گوزن

زرد ایرانی، قوچ و میش، پلنگ، خرس، کفتار، گرگ، روباه، شغال، موش، خدنگ، رودک، گربه وحشی، جوجه تیغی

#### ۳-۲-۲- پرندگان

حدود ۱۹۰ تا ۲۰۰ گونه پرنده در استان خوزستان شناخته شده است که برخی مهاجر و برخی بومی هستند. محل زیست

این پرندگان در حواشی تالابها، جنگلها، دشتهای و ارتفاعات است.

#### ۳-۲-۳- خزندگان و دوزیستان

خزندگان و دوزیستان شناخته شده در محدوده مخزن عمدتاً شامل مارهای افعی، سوسمار، لاک پشت و قورباغه هستند.

#### ۳-۲-۴- ماهیان

علیرغم اهمیتی که رودخانه کرخه برای استان خوزستان دارد تاکنون (زمان انجام مطالعات) مطالعات جامعی بر روی

ماهیان این رودخانه انجام نگرفته است. اطلاعات بدست آمده از اهالی منطقه حکایت از وجود ماهیان در سالهای گذشته است که به

دلیل احداث بندهای انحرافی و فعالیتهای انجام شده در دوران هشت ساله دفاع مقدس (۱۳۶۷-۱۳۵۹) و مسدود شدن مسیر ماهیان

مهاجر، جمعیت ماهیان در این بازه از رودخانه کاهش چشمگیری یافته است.

تنها اطلاعات موجود از جمعیت ماهیان رودخانه کرخه، آماری است که موسسه تحقیقات شیلات خوزستان در سال ۱۳۷۱ و با استفاده

از مصاحبه با صیادان جمع آوری نموده است. (جدول ۳).



ردیف	نام محلی	فراوانی (درصد)	نام علمی
۱	بنی	۸۴	Barbus Sharpeyi
۲	کتان	۲	Barbus Xanthopteros
۳	حمری	۴	Barbus Luteus
۴	شلج	۳	Aspius Vorax
۵	کپور	۷	Cyprinus carpio

### جدول ۳- توزیع جمعیتی ماهیان رودخانه کرخه (۱۳۷۱)

لذا با توجه به فقر اطلاعاتی فوق انجام مطالعات تفصیلی بر روی ماهیان و مسیر ماهیان مهاجر توصیه می گردد.

### ۵-۲-۳- فلور منطقه

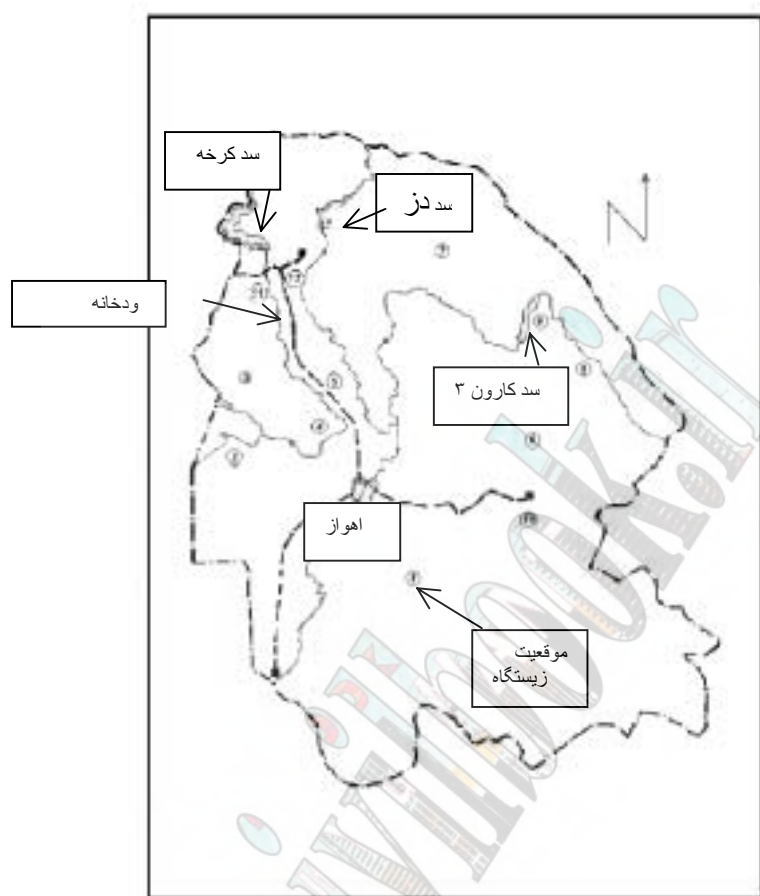
سد مخزنی کرخه پس از پایان آبرگیری مساحتی حدود ۱۶۶۰۰ هکتار را به زیر آب خواهد برد و طول دریاچه ای که تشکیل میگردد حدود ۷۰ کیلومتر خواهد بود. پوشش گیاهی محدوده بسیار فقیر است و گونه های زیر را می توان در آن یافت :

- شیدر زرد Trifolium SP	- گز Tamarix SP.
- شیرین بیان Glycyrrhiza glabra	- پده Populus euphratica
- یونجه زرد هندی Melilotus indicus	- سریم Lycium SP.
- عقربک Paronychia SP.	- تمشک Rubus SP.
- چمن گره ریش Sisymbrium SP.	- کور- لگجی Capparis Spinosa
	- کهورک ، جفجفک Prosopis spsigera
	- استبرق ، غلبب ، خرک Calotropis Procera

چنانکه از گونه های ذکر شده مشخص است ، آبرگیری مخزن کرخه به لحاظ گونه های گیاهی اثر قابل توجهی به دنبال نخواهد داشت .

### ۶-۲-۳- زیستگاهها

۱۲ زیستگاه مهم در استان خوزستان وجود دارد که توسط اداره کل محیط زیست استان خوزستان کنترل و حفاظت می گردد .



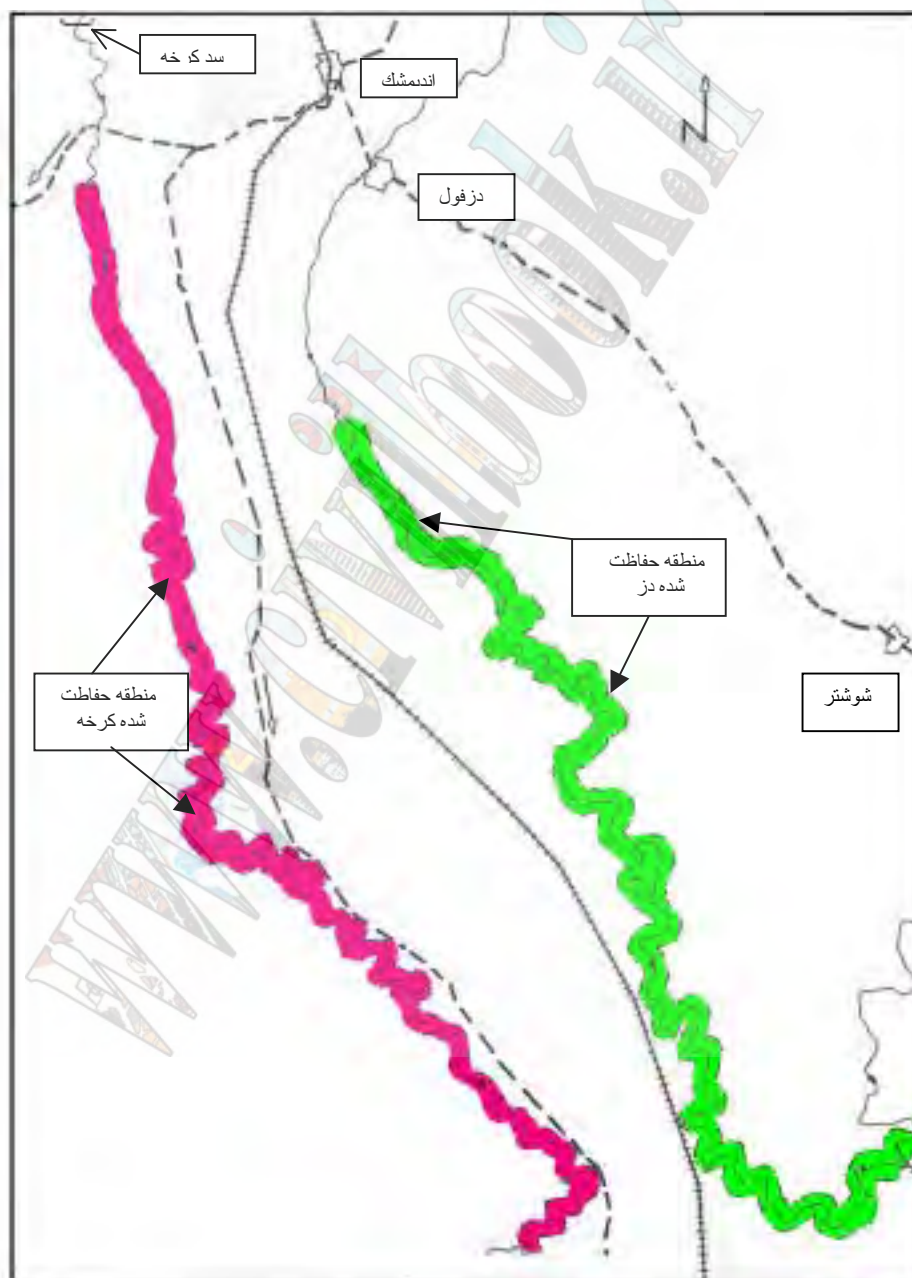
جدول ۴ و نقشه شماره ۳ نمایانگر موقعیت و مساحت این زیستگاهها است.

ردیف	نام زیستگاه	مساحت (هکتار)	نوع زیستگاه
۱	شادگان	۲۹۶۰۰۰	تالاب
۲	هورالعظیم	۶۰۰۰	تالاب
۳	کدابه	۷۰۰	تالاب
۴	کوت نعیم	۸	آبگیر
۵	بامدژ	۴۰۰۰	تالاب
۶	برمه شور	۶	آبگیر
۷	تمبی	۱۵	دریاچه
۸	برچستان	۱۷۵۰	تالاب
۹	بندون	۷۰۰	آبگیر
۱۰	دیمه	۱۰۰	منطقه حفاظت شده
۱۱	کرخه	۳۶۰۰ و ۹۴۲۷	منطقه حفاظت شده، پناهگاه حیات وحش
۱۲	دز	۵۳۴۰ و ۱۰۶۲۳	منطقه حفاظت شده، پناهگاه حیات وحش

جدول ۴ - زیستگاههای تحت کنترل استان خوزستان

از بین این زیستگاهها، زیستگاههای کرخه، دز و شادگان دارای پناهگاه حیات وحش نیز هستند. مناطق حفاظت شده کرخه و دز در پایین دست سد کرخه قرار دارند (نقشه شماره ۴)، این دو منطقه، زیستگاه گونه نادر گوزن زرد ایرانی (*Cervus-dama mesopotamica*) (عکس شماره ۱) هستند.

نقشه شماره ۴- مناطق حفاظت شده دز و کرخه



عکس شماره ۱ - گوزن زرد ایرانی،



### ۳-۳- محیط انسان ساخت

محدوده طرح به لحاظ جوامع انسانی بسیار فقیر بوده و فاقد جمعیت قابل توجه است بطور کلی و پس از شکل گیری کامل دریاچه، ابنیه و یا زمینهای زراعی ۱۰ روستا غرقاب خواهد شد. از بین این روستاها، ۴۰ درصد آن دارای جمعیت دائمی بوده و ۶ روستای باقی توسط عشایر و در فصل کوچ مورد استفاده قرار می گیرد. بنابراین این روستاهای فوق دو نوعند:

- روستاهای دائمی

- سکونتگاههای عشایری

اهالی این روستاها غالباً به زراعت و دام پروری اشتغال دارند. جدول ۵ نمایانگر خصوصیات این روستاها است. مذاکره با اهالی این روستاها در مورد نحوه تملک اراضی به پایان رسیده و تقریباً کلیه روستاها تخلیه شده اند.

ردیف	نام روستا	نوع اقامت	جمعیت (نفر)	شغل روستائیان	وسعت زمینهای متاثر (هکتار)		موقعیت
					زمینهای آبی	زمینهای دیمی	
۱	گاویل مرده	سکونتگاه عشایری	۵۰	دامپروری	-	-	ساحل راست
۲	گللال مورت	دائمی	۷۵	کشاورزی	۲۴/۷۹	۲۳/۱۸	" "
۳	کوچکو	سکونتگاه عشایری	۶۰	دامپروری	-	-	" "
۴	زیربند	" "	۳۵۰	"	-	-	" "
۵	پنبه زار	دائمی	۱۰۰	کشاورزی	-	۲۰	ساحل راست
۶	سپتون	دائمی	۴۵۰	کشاورزی	۷۶/۳	۲۰۰	ساحل چپ
۷	استقلال	مهاجرت کرده اند	۱۶۸	کشاورزی	-	۶۳/۸	" "
۸	دیوان بلند	سکونتگاه عشایری	۶۰	دامپروری	-	-	" "
۹	چم شالون	دائمی	۱۵۰	کشاورزی	۰/۹	۱۹۴	" "
۱۰	طاق اکبر	سکونتگاه عشایری	۵۰	دامپروری	-	-	" "

جدول ۵ - مشخصات روستاهای متاثر از سد مخزنی کرخه

## ۲- روش کار

شرایط طرح سد ونیروگاه کرخه و زمان انجام این مطالعات موجب گردید که به منظور حصول به بهترین نتایج روش شناخت قدم به قدم مد نظر قرار گیرد. اعتقاد بر این بود که همگامی و همراهی نزدیک با مجریان طرح می تواند در شناخت آثار مثبت و منفی زیست محیطی طرح سهم به سزائی داشته باشد. لذا مراحل زیر در دستور کار قرار گرفت:

- تحلیل مفهومی اطلاعات تحصیل شده از گزارش های طرح و بازدیدهای صحرائی درارتباط با وضع موجود زیست محیطی
- پیش بینی آثار زیست محیطی و مقایسه آنها با مزایای پیش بینی شده در مطالعات اولیه
- بررسی و ارزیابی اجمالی آثار زیست محیطی در طی فرآیند تبادل نظر دائمی با بخشهای فنی طرح

## ۵ - آثار زیست محیطی

- آثار زیست محیطی طرح درسه محور پیش بینی شده است . این سه محور عبارتند از :
- آثار طرح بر محیط زیست فیزیکی
- آثار طرح بر محیط زیست طبیعی
- آثار طرح بر محیط انسان ساخت



## ۵-۱- محیط زیست فیزیکی

### ۵-۱-۱- خاک و زمین شناسی

انتظار می‌رود که به علت حجم زیاد مخزن و ساختار زمین شناسی منطقه، زمین لغزشهایی در دیواره های مخزن رخ دهد (پس از آنگیری زمین لغزشهایی با احجام کم مشاهده شده است). به علاوه با توجه به سوابق موجود ثبت شده در سایر نقاط دنیا (زلزله القائی حاصل از سد کوینا در هندوستان با مخزن ۴/۸ میلیارد متر مکعب) احتمال وقوع زلزله القائی نیز در منطقه می‌رود اگرچه شبکه زلزله نگاری سد تاکنون چنین زلزله ای را ثبت نکرده است.

### ۵-۱-۲- آب

#### ۵-۱-۲-۱- تغییر در تراز آب

متاسفانه هیچگونه اطلاعاتی از تراز آب زیرزمینی در محدوده اطراف مخزن در دسترس نیست اما آنچه که برای ما محرز است تغییر تراز آب زیرزمینی پس از آنگیری کامل مخزن است.

#### ۵-۱-۲-۲- سیلابها

سد مخزنی کرخه با توجه به اینکه یکی از اهداف آن کنترل سیلاب است نقش مهمی در این امر خواهد داشت. کنترل سیلاب دارای دو وجه عمده خواهد بود: جنبه مثبت: حفظ مناطق پایین دست، جوامع و اکوسیستمها و خصوصاً زیستگاه گوزن زرد ایرانی (پناهگاه حیات وحش و منطقه حفاظت شده کرخه).

جنبه منفی: ممانعت از عبور سیلابهای کوچکی که در اثر جاری شدن آنها در فصل بهار مناطقی برای استراحت، تخم گذاری و پناه گرفتن پرندگان بوجود می‌آید. البته شکل گیری دریاچه موجب بوجود آمدن منطقه ای امن و وسیع برای این پرندگان خواهد شد و به مرور زمان پرندگان مهاجر جذب این منطقه می‌شوند.

#### ۵-۱-۲-۳- رژیم رودخانه

احداث سد کرخه موجب تغییر رژیم رودخانه کرخه شده است. بدین لحاظ و به منظور تامین حداقل جریان مورد نیاز پایین دست مخزن، مقدار ۲۹ متر مکعب در ثانیه جریان در نظر گرفته شده است. این مقدار معادل متوسط حداقل ماهیانه جریان با احتمال وقوع ۹۰ درصد براساس توزیع نوع III پیرسون است.

#### ۵-۱-۲-۴- کیفیت آب

آنچه مسلم است آنگیری مخزن و تغییر رژیم هیدرولیکی رودخانه از حالت جاری به حالت سکون موجب بروز تغییراتی در کیفیت آب مخزن کرخه خواهد شد.

#### ۵-۱-۲-۴-۱- رسوبات

زمان ماند زیاد (حدود ۱۴ ماه) اجازه رسوب کلیه جامدات معلق موجود در آب که ناشی از بارندگی های طولانی یا بارشهای سنگین است را می‌دهد.

#### ۵-۱-۲-۴-۲- درجه حرارت

عوامل متعددی بر توزیع درجه حرارت در مخزن موثرند. خصوصیات هیدرولیکی و فیزیوگرافی مخزن سد کرخه هیچ جای تردید در وقوع لایه بندی حرارتی مخزن نمی‌گذارد. تغییرات درجه حرارت در اعماق مختلف آب بر کیفیت آب خروجی از مخزن موثر است. تغییرات درجه حرارت در مخزن کرخه با استفاده از روش نیوتن شبیه سازی شده است. که منحنی شماره ۱ نمایانگر نتایج آن است.

#### ۵-۱-۲-۴-۳- TDS

پیش بینی میشود که TDS ورودی به مخزن، در مخزن تغییر کرده و مقادیر حداکثر و متوسط غلظت آن از ۲۲۲۰ و ۷۲۵ میلی گرم در لیتر به ۱۰۱۸ و ۷۷۳ میلیگرم در لیتر برسد.

### ۳-۱-۵- اقلیم

پیش بینی میشود که مخزن سد کرخه با مساحتی حدود ۱۶۶۰۰ هکتار و با توجه به مجاورت آن با سد دز، بر اقلیم منطقه و چرخش آن در محیط اطراف مخزن اثر گذارد.

### ۲-۵- محیط زیست طبیعی

#### ۱-۲-۵- فون

به زیر اب رفتن ۱۶۶۰۰ هکتار از اراضی در محدوده مخزن کرخه بر جانداران و زیستگاه آنها اثر خواهد گذاشت که به علت عدم وجود زیستگاه خاص و عدم وجود جانداران نادر یا در حال انقراض در محدوده، اثر جاری به حساب نمی آید.

- شکل گیری مخزن سد کرخه باعث بوجود آمدن مکان جدیدی برای پرندگان مهاجر جهت استراحت تخم گذاری و پناه گرفتن آنها خواهد شد.

- کنترل سیلاب توسط مخزن سد کرخه موجب حفظ زیستگاه گوزن زرد ایرانی خواهد شد.

- شکل گیری مخزن موجب تغییر اکوسیستم رودخانه ای به دریاچه ای خواهد شد اما به علت عدم گزارش گونه های در معرض خطر یا مهم به لحاظ اقتصادی، این اثر نیز اثر خاصی به حساب نمی آید.

#### ۲-۲-۵- فلور

اقلیم و در نتیجه پوشش گیاهی فقیر منطقه موجب شده است که نگرانی در مورد آبیگری مخزن و اثر آن بر فلور منطقه وجود نداشته باشد. البته پس از آبیگری مشکلاتی چون رشد گیاهان آبیزی در مناطق کم عمق بروز می کند که می توان با مدیریت مخزن بر آنها چیره شد.

### ۳-۵- محیط زیست انسان ساخت

علیرغم آثار منفی که سد کرخه بر محیط زیست انسان ساخت خواهد داشت، آثار مثبت منتجه آنقدر قابل توجه است که آثار منفی قابل صرف نظر کردن است. مخزن سد کرخه تنها ۴ روستا با جمعیت دائمی را مستغرق می کند، پس از شکل گیری مخزن هیچ جاده یا زیر ساختار مهم دیگری تحت تاثیر قرار نخواهد گرفت. تاکنون هیچ مشکل حاد اجتماعی که ناشی از عملیات ساختمانی و احداث سد کرخه باشد از شهرهای نزدیک گزارش نشده است.

عمده آثار مثبت ناشی از طرح عبارتند از:

- ممانعت از وقوع سیلابهای مهیب کرخه و ضررهای اقتصادی منتجه
- تولید ۹۳۴ گیگاوات ساعت انرژی برق در سال
- رشد اقتصادی ناشی از تولید انرژی و توسعه کشاورزی
- ایجاد فرصتهای جدید شغلی
- ایجاد راههای جدید دسترسی و سهولت دسترسی به مزارع
- ایجاد ثبات اقتصادی و درآمد مطمئن برای اهالی منطقه

تنها اثر نسبتاً مهم منفی ناشی از شکل گیری مخزن افزایش احتمال وقوع بیماری تحت کنترل تب حلزون (بیلار زیازیس) است.

### نتیجه گیری:

سد مخزنی کرخه با توجه به آثار مثبت اشاره شده در بالا یکی از مهمترین و شاید مهمترین طرح ملی کشور است. مطالعات اجمالی محیط زیست انجام شده نمایانگر قابل توجه بودن آثار مثبت این طرح است در حالیکه آثار منفی آن یا قابل توجه نبوده و یا اینکه عموماً قابل مدیریت هستند.

یکی از مهمترین آثار این طرح حفاظت از زیستگاه گوزن زرد به عنوان یکی از گونه های نادر و مدنظر بین المللی است . در انتها توصیه می گردد به منظور بالا بردن توان استفاده بهینه از مخزن و سد و نیروگاه کرخه مطالعات تفصیلی بر روی آبریزان محدوده و پارامترهای کیفی آب انجام گیرد.

## مراجع

۱. شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس ، ۱۳۷۲ ، " گزارش نهائی فنی فاز ۱ سد مخزنی کرخه "
  ۲. شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس ، ۱۳۷۴ ، " گزارش سازه های هیدرولیکی سد مخزنی کرخه ، فاز ۲ ، جلد پنجم ."
  ۳. امیرحسین ایزددوستدار، مجتبی غروی ، ۱۳۷۸ ، " مطالعات اجمالی محیط زیست سد کرخه "
  ۴. شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران .
- 1- International Commission on Large Dams, Bulletin no.35, " Dams and the Environment", 1982 .
  - 2- International Commission on Large Dams, Bulletin no.37, " Dams Projects and Environmental Success ", 1981.
  - 3- International Commission on Large Dams, Bulletin no.50, " Dams and the Environment, Notes on Regional Influences", 1985.
  - 4- International Commission on Large Dams, Bulletin no.65, " Dams and the Environment, Case Histories"1988.
  - 5- International Commission on Large Dams, Bulletin no. 86, " Dams and Environment,Socio-economic impacts", 1992.
  - 6- International Commission on Large Dams, Bulletin no.90, " Dams and Environment, Geophysical Impacts", 1994.
  - 7- International Commission on Large Dams, Bulletin no. 96, " Dams and Environment, Water Quality and Climate" 1994.
  - 8- International Commission on Large Dams, Bulletin no. 100, " Dams and Environment, Ridracoli: A model Achievement", 1995.
  - 9- World Bank, Technical Paper Number 140, " Environmental Assessment Sourcebook, Volume II " , 1991.

# بررسی اثرات زیست محیطی فرسایش خاک در حوزه آبریز سد کرخه

مجتبی اردستانی<sup>۱</sup>

محمد محمدی<sup>۲</sup>

## چکیده:

حوزه آبریز کرخه با بیش از ۵ میلیون هکتار وسعت، انواع بیومها و اکوسیستمهای کشور، اعم از کوهستانی، دره ای، تالابی، دریاچه ای، رودخانه ای و مانند اینها را در بر گرفته است. اما در چند دهه اخیر، روند رو به تخریب این نواحی ادامه حیات را برای محیطهای طبیعی، اجتماعی و انسان ساخت پیرامون حوزه، مشکل ساخته است. فرسایش خاک بعنوان مهمترین عامل مخرب فعال در سطح حوزه، بر تمامی بخشهای محیط زیست منطقه تأثیر بنیادینی نهاده است. در این مقاله که حاصل یافته های پژوهشی برای شناخت و بررسی پیامدهای زیست محیطی فرسایش خاک در حوزه آبریز کرخه است، نخست گستره حوزه به پنج زیر حوزه، چهل و هفت دشت و ۲۷۴ محدوده مطالعاتی تقسیم و سپس براساس پهنه بندی شیب، جهت و ارتفاع زیر حوزه ها، اطلاعات مربوط به فرسایش دامنه ها و رسوب شبکه هیدروگرافی محدوده های مطالعاتی برای ۲۷۰ رودخانه کوچک و بزرگ حوزه تعیین گردید. برای محاسبه میزان پتانسیل خطر فرسایش، از میان روشهای تجربی متداول، روش PSIAC به سبب داشتن بیشترین ارتباط با شرایط زیست اقلیمی حوزه، انتخاب در مطالعات صحرایی بکار گرفته شد. پس از اتمام مطالعات فرسایش خاک، براساس روشی مبتنی بر تشریح مقایسه ای وضعیت فرسایش خاک و تخریب محیط زیست حوزه، نحوه ادامه این روند در آینده، نمایان گردید. در این میان، کاهش تنوع گونه ای در جوامع گیاهی و جانوری، کاهش حجم منابع آب زیر زمینی، افزایش وقوع سیلابهای ویرانگر، طغیان و گسترش آفات گیاهان زراعی مانند سن گندم و تغییر بنیادی در محیطهای اقتصادی، اجتماعی و فرهنگی ساکنان حوزه به سبب افزایش مهاجرت به مناطق دیگر، از جمله مهمترین مظاهر تخریب وابسته به فرسایش خاک حوزه در آبریز کرخه شناخته شدند. در پایان، برای کنترل عوامل فرساینده و احیای توان از دست رفته منابع اکولوژیکی حوزه آبریز کرخه، پیشنهادهایی برای اجرا ارائه شده است.

## کلمات کلیدی:

فرسایش خاک، حوزه آبریز کرخه، اثرات زیست محیطی

<sup>۱</sup> مجتبی اردستانی، عضو هیئت علمی دانشکده محیط زیست دانشگاه تهران

<sup>۲</sup> محمد محمدی، کارشناس وزارت نیرو

**مقدمه :**

فرسایش خاک که به برداشت تدریجی خاک سطحی توسط آب یا باد گفته می شود، سبب گردیده تا سالانه بیش از ۵/۴ میلیارد متر مکعب خاک حاصلخیز سطحی کشور ایران از بستر اصلی خود جدا شده و روانه نواحی پست تر، رودخانه ها، تالابها، دریاچه ها، دریاها و سایر مخازن طبیعی و مصنوعی ذخیره آب گردد [۳]. بگونه ای که سالانه نزدیک به ۲۰۰ میلیون متر مکعب رسوب در پشت سدهای مخزنی کشور تجمع یافته [۴] و نزدیک به ۱۵۰۰ هکتار از زمینهای کشاورزی و مرتعی قابلیت و بازدهی خود را از دست میدهند [۶]. براین اساس بیش از ۵۶ میلیون هکتار (۱۳ سطح کشور) از خاک سطحی کشور دارای فرسایشی بیش از ۱۰ تن در هکتار است، که در مقایسه با فرسایش ویژه در کشورهای اروپایی و آمریکایی که از یک تن در هکتار کمتر است و حتی در کشورهای آفریقایی که ۷ تن در هکتار است، رقم بالایی را نشان میدهد [۲].

همه اینها در حالی اتفاق می افتد که در شرایط اقلیمی ایران، برای تشکیل یک سانتی متر خاک از سنگ ما در ۳۰۰ تا ۱۰۰۰ سال زمان لازم است [۵]، از کل ۵۲ میلیون هکتار زمین زراعی کشور نیز، تنها ۲/۱۸ میلیون هکتار کشت می شود [۱] و از تمامی ۱۵۵ میلیارد متر مکعب روان آب سالانه کشور نیز، تنها ۲۶ میلیارد متر مکعب آن توسط سدهای مخزنی مهار می گردد [۴]. فضایی که پیرامون خاک را فرا گرفته، با آن برهم کنش دارد و همه اجزای جاندار و بی جان زیست بومهای محیط زیست را در بر می گیرد نیز، بصورتهای مستقیم و غیرمستقیم تحت تأثیر قرار گرفته است. منقرض شدن بسیاری از گونه های گیاهی مرتعی، کاهش قدرت ذخیره آبهای زیرزمینی، کاهش کیفیت منابع آبهای سطحی و زیرزمینی، تخریب زیستگاههای مناسب برای آسایش و تولید مثل جانوران و تغییر در محیط اجتماعی و اقتصادی (مانند مهاجرت به مناطق دیگر حوزه)، از جمله اثرات و پیامدهای زیست محیطی فرسایش خاک می باشند، که به شکل فعالی در حوزه آبریز کرخه نمایان گردیده اند.

این موضوع از آنجا اهمیت بیشتری می یابد که گستره حوزه آبریز کرخه، بعنوان یک منطقه استراتژیک در غرب کشور از ارزش ژئوپولیتیکی خاصی برخوردار است. به علاوه پس از اتمام عملیات ساختمانی سد کرخه، با مهار آب رودخانه کرخه و کنترل سیلابهای ورودی به تالاب مرزی هورالعظیم، این حوزه واجد ارزشهای جغرافیایی سیاسی و هیدروپولیتیک با کشور عراق خواهد گردید. بنابراین از آنجا که فرسایش خاک بعنوان پدیده ای طبیعی و تخریبی، نقش بسیار مهمی در زوال تدریجی منابع محیطهای طبیعی و اجتماعی محیطهای زیست حوزه داشته در سالهای اخیر (مخصوصاً در یک دهه اخیر نیز از) گسترش و شدت ۳۰۰ درصدی برخوردار بوده است [۲]، شکی نیست که تحقیق درباره وضعیت فعلی و روند افزایش فرسایش خاک در منطقه و شناسایی اثرات آن بر محیطهای مختلف طبیعی، اجتماعی و انسان ساخت حوزه، در اولویت برنامه های حفاظت محیط زیست کشور قرار می گیرد.

**روش شناسی پژوهش**

از آنجا که برای نخستین بار، یک بررسی از پیامدهای زیست محیطی فرسایش خاک در کشور، مد نظر بود، منطقه ای انتخاب گردید که از یک سو فرسایش خاک در آن فعال بوده و از سوی دیگر محیط زیست آن از گونه گونی زیستی قابل توجهی برخوردار است. به همین دلیل با بررسی های پایه اولیه، منطقه ای با مشخصات مذکور در غرب کشور واقع بین شش استان کرمانشاهان، کردستان، لرستان همدان، ایلام و خوزستان انتخاب گردید.

برای بررسی اثرات زیست محیطی فرسایش خاک آن منطقه در شرایط گذشته و حال و نیز پیامدهای زیست محیطی این پدیده در شرایط آینده، ابتدا ضروری می نمود تا بگونه ای مشخص و علمی از روند فرسایش خاک و نحوه گسترش آن در آینده آگاهی حاصل شود. به همین دلیل شناخت وضعیت کیفی و کمی فرسایش خاک در منطقه، به همراه بررسی چگونگی شدت، پتانسیل خطر و حساسیت زمینهای آن منطقه به فرسایش، از اصلی ترین پیش شرطهای این تحقیق محسوب می گردند. برای دست یابی به نتایج پیش شرطهای مذکور، فهرستی از همه روشهای قابل کاربرد در کشور برای دست یابی به هدف فوق، تهیه و برپایه توانمندیهای هر روش و واقعیتهای منطقه ای، شایسته ترین روشها انتخاب گردید.



به سبب محدودیتهای موجود در کاربرد روشها (به سبب نیاز به اطلاعات زیستی تعریف شده در واحدهای هیدرولوژیکی موسوم به آبریز یا آبخیز) نیز، منطقه انتخاب شده بین مرزهای حوزه آبریز کرخه محدود گردید.

سپس باتوجه به کلیه اطلاعات موجود در کتابخانه ها، اداره ها، سازمانها و براساس نقشه های توپوگرافی، عکسهای هوایی و تصاویر ماهواره ای حوزه، بررسی های اولیه و نقشه های پایه تهیه گردید. همچنین باتوجه به شرایط اقلیمی و ویژگیهای توپوگرافیک حوزه و نیز بر پایه بیش بوم شناختی حاکم بر پیامدهای زیست محیطی فرسایش خاک، مدل مناسب انتخاب شد. سیستم پردازش اطلاعات در این مرحله، سیستم اطلاعات جغرافیایی (GIS) بوده است که براساس بیست و هفت لایه اطلاعاتی بصورت عکس و نقشه، مورد استفاده قرار گرفته است. با شروع عملیات میدانی در ۴۷ محدوده مطالعاتی، اطلاعات به هنگام حوزه با نقشه ها و جدولهای پایه مقایسه و تکمیل گردید. برای شناسایی و بررسی جنبه های مختلف زیست محیطی فرسایش خاک در حوزه، از میان ده روش قابل کاربرد (معادله جهانی فرسایش خاک، استلیک، فورنیه، داگلاس، کرک بای، اسکالوگرام، مورگان، مورگان و فینی، فائو و پسیاک)، روش پسیاک مورد استفاده قرار گرفت. در حقیقت با استفاده از این روش، روند فعلی، شدت و مقدار فرسایش خاک حوزه نمایان گردیده، از پتانسیل رسوبدهی و رسوبگذاری زمینهای حوزه اطلاعاتی بدست آمده و امکانی برای بررسی اثرات زیست محیطی فرسایش خاک در حوزه فراهم می آمد.

برای به هنگام سازی اطلاعات پایه محیط طبیعی، صورت ریزی تشریحی تهیه و بر پایه مشاهدات عینی، مصاحبه های حضوری و نتایج جداول تکمیل شده، به تشریح اثرات زیست محیطی که به سبب فرسایش خاک نمایان گردیده، پرداخته شد. در پایان نیز برای تجزیه و تحلیل اطلاعات جمع آوری شده، به هنگام سازی اطلاعات و نقشه های پایه و همچنین دستیابی به نتیجه گیری نهایی، فعالیتهای دفتری ادامه یافت.

### پیرامون شناسی حوزه آبریز و آبخیز کرخه

حوزه آبریز کرخه بین ۰۶،۴۶ و ۴۹،۱۰ طول شرقی و ۳۰،۵۸ و ۳۴،۵۶ عرض شمالی قرار گرفته است. مساحت این حوزه در محدوده داخلی خاک ایران برای کل حوزه آبریز کرخه ۵۰۷۶۸ کیلومتر مربع و برای حوزه آبخیز سد کرخه ۴۲۶۴۴ کیلومتر مربع میباشد. بخشهایی از شش استان کردستان، همدان، کرمانشاهان، لرستان، ایلام و خوزستان که مخصوصا شامل شهرهایی مانند ملایر، نهاوند، تویسرکان، کنگاور، سنقر، کامیاران، کرمانشاه، کرد، خرم آباد و سوسنگرد می شوند، در حوزه آبریز کرخه واقع گردیده اند. گستردگی جغرافیایی بین عرضهای ۳۱ تا ۳۵ درجه، گستردگی تغییر ارتفاع از ۳ تا ۳۵۰۰ متر بالاتر از سطح دریا و قرار گرفتن در کرانه باختری زاگرس، بر تابش خورشید و سایر پدیده های جنبی آن تأثیر مسقیم داشته و تغییرات بسیاری را در میزان بارندگی حوزه (از ۱۵۰ تا ۱۰۰۰ میلی متر) بوجود آورده است، به همین دلیل اقلیم حوزه از شمال به جنوب از خشک تا مرطوب تغییر میابد.

چهل و هفت دشت پهناور با مجموع وسعت حدود ۲ میلیون هکتار و با ارتفاع متوسط ۱۳۰۰ متر از سطح دریا در حوزه گسترش یافته اند که از آن جمله می توان به دشتهای ملایر، نهاوند، کرمانشاه، سنقر و ماهیدشت اشاره نمود. بلندترین نقطه ارتفاعی حوزه با ۳۵۰۰ متر بلندی از سطح دریا، بر قله کوه الوند و کوتاهترین نقطه ارتفاعی با ۳ متر بلندی از سطح دریا در دشت آزادگان واقع گردیده است.

پنج رودخانه اصلی گاماسیاب، قره سو، سمیره و کشکان و کرخه پائین، شبکه هیدروگرافی حوزه را شکل داده که پس از پیوستن به یکدیگر و وارد شدن به تالاب مرزی هورالهویزه (هورالعظیم)، به اروند رود در خاک عراق تخلیه و نهایتا به خلیج فارس می پیوندند. این رودخانه که در مجموع از به هم پیوستن بیش از ۲۷۰ رودخانه کوچک و بزرگ تشکیل می شود، حوزه آبریز کرخه را به پنج زیر حوزه کلن و چهل و هفت زیر حوزه خرد تقسیم می نماید.

تشکیلات زمین شناسی زاگرس که بطور عمده بستر سطحی حوزه را تحت تأثیر خود قرار داده اند ضخامت متوسطی داشته و بیشتر از مواد دانه ریز سیلتی تشکیل یافته اند. آبرفت‌های با ضخامت متوسط در دشتهای و سازندهای گچی نمکی دوره میوسن در دامنه‌ها از دیگر زمین‌ساخت‌های حوزه می‌باشند.

ساختار خاکشناسی حوزه، تنوع چندانی ندارد، بگونه‌ای که افق اکریک (۱) با ۶۰ درصد وافق مالیک (۲) با ۳۹ درصد پوشش، حدود ۹۹ درصد افق‌های خاک‌های سطحی حوزه را بخود اختصاص داده‌اند. پروفیل خاک در بخش‌های جنوبی و بویژه در دشتهای آبرفتی خوزستان، از تکامل بیشتری برخوردار است. ضخامت خاک در دشتهای میانی حوزه به شش متر نیز می‌رسد در حالیکه در دامنه‌های شمالی و شرقی حوزه، این رقم از ۶۰ سانتی متر تجاوز نمی‌نماید.

به منظور توسعه منابع آب سطحی حوزه، عظیم‌ترین سد مخزنی کشور بر روی رودخانه کرخه و در محلی بنام احمد شاه در حال احداث است. این سد که گنجایشی معادل ۵/۷ میلیارد متر مکعب و طول تاجی برابر ۳۰۳۰ متر خواهد داشت، پس از بهره‌برداری، ۲۲۰ هزار هکتار از زمینهای پایاب خود را در استان خوزستان به زیر کشت برده، سیلابهای ویرانگر را کنترل و بخشی از انرژی الکتریکی کشور را تأمین خواهد نمود.

پوشش گیاهی حوزه به سبب تنوع اقلیم از گونه‌گونی نسبتاً بالایی برخوردار است، بگونه‌ای که همزمان با برداشت خرما از نخلستانهای جنوب سوسنگرد می‌توان گل‌های پامچال سر از برف بیرون آورده را در دامنه‌های جنوبی کوه الوند مشاهده نمود. بهر حال گونه‌های مرتعی آستراگالوس و لگومینوزه و گونه‌های درختی بلوط را بطور گسترده در دامنه‌های مشرف به دشتهای و جنگلهای بلوط غرب می‌توان مشاهده نمود.

زندگی جانوری در حوزه نیز مجموعه سامان نیافته‌ای از پستانداران، پرندگان، خزندگان و آبیان را در بر می‌گیرد. مهمترین گونه پستاندار حوزه آبریز کرخه، گوزن زرد ایرانی است که بصورت بسیار محدود و در حال انقراض، در منطقه حفاظت شده دز و کرخه استقرار یافته است.

از میان مناطق چهارگانه حفاظتی، اثر ملی طبیعی دهلران، منطقه حفاظت شده دز و کرخه و پناهگاه حیات وحش کرخه را در گستره حوزه می‌توان مشاهده نمود.

### یافته‌ها و رهیافتها

بطور کلی، فرسایش خاک به شکل‌های مختلف سطحی (۳) (سفره‌ای)، شیاری (۴)، آبکند (۵) (گالی)، توده‌ای (۶)، لغزشی (۷)، خمیری (۸)، عمودی (۹)، پادل (۱۰) و رودخانه‌ای (۱۱)، در حوزه آبریز کرخه نمایان است. سالانه بیش از شصت میلیون تن خاک دامنه‌های ارتفاعات حوزه نیز از بستر اصلی خود جدا شده و حدود چهل میلیون تن از آن به تالاب هورالعظیم راه می‌یابد. بیست میلیون تن خاک فرسایش یافته باقیمانده، قبل از ورود به شبکه هیدروگرافی در پستی‌های حوزه تجمع یافته و رسوب میکند که براین اساس سالانه سی هزار هکتار از زمینهای کشاورزی حوزه بازدهی خود را از دست می‌دهند. زیر حوزه سیمره با ۲۵ میلیون تن فرسایش خاک، در مقام اول وزیر حوزه قره‌سو، کشکان، گاماسیاب و کرخه پائین هر یک با ۵/۱۵، ۵/۱۲، ۵ و ۲ میلیون تن فرسایش خاک، در مکانهای دوم تا پنجم جای می‌گیرند. پتانسیل رسوبدهی حوزه برای ده سال آینده نیز در صورت ادامه روند فعلی به ۸۵ میلیون تن در سال می‌رسد. از میان انواع مختلف فرسایش خاک مشاهده شده در گستره دامنه‌های زیر حوزه‌های پنج‌گانه، فرسایش سطحی با ۸۵ درصد، فرسایش شیاری با ۱۰ درصد و سایر فرسایشهای آبکند، توده‌ای، لغزشی، خمیری، عمودی، پادل و رودخانه‌ای با ۵ درصد فراوانی، حدود ۴/۳ میلیون هکتار از کل وسعت ۲/۵ میلیون هکتاری حوزه را، زیر پوشش دارند. اثرات و پیامدهایی را که فرسایش خاک، بر اجزای جاندار و بی‌جان محیط زیست حوزه آبریز کرخه برجای گذاشته است و در آینده نیز بر جای خواهد نهاد، در زیر شرح داده می‌شوند:

### - منابع آب :

۱- کاهش کیفیت فیزیکی آبهای سطحی در زیر حوزه‌های سیمره و قره‌سو به سبب افزایش کدورت و مواد جامد معلق

- ۲- کاهش حجم ذخیره سدهای خاکی موجود و سد کرخه به هنگام بهره برداری .
- ۳- بالا آمدن بستر رودخانه گاماسیاب و کرخه پائین به علت شدت رسوبگذاری که سبب افزایش احتمال وقوع سیل و جریانهای طغیانی خواهد گردید.
- ۴- پائین رفتن بستر رودخانه های سیمره و گاماسیاب به علت شدت فرسایش بستر و دیواره های رودخانه .
- ۵- کاهش قدرت نفوذ آب به زمینهای شیب دار دامنه های بدون پوشش زیر حوزه های پنج گانه
- ۶- افزایش ضریب روان آب سطحی در دامنه های بدون پوشش به سبب کاهش قدرت نفوذ آب در خاک
- ۷- پرپود (Eutrophicate) شدن تالاب " لپوی مرغزار " در لرستان به سبب ورود مقادیر زیاد رسوب حاوی فسفر نا محلول و نیتروژن محلول زمینهای کشاورزی دامنه های زیر حوزه کشکان به آن .
- ۸- افزایش تناوب جریانهای طغیانی و سیلابی در زیر حوزه های پنج گانه

#### - منابع خاک :

- ۱- هدر روی و از دسترس خارج شدن خاک حاصلخیز سطحی در زیر حوزه های فرسایش یافته
- ۲- کاهش قدرت حاصلخیزی خاکهاییکه تحتتأثیر فرسایشهای عمودی ، پادل وسطی قرار گرفته اند .
- ۳- تخریب ساختمان خاک و غیر قابل نفوذ ساختن پروفیل خاک نسبت به آب در مناطق وسیعی از حوزه آبریز کرخه پائین که تحت تأثیر فرسایش پادل و عمودی واقع گردیده اند .
- ۴- پدیدار شدن سنگریزه ها و توده های سنگی بستر زمین در دامنه های زیر حوزه قره سو
- ۵- نابودی حیات میکروبی در خاکهایی که تحت تأثیر فرسایش واقع گردیده اند .
- ۶- کاهش سرعت و قدرت خاک سازی در دامنه های فرسایش یافته
- ۷- شور شدن خاکها و ایجاد شکافهای عمیق چند ضلعی بر سطح آنها در دشتهای مشرف به دامنه های فرسایش یافته زیر حوزه های قره سو و سیمره به سبب تجمع رسوب
- ۸- کاهش قدرت خاک در نگهداری ریشه گیاهان مرتعی و درختان جنگلی دامنه های فرسایش یافته.
- ۹- افزایش قابلیت فرسایش پذیری (۱۲)افقهای زیر سطحی خاکهایی که فرسایش یافته اند .
- ۱۰- افزایش شدت خاصیت روان گرایی خاک دامنه های فرسایش یافته
- ۱۱- تغییر ساختار رژیم های رطوبتی و حرارتی خاکهای فرسایش یافته دامنه ها و رسوب پذیر دشتهای زیر حوزه های پنج گانه

#### - زمین شناسی :

- ۱- افزایش شدت لرزه خیزی دامنه هایی که تحت تأثیر فرسایش توده ای قرار گرفته اند ، به سبب کاهش بارگذاری آنها
- ۲- افزایش شدت فعالیت زمین لغزشها در دامنه های فرسایش یافته
- ۳- افزایش سرعت هوازگی فیزیکی و شیمیایی سنگها در نواحی فرسایش یافته دامنه های زیر حوزه های پنج گانه

#### - پستی و بلندی ( توپوگرافی ) :

- ۱- ملایم شدن پستی و بلندیها به سبب سائیدگی ( فرسایش ) بلندیها و انباشتگی رسوب در نواحی پست حوزه .
- ۲- تغییر نحوه عملکرد سیستم های سطوح آبگیر باران به سبب تخریب پوشش گیاهان مرتعی زیر حوزه های قره سو ، کشکان و سیمره
- ۳- تغییر مسیر آبراهه ها و شبکه آبراهه ای زیر حوزه کرخه پائین به سبب تجمع رسوب
- ۴- کاهش شیب عمومی زیر حوزه های پنج گانه
- ۵- کاهش ضریب زبری چشم اندازه های طبیعی زیر حوزه ها

**- پوشش گیاهی :**

- ۱- عدم توانایی گیاهان مرتعی دامنه ها و درختان جنگلی بلوط غرب برای استقرار ریشه هایشان در خاک .
- ۲- مدفون شدن گیاهان مرتعی دامنه های مشرف به دشتهای ملایر و خرم آباد در زیر رسوبات دامنه هایی که با عبور جاده از آنها ، بر شدت فرسایش خاک آنها افزوده شده است .
- ۳- کاهش قدرت ذخیره سازی سالنه هیدراتهای کربن در گیاهان مرتعی متأثر از فرسایش یا رسوب
- ۴- مواجه شدن گیاهان مرتعی و درختان جنگلی با شرایطی مشابه خشکسالی به سبب کاهش نفوذ آب در خاک دامنه های فرسایش یافته
- ۵- تغییر تیب گیاهی همه زمینهای حوزه به سبب ورود گونه های مهاجم و انقراض بسیاری از گونه های بومی جامعه گیاهی حوزه های سیمره ، کشکان و گاماسیاب
- ۶- افزایش شیوع بیماریها و آفات گیاهان مرتعی و درختان جنگلی به سبب کاهش حاصلخیزی خاک و تخریب زیستگاه طبیعی یافت . در این باره می توان به طغیان و گسترش سن گندم در سراسر حوزه اشاره نمود .
- بررسی های میدانی بسیار و همزمانی این پژوهش با تحقیقی که راجع به دلیل گسترش سن گندم در حوزه آبریز کرخه توسط موسسه تحقیقاتی آفات و بیماریهای گیاهان زراعی ، صورت می گرفت نشان داد که دلیل اصلی گسترش و طغیان سالهای اخیر سن گندم در کشور، فرسایش خاک و تخریب پوشش گیاهی در حوزه آبریز کرخه است . بر این اساس که با شدت یافتن فرسایش خاک و به تبع آن تخریب پوشش گیاهی ، مکان زندگی سن گندم در پای بوته های مرتعی تخریب شده و شرایط مناسبی برای انتقال آنها به دیمزارهای گندم گسترش یافته بردامنه ها ، فراهم می آید . با انتقال سن ها به مزارع گندم ، قدرت پرواز ، باروری و مقاومت آنها افزایش یافته و بطور گسترده ای در سراسر زمینهای زراعی حوزه پراکنش می یابند .
- ۷- کاهش قدرت پنجه زنی گیاهان مرتعی حوزه های پنج گانه ، به سبب کاهش فضای مناسب برای توسعه ریشه ها

**- حیات وحش جانوری :**

- ۱- تخریب زیستگاه جانوران خاکزی و کنار آبرزی در دامنه های فرسایش یافته
- ۲- نابودی مکانهای مناسب برای پنهان شدن پستانداران منطقه به سبب تخریب پوشش گیاهی جنگلهای پراکنده و بلوط غرب .
- ۳- شیوع بیماریهای ناشناخته ( درحوزه های آبریز کشکان و کرخه پائین ، پیکرهای مرده و در بعضی موارد بیمار موشهای صحرایی که زیستگاه آنها به سبب فرسایش خاک نابود گردیده مشاهده شد که البته قضاوت قطعی در این باره ، نیاز به بررسی های دقیق و موردی تر دارد ) .
- ۴- طغیان آفات گیاهان زراعی بویژه سن گندم در سراسر مراتع حوزه های پنج گانه
- ۵- در معرض خطر انقراض قرار گرفتن گوزن زرد ایرانی در منطقه حفاظت شده دز و کرخه ، بگونه ای که از میان عوامل مختلفی که در کاهش جمعیت گوزن زرد ایرانی در این منطقه مطرح می باشند ، فرسایش خاک به عنوان یک عامل ثانویه ، سبب شدت یافتن اثر سایر عوامل گردیده است .

**- محیط اجتماعی ، اقتصادی و فرهنگی :**

- ۱- کاهش در آمد سرانه کشاورزان حوزه در مناطق فرسایش یافته به سبب کاهش شدید میزان محصول برداشت شده در آن مناطق
- ۲- کاهش در آمد سرانه عشایر کوچ رو به سبب عدم امکان تعلیف کامل دامهای پرورشی .عکس شماره ۶ یک سیا چادر عشایری را در یک دامنه فرسایش یافته نشان می دهد .
- ۳- کاهش فعالیت صنایع و کارگاههای تبدیلی وابسته به محصولات کشاورزی یا دامهای عشایری
- ۴- کاهش اشتغال روستائیان ، عشایر و سایر ساکنان مناطق متأثر از فرسایش به فعالیتهای کشاورزی و دامداری و افزایش گرایش به سمت شغلهای کاذب



- ۵- افزایش کشمکش های روستایی و عشیره ای در دو سوی رودخانه گاماسیاب (منطقه سراب) به سبب جابجایی بستر رودخانه متأثر از فرسایش کناری و بستر رودخانه
- ۶- افزایش زینهای مالی و جانی ناشی از طغیان رودخانه و وقوع سیل در دشتهای جنوبی زیر حوزه کرخه پائین ، مانند دشتهای آزادگان و سوسنگرد
- ۷- افزایش مهاجرت از مناطق فرسایش یافته و تجمع در نزدیکترین منطقه مجاور برای ادامه فعالیتهای قبلی (برای عشایر) در زیر حوزه های پنج گانه
- ۸- افزایش مهاجرت از روستاهایی که زمینهای کشاورزی آن تحت تأثیر فرسایش قرار گرفته به شهرهای نزدیک و روی آوری به شغلای کاذب (برای کشاورزان) در زیر حوزه های پنج گانه

### بحث یافته ها

از میان عوامل هفتگانه ای که یافته های این پژوهش ، به تبیین اثرات فرسایش بر آنها پرداخته است ، سه عامل خاک ، پوشش گیاهی و آب ، بیش از سایر عوامل تأثیر پذیر از پدیده فرسایش خاک در حوزه آبریز کرخه ، تأثیر پذیرفته اند . این سه عامل از آنجا اهمیت بیشتری می یابند که سبب تغییر ماهیت سایر اجزای محیط طبیعی می شوند و زمینه مناسبی را برای دگرگونی ساختار محیط های اجتماعی - اقتصادی و انسان ساخت شهرها و روستاهای حوزه فراهم می آورند . درباره منابع خاک ، هدر روی و از دسترس خارج شدن خاک حاصلخیز سطحی در زیر حوزه های فرسایش یافته ، از اهمیت بیشتری برخوردار است . درباره پوشش گیاهی نیز ، عدم توانایی گیاهان مرتعی دامنه ها و درختان جنگلی بلوط غرب برای استقرار ریشه هایشان در خاک و گسترش سن گندم در مراتع و زمینهای کشاورزی ( گندم ) روستاهای حوزه ، برجسته تر از دیگر پیامدها آشکار گردیده است . درباره منابع آب نیز افزایش تناوب جریانهای طغیانی و سیلابی در زیر حوزه های پنج گانه و کاهش حجم ذخیره سدهای خاکی، به شکلی فعال و گسترده تر از دیگر پیامدهای ناشی از فرسایش ، ظاهر شده است .

پس از سه عامل فوق ، محیط اجتماعی - اقتصادی ، بیشترین تأثیر را از فرایند فرسایش خاک در حوزه آبریز کرخه پذیرفته است . در این میان ، کاهش درآمد سرانه کشاورزان و عشایر به سبب کاهش بازده کشت گندم در دیمزارهای فرسایش یافته و کاهش ظرفیت چرای زمینهای مرتعی در زیر حوزه های گاماسیاب و قره سو که سبب مهاجرت ساکنان محلی به دیگر نقاط حوزه گردیده ، از اهمیت بیشتری برخوردار است .

از میان دیگر اجزای محیط طبیعی متأثر از پدیده فرسایش خاک در حوزه آبریز کرخه ، حیات وحش جانوری ، پستی و بلندی ( توپوگرافی ) و زمین شناسی به ترتیب در مکانهای پنجم تا هفتم اهمیت قرار می گیرند . درباره حیات وحش جانوری ، نابودی مکانهای مناسب برای پنهان شدن پستانداران منطقه به سبب تخریب پوشش گیاهی جنگلهای پراکنده و بلوط غرب ، مهم تر از سایر پیامدهای فرسایش خاک در این بخش می باشد .

### نتیجه گیری کلی

فرسایش سریع و تخریبی خاک بعنوان یکی از مهمترین عوامل تخریب محیط زیست حوزه آبریز کرخه ، سبب گردیده تا منابع ارزشمند محیط طبیعی ( آب ، خاک ، پوشش گیاهی و حیات جانوری ) و ارزشهای اجتماعی - فرهنگی سکونت گاههای انسانی منطقه با تهدید و خطر نابودی مواجه گردند . بعلاوه ، تنوع گونه ای جوامع گیاهی و جانوری منطقه نیز به سبب دگرگونی شرایط زیستی حوزه تحت تأثیر قرار گرفته است .

انجام عملیات کشاورزی و شخم و شیار در جهت شیب زمین ، احداث جاده های خاکی در میان تشکیلات حساس به فرسایش ، قطع و سوزاندن درختان ، کندن و سوزاندن بوته های مرتعی ، چرای مفرط ، بی رویه و زودرس دامهای عشایری و عدم انجام عملیات حفاظت خاک ، از جمله عوامل موثر در بروز پدیده فرسایش خاک زیر حوزه های پنج گانه حوزه آبریز کرخه می باشند .



امید است این مقاله که در نوع خود برای نخستین بار به اثرات زیست محیطی فرسایش خاک در کشور پرداخته و مانند هر تحقیق دیگری، دارای کاستی های فراوانی است، با پژوهشهای گسترده تر آیندگان، نقش موثری در حفاظت محیط زیست جهانی ایفا نماید.

## پیشنهادها

برای کنترل عوامل مخرب، جلوگیری از گسترش فرسایش خاک و احیای توان از دست رفته منابع زیستی حوزه آبریز کرخه، در زیر پیشنهادهایی جهت اجرا ارائه می گردد:

- کنترل چرای دامهای روستایی و عشایری در زیر حوزه ها با استفاده از روشهای مدیریتی چرا، مانند: کنترل زمان ورود دامها به مراتع در شروع فصل بهار، کاهش تعداد دامهای چرای متناسب با ظرفیت چرای مراتع و کنترل تردد دامها در مراتع به منظور کاهش تخریب ساختمان خاکها
- ایجاد و گسترش قرق های حفاظتی در مناطق فرسایش یافته به منظور کنترل عوامل مخرب و احیای توان از دست رفته
- ترمیم پوششهای تخریب شده از طریق تلفیق عملیات بیولوژیکیومهندسیدردامنها یفرسایش یافته
- انجام عملیات حفاظت خاک و آبخیزداری در همه بخشها فرسایش یافته و یا در معرض خطر فرسایش زیر حوزه های پنج گانه
- نفوذ پذیر ساختن پروفیل خاک از طریق انجام عملیات به زراعی (اعمال شخم عمیق، بازگرداندن بقایای محصول برداشت شده به خاک، رعایت تناوب زراعی با گیاهان تیره نخود و مانند اینها) به منظور کمک به نفوذ بیشتر آب باران به خاک و کاهش روان آب سطحی در مناطق فرسایش یافته
- کنترل روند گسترش دیم زارهای دامنه ای بر اساس مدیریت یکپارچه زراعی در تمامی زیر حوزه های پنج گانه
- افزایش تولید محصول در واحد سطح، بجای گسترش زمینهای کشاورزی و توسعه دیم زارها
- جلوگیری از اعمال شخم و شیار در جهت شیب دامنه های مشرف به دشتهای زیر حوزه ها از طریق عوامل اقتصادی، قانونی و ترویجی
- گسترش استفاده از روشهای آبیاری تحت فشار به جای روشهای معمول و سنتی آبیاری در زمینهای کشاورزی حوزه به منظور کمک به نفوذ بیشتر آب در خاک و کاهش آبدوی سطحی
- عدم عبور جاده های خاکی کوهستانی از میان تشکیلات زمین شناسی حساس به فرسایش (مانند آهکهای آسماری، مارنهای رنگی و کنگلومرای بختیاری) زیر حوزه های سیمره و کشکان
- بهینه سازی بستر و کناره های رودخانه های قره سو و گاماسیاب در محلهای آذنیان و پل دختر از طریق انجام عملیات مهندسی رودخانه
- انجام مطالعات جامع آمایش سرزمین در تمامی حوزه آبریز کرخه به منظور تعیین کاربریهای مجاز در همه زیر حوزه ها
- انجام مطالعات و تحقیقات موردی بر روی ارتباط میان شیوع بیماری واگیر میان پستانداران خاکزی زیرحوزه های کشکان و کرخه
- پائین باگسترش فرسایش خاک در دامنه های مشرف به دشتهای این مناطق
- افزایش مأموران و محیط بانان مناطق حفاظت شده در حوزه (خصوصا منطقه حفاظت شده دز و کرخه) به منظور کنترل بیشتر و جلوگیری از تخریب پوشش گیاهی محافظ خاک در آن مناطق
- ایجاد قرق های حمایتی در منطقه حفاظت شده دز و کرخه به منظور حفاظت و احیای توان زادآوری گوزن زرد ایرانی (بختیاری).
- استفاده از زباله های کمپوست شده شهرهای بزرگ کرمانشاه، خرم آباد، همدان، م ی و سایر شهرها و روستاهای حوزه برای اصلاح خاکهای فقیر و فاقد مواد آلی در دامنه های فرسایش یافته حوزه.
- کنترل و اصلاح آبکندها (گالیاها) به منظور جلوگیری از شدت فرسایش

- اصلاح زیستگاههای طبیعی گوزن زرد ایرانی در حوزه و کشت علفهای مناسب همراه با تعیین ظرفیت چراگاهها و جلوگیری نمودن از چرای دامهای اضافه بر ظرفیت آنها
- تعیین حریم زمینهای کشاورزی، جنگلها و مراتع طبیعی در همه زیر حوزه ها و جلوگیری از بهره برداری خارج از کاربری اراضی از آنها
- جلوگیری از ایجاد ساختمان و بنا بر روی رسوبات ضعیف ناشی از فرسایش خاک دامنه ها در زیر حوزه های گاماسیاب ( شمال پل دختر) و کرخه پائین ( سوسنگرد)
- جذب روستائیان و عشایر فاقد زمین و دام به واحدهای کشت و صنعت محلی به منظور اسکان و تأمین نیازهای معیشتی آنها
- ایجاد و گسترش تحول فرهنگی در میان عشایر و روستائیان حوزه به منظور ایجاد زمینه های احساس مسئولیت نسبت به حفاظت محیط زیست و منابع طبیعی
- انجام پژوهشهای گسترده و دامنه دار درباره اثرات زیست محیطی فرسایش خاک سایر حوزه های آبریز کشور در قالب پایان نامه های دانشجویی و تحقیقات کاربردی

### منابع :

- ۱- آمار نامه کشاورزی ایران در سال زراعی ۷۳-۷۴، مرکز آمار ایران ۱۳۷۵.
- ۲- "سمینار ملی فرسایش خاک" ۱۳۷۴، مجموعه مقالات اولین سمینار ملی فرسایش خاک، نور اردیبهشت ۱۳۷۴
- ۳- عبدالهی، حمید ۱۳۷۵، "فرسایش خاک در کشور" بولتن کمیسیون آب شورای پژوهشهای علمی کشور، آبان ۱۳۷۵
- ۴- "عملکرد برنامه اول امور آب وزارت نیرو" ۱۳۶۸-۱۳۷۳، دفتر برنامه ریزی آب، اسفند ۱۳۷۴
- ۵- کردوانی، پرویز، ۱۳۷۳ "حفاظت خاک"، انتشارات دانشگاه تهران.
- ۶- وزارت کشاورزی، ۱۳۷۵ "گزارش عملکرد طرحهای توسعه اراضی آبی" معاونت طرح و برنامه. / ی ۱۹/۲

- 1-Ochric
- 2-Mollic
- 3-Sheeterosion
- 4-Rillerosion
- 5-Gullyerosion
- 6-Masovement
- 7-Landslide
- 8-Sulifeluxionerosion
- 9-Horizontalerosion
- 10-Puddleerosion
- 11-Rivererosion
- 12-Erodibility

## مطالعه و منشأ یابی عوامل مؤثر در تغییر کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد و بررسی راههای جلوگیری از آن

یوسف خلیج امیر حسینی<sup>۱</sup>

سید محمد مسجدی<sup>۲</sup>

### چکیده:

سد مخزنی پانزده خرداد در استان مرکزی و در نزدیکی شهرستان دلیجان بر روی رودخانه قمرود به منظور مهار آبهای سطحی و تأمین آب شرب شهرستان قم و مصارف کشاورزی پائین دست محل سد، احداث شده است. این سد از نوع سد خاکی غیر همگن با سرریز نیلوفری میباشد که حجم کل مخزن ۲۰۰ میلیون متر مکعب است. کارهای مطالعاتی سد در سال ۱۳۶۶ آغاز و در اواسط سال ۱۳۷۳ عملیات اجرایی آن خاتمه یافته است. لیکن با گذشت ۲ سال از بهره برداری، کیفیت آب مخزن از نظر شوری رو به افزایش گذاشت و موجبات نارضایتی مردم و نگرانی مسئولین مربوطه را فراهم نمود که در نهایت به منظور بررسی و منشأ یابی عوامل مؤثر در تغییر کیفیت آب مخزن و راههای جلوگیری از شوری، مطالعاتی تحت عنوان (مطالعات جامع کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد) از سوی آب منطقه ای تهران به مرکز تحقیقات آب در سال ۱۳۷۵ محول گردید. بطور کلی هدف اصلی از این مطالعات در درجه اول تعیین عوامل شور کننده آب مخزن سد بوده که به منظور سهولت در مطالعات این بخش از کار به دو قسمت زیر تفکیک و بررسی عوامل در این دو ناحیه تقسیم گردید.

الف) مطالعه منابع شور کننده آب مخزن در حوضه آبریز

ب) مطالعه منابع شور کننده آب در داخل مخزن سد

در ادامه با تعیین عوامل اصلی تغییر دهنده کیفیت آب بررسی و پیشنهاد به راه حلهای اجرایی جهت مهار و کنترل کیفیت در دستور کار بوده است. بدین منظور مطالعات جامع در چند محور شامل، بررسی های زمین شناسی حوضه مورد مطالعه با عنایت ویژه به تشکیلات مؤثر بر کیفیت منابع آبی مانند رسوبات تبخیری، بررسی های هیدروژئولوژی و هیدروژئولوژی منطقه و مطالعه کیفیت منابع آبی موجود در حوضه مورد مطالعه، مطالعات لایه بندی در مخزن سد پانزده خرداد، معرفی راههای علاج بخشی تغییر کیفیت آب و بررسی راههای مختلف، انجام پذیرفت که اساس کلیه این مطالعات را اندازه گیریها و بررسیهای فشرده که بیش از دو سال در حوضه و بر روی منابع آبی مختلف صورت گرفته است تشکیل می دهد.

مطالعات زمین شناسی حوضه نشان داده است، واحدهای لیتولوژی که بطور مستقیم یا غیر مستقیم در تغییر کیفیت آب نقش عمده ای دارند عبارتند از: نهشته های آواری ائوسن بالایی، نهشته های آواری نوژن (واحدهای قرمز بالایی و پایینی) قسمتهای از سازند قم که دارای عدسیهای گچسنگی است، سنگهای آهکی کرتاسه، سنگهای کربناتی (سنگ آهک و دولومیت) پرکامبرین، کامبرین و پرمین، سنگ آهکهای تیره رنگ تریاس، سنگ آهکهای سازند قم. به منظور بررسی دقیق تغییر کیفیت آب در مخزن سد ۱۵ خرداد به مدت تقریباً دو سال و بر اساس تقسیم بندی انجام شده تحت عنوان تغییرات کیفیت آب ورودی مخزن و تغییرات کیفیت آب در داخل مخزن یکسری اندازه گیریها پیوسته و منظم شامل ثبت تغییرات درجه حرارت، هدایت الکتریکی، شوری و آنالیز کامل شیمیایی آب بر روی نمونه های برداشتی صورت گرفته است.

<sup>۱</sup> مدیر بخش تحقیقات صحرايي و محیط زیست مرکز تحقیقات آب

<sup>۲</sup> کارشناس ارشد معاونت پژوهشی سازمان مدیریت منابع آب

مطالعات هیدرولوژی و هیدروژئولوژی که با استناد به بررسی زمین شناسی و بازدیدها و اندازه گیری های صحرائی انجام شده حوضه آبریز سد ۱۵ خرداد را کلاً به ۶ زیر حوضه غرقاب گلپایگان، شاقوی خمین، دربند شور، حوضه میانی، رودخانه شور و دلیجان تقسیم مینماید که در این میان به ترتیب سه زیر حوضه رودخانه شور، غرقاب گلپایگان و دربند شور دارای بیشترین سهم را در نامطلوب کردن کیفیت آب مخزن دارا می باشند.

بخش دیگری از مطالعات مربوط به لایه بندی آب مخزن سد بوده است اصولاً با احداث سد علی الخصوص بر روی رودخانه های لب شور و ذخیره نمودن آب در دریاچه پشت این سدها، پدیده لایه بندی حرارتی و شوری که نتیجه شرایط آب و هوایی و خصوصیات جریانهای ورودی به مخزن و آب رها شده از مخزن می باشد، بوجود می آید که اندازه گیریهای بعمل آمده بر روی نقاط مشخص و در اعماق مختلف مخزن سد ۱۵ خرداد وجود این پدیده را در آن اثبات نموده است.

با انجام کلیه مطالعات و بررسی های فوق و در نهایت با مشخص شدن مناطقی که بیشترین سهم را در شور نمودن قمرود و آب مخزن سد ۱۵ خرداد دارند راهکارهای مختلف از جمله احداث بندهای انحرافی، دیواره ناتراوا، یا استفاده از کانالهای انتقال آب شور جهت جلوگیری از ورود آنها به مخزن و حوضچه های تبخیر ارائه شده است همچنین در خصوص بهره برداری بهینه از آب در مدت تقریباً ۸ ماه از سال که پدیده لایه بندی در آب مخزن سد اتفاق می افتد، منحنی فرمان برای برداشت بهترین کیفیت آب سد تهیه و ارائه گردیده است.

**مقدمه :**

ایران سرزمین است که به لحاظ قرار گرفتن در منطقه خشک و نیمه خشک، از دیر زمان با مسئله کمبود آب مواجه بوده است و این مسئله باعث شده که استفاده از پتانسیل های آبی موجود در حد ممکن مورد بررسی قرار گرفته و بهره برداری از آبهای سطحی و زیرزمینی حتی الامکان به نحو مطلوبتری صورت گیرد. از این رو چندی است که مسئله ذخیره سازی جریانات سطحی اعم از رودخانه های دائمی و فصلی و حتی سیلابی مورد توجه مسئولین قرار گرفته و با انجام طرحهای مطالعاتی مختلف و احداث انواع سدها در مهار هر چه بهتر این منابع و استفاده بهینه از آنها همت نمایند. در همین راستا و نظر به مشکلات آب شهرستان قم، احداث سد مخزنی بر روی تنها منبع آب سطحی قابل توجه منطقه یعنی رودخانه قمرود مورد توجه قرار گرفته و از سال ۱۳۶۶ عملیات مربوطه آغاز و در نهایت منجر به ساخت سد ۱۵ خرداد، در سال ۱۳۷۳ گردید. با گذشت حدود ۲ سال از بهره برداری، کیفیت آب مخزن تغییر نموده و شوری آن رو به افزایش گذاشته است. که در نهایت به منظور بررسی و منشأیابی عوامل مؤثر در تغییر کیفیت آب و راههای جلوگیری از آن، مسئولیت "مطالعات جامع کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد" در سال ۱۳۷۵ از سوی سازمان آب منطقه ای تهران به مرکز تحقیقات آب محول گردید.

**معرفی عرصه تحقیق :**

سد مخزنی ۱۵ خرداد در استان مرکزی و در نزدیکی شهر دلیجان و در محل دهکده عباس آباد (شکل ۱) بر روی رودخانه قمرود احداث شده است. حوضه آبریز سد در بین طولهای جغرافیایی ۱۵ - ۵۱ تا ۴۲ - ۴۹ شرقی و عرضهای جغرافیایی ۳۳-۰۰ تا ۳۴-۱۰ شمالی می باشد. هدف اصلی از احداث این سد کنترل و مهار آبهای سطحی، تأمین آب شرب شهرستان قم و حق آبه های حدود ۸۰۰۰ هکتار از اراضی زیر دست محل سد در حاشیه رودخانه میباشد. رودخانه قمرود یکی از رودخانه های اصلی حوضه آبریز حوض سلطان واقع در حوضه آبریز ایران مرکزی میباشد. شاخه اصلی رودخانه از دامنه های شرقی سلسله جبال زاگرس مشرف به خط الرأس حوضه آبریز رودخانه دز سرچشمه می گیرد. حداکثر ارتفاع حوضه ۳۷۴۲ متر و پست ترین نقطه آن در بستر رودخانه در محل سد، ۱۴۰۰ متر از سطح دریا ارتفاع دارد. سطح حوضه آبریز تا محل سد حدود ۱۰۲۰۰ کیلومتر مربع و میانگین بارندگی سالیانه حوضه حدود ۳۰۰ میلیمتر می باشد. سد پانزده خرداد از نوع سد خاکی غیر همگن است که با ارتفاع ۵۳ متر از بستر رودخانه، دارای گنجایشی برابر با ۲۰۰ میلیون متر مکعب می باشد. سرریز سد از نوع نیلوفری است.

**بیان مسئله و روش تحقیق**

با اتمام کار احداث ساختمان سد پانزده خرداد، از سال ۱۳۷۳ عملیات آبرگیری سد آغاز و متعاقباً استفاده از این آب به منظور اهداف از بیش تعیین شده علی الخصوص آب شرب شهرستان قم شروع شده است. اما تنها پس از گذشت دو سال از بهره برداری آب مخزن سد، کیفیت آن از نظر شوری به شدت رو به افزایش می یابد. لذا به منظور بررسی علل شوری و تخریب کیفیت آب سد مطالعات نسبتاً جامعی در چند محور به شرح زیر صورت میگردد:

- مطالعات زمین شناسی حوضه آبریز
- مطالعات و اندازه گیریهای هیدروشیمیایی در حوضه آبریز و مخزن سد پانزده خرداد
- مطالعات هیدرولوژی و هیدروژئولوژی حوضه آبریز
- مطالعات و بررسی نحوه لایه بندی آب مخزن سد پانزده خرداد
- مطالعات علاج بخشی و کنترل افزایش شوری آب و تغییر کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد



## مطالعات زمین شناسی حوضه آبریز<sup>۱</sup>

یکی از مهمترین بخشهای مطالعات جامع، بررسی های زمین شناسی منطقه میباشد چرا که از عوامل اصلی شورکننده منابع آبی حوضه می تواند همان سازندهای تبخیری (مانند گچ و نمک) باشند. بنابراین مطالعات زمین شناسی باعث شناخت مناطق و گستره های اصلی که نقش زیادی در شور شدن منابع آبی (سطحی و زیرزمینی منطقه) دارند می گردد. در نهایت این منابع آبی به مخزن سد وارد شده و باعث افزایش شوری و تخریب کیفیت آب آن خواهند شد. اهم موضوعهای مورد توجه در زمین شناسی حوضه به شرح زیر بوده است:

- ۱- شناسایی واحدهای لیتولوژیکی که میتواند کاهنده کیفیت آبهای ورودی به مخزن باشند (دسته یک)
  - ۲- بررسی اثر دیگر واحدهای لیتولوژیکی (دسته دو) که در حوضه وجود دارند و موجب افزایش شوری یا کاهش کیفیت آبهای زیرزمینی درون واحدهای لیتولوژی دسته یک می باشند.
  - ۳- ساختار ناحیه ای به ویژه گسله های آشکار و نهان که راههای اثر پذیری و حرکت آبهای زیرزمینی را موجب می شود.
  - ۴- آبرفتهای محدوده ای که آبهای زیرزمینی با عبور از آنها به درون مخزن می رسد. (دسته سه)
  - ۵- وضعیت و محدوده واحدهای لیتولوژی دسته ۱ و ۲ در زیر آبرفتهای یاد شده (سنگ کف)
- با توجه به اهداف فوق و بهره گیری از تجربه کارشناسی و شناخت منطقه ای و ارزیابی کلیه آنها، مناطقی که نقش اصلی را در تغییر کیفیت آب مخزن سد بازی میکنند، به ترتیب زیر مشخص گردیدند:
- الف) نهشته های آواری ائوسن بالایی که در ناحیه نزار قم در آنها عدسی های گچسنگی نیز دیده میشود.
- ب) نهشته های آواری نئوژن که در ایران مرکزی بویژه در منطقه قم - کاشان با مجموعه سنگهای تبخیری همراه اند و بنام واحدهای بالایی وپائینی نامگذاری شده اند.
- ج) واحدهای سنگی با اثر غیر مستقیم که آبهای زیرزمینی درون آنها ممکن است به هنگام عبور به واحدهای لیتولوژی دسته یک برسند. این واحدها که بعلت نفوذ پذیری زیاد امکان وجود آبخوانهای زیرزمینی را در آنها می توان پذیرفت در وهله نخست سنگهای کربناته می باشند که در حوضه آبریز و بویژه نواحی نزدیک مخزن وجود دارند که عبارتند از:
- سنگهای آهکی کرتاسه پائینی که در حوضه آبریز رودخانه گسترش زیادی دارند
  - سنگهای کربناتی (سنگ آهک و دولومیت) به سن پر کامبرین، کامبرین و پرمین
  - سنگ آهکهای تیره رنگ تریاس (سازند نایبند)
  - سنگ آهکهای قم

پس از مشخص شدن مناطق مختلف حوضه آبریز، سه گستره مهم به ترتیب الویت اثر آنها بر روی کیفیت آب مخزن به شرح زیر مشخص گردید: (شکل ۲)

الف) گستره بیشترین اثر که در حقیقت بیرون زدگی واحدهای لیتولوژی دسته یک است.

ب) گستره ای که در آن واحدهای دسته ۲ و ساختار تکنونیک می تواند اثر بخش باشد.

ج) گستره ای که به احتمال زیاد در کاستن کیفیت آب ورودی به مخزن، نقش زیادی بازی نمی کند.

بدین ترتیب دو گستره اصلی در حوضه آبریز سد ۱۵ خرداد وجود دارد که خاستگاه آب شور هستند عبارتند از:

- ۱- حوضه آبریز رودخانه شور هستیجان که واحدهای لیتولوژی با ماهیت شور کننده آن زیاد است (بویژه واحد قرمز پائینی) این حوضه مهمترین گستره کاهنده کیفیت آبهاست.
- ۲- کویر شمال ورنزه - فاویان در دشت آبرفتی گلپایگان که یک حوضه نیمه بسته است و ورود شور آن از این محیط نیمه بسته، سرچشمه می گیرد و به رودخانه می رسد.

<sup>۱</sup> مطالعات زمین شناسی حوضه آبریز سد پانزده خرداد- ۱۳۷۷

### نمونه برداری، اندازه گیریهای صحرائی و آزمایشگاهی<sup>۱</sup>

در این قسمت از مطالعات جهت حصول نتایج دقیق تر، بحث اندازه گیریها به دو بخش بررسی تغییرات کیفیت آبها در طول مسیر رودخانه تا ورودی مخزن و تغییرات کیفیت آب در داخل مخزن تقسیم و به اجرا در آمد. در خصوص اندازه گیریهای بعمل آمده بر روی منابع آبی که مخزن سد را تغذیه می نماید قریب دو سال اندازه گیری بعمل آمده که البته قسمتی از آن بصورت پراکنده بوده و طی یک سال ماهیانه از ۱۲ ایستگاه تعریف شده که به نظر میرسد بیشترین تأثیر را در تغییر کیفیت آب داشته باشند نمونه برداری شده و نمونه ها مورد اندازه گیری درجه حرارت و EC و شوری قرار گرفته است. همچنین ماهیانه نمونه هائی برای آنالیز کامل شیمیایی برداشت شده است. محل این ۱۲ ایستگاه عبارتند از: غرقاب گلپایگان، شاقوی خمین، بند خان، پل چهل رز، پل جودان، چم محسن خان، باقرآباد، پل تلفریک (وردی دریاچه)، محمد آباد، حاجی آباد، خروجی سد و زهکشهای سد (نقشه ۳). بخش دیگری از کار که منسجم تر و منظم تر صورت گرفته اندازه گیریهای محلی انجام شده بر روی تغییر کیفیت و پارامترهای دما، هدایت الکتریکی و شوری در محل مخزن بوده است. در این مرحله با مشخص نمودن پروفیلهای عرضی متعدد در طول مخزن سد و تعیین نقاط ایستگاهی ثابت بر روی هر پروفیل که بسته به طول آنها، بین یک تا چهار نقطه متفاوت بوده اقدام به اندازه گیری پارامترهای فوق از سطح تا عمق شده است. اندازه گیری از سطح آب شروع و با فواصل دومتري تا رسیدن به بستر دریاچه در هر ایستگاه انجام گردیده است. با اندازه گیری درجا از فاکتورهای فوق وضعیت و لایه بندی های مختلف حرارتی و شوری در طول مخزن سد و در امتداد پروفیلها بخوبی مشخص می گردد. با استفاده از اطلاعات بدست آمده اقدام به رسم گرافها گردید که با استناد به آنها می توان روند تغییرات عوامل مورد نظر را در مخزن بررسی و حتی تا حدودی برای دوره هایی از زمان پیش بینی نمود و با اطلاع از نحوه تغییر، اقدام لازم به بهره برداری بهینه از آب سد کرد

### مطالعات هیدرولوژی و هیدروژئولوژی حوضه آبریز<sup>۲</sup>

با انجام مطالعات زمین شناسی و تعیین گستره های مختلف شوری زا و مناطقی که بطور مستقیم و غیرمستقیم بر روی کیفیت آب شهر اثر دارند حوضه رودخانه قمرود را به شش زیر مجموعه تقسیم و به شرح زیر مورد بررسی قرار گرفت (شکل ۴).

**الف) زیر حوضه غرقاب گلپایگان:** این زیر حوضه دارای وسعتی در حدود ۴۰۰ کیلومتر مربع است. از رودخانه های مهمی که وارد این زیر حوضه میشود می توان به رودخانه گلپایگان که سد گلپایگان نیز در سال ۱۳۳۶ بر روی آن احداث شد اشاره کرد. بر اساس آمارهای ۵۰ ساله ایستگاه سراب هنده، مقدار جریان رودخانه از ۵۰ لیتر بر ثانیه تا بیش از ۱۵۰ متر مکعب بر ثانیه متغیر است. رودخانه مهم دیگری که در این حوضه جاری است رودخانه خوانسار بادبی حدود ۷۰۰ لیتر در ثانیه می باشد. از مسیل لاجم بیج، خشکه رودتیکن، مسیل های کنجدجان و خاوری می توان بعنوان سایر منابع آبی این دشت و حوضه نام برد. ضخامت آبرفتهای دشت گلپایگان که کم بیش و زیاد و در بیشتر قسمتهای بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ متر می باشد که از همه سمت توسط سازندهای کم و بیش ناتراوا احاطه شده اند بهمین دلیل امکانات ذخیره ای این آبخوان زیاد است. همچنین ژرفای آب زیرزمینی در قسمت جنوبغربی دشت زیادتر از سایر قسمتها و بعضاً<sup>۱</sup> به بیش از ۸۰ متر هم میرسد. همچنین سهم جریان پایه این زیر حوضه در تأمین آب قمرود برای میزان آب و شوری به ترتیب ۲۵ و ۳۲/۲ درصد می باشد. (جدول ۱)

**ب) زیر حوضه شاقوخمین:** دشت خمین در شمال باختری دشت گلپایگان قرار گرفته و از نظر شرایط فیزیکی کم و بیش شبیه این دشت است. رودخانه مهمی که وارد دشت خمین میشود رودخانه ریحان می باشد. رودخانه های دیگر این زیر حوضه، رودخانه های خشک و نی شهر هستند. آبخوان اصلی دشت خمین در دره رودخانه نی شهر بوجود آمده ولی در دامنه پیرامون این دره در هر

<sup>۱</sup> اندازه گیری ها و بررسیهای کیفی آب دریاچه سد پانزده خرداد- ۱۳۷۸

<sup>۲</sup> مطالعات جامع کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد - ۱۳۷۸

محلی که شرایط زمین شناسی مناسب بوده مقداری آبرفت جمع و در آن آبخوانهای محلی تشکیل شده است. همچنین در درز و شکافهای سازندهای سخت منطقه بویژه در آهکها مقداری آب نفوذ و آبخوانهایی را بوجود آورده است. مقدار ضخامت آبرفت دشت خمین، در بیشتر محلها بین ۵۰ تا ۱۰۰ متر می باشد و با توجه به ژرفای آب زیرزمینی در منطقه میتوان ضخامت آبخوان دشت خمین در بیشتر محلها بین ۴۰ تا ۶۰ متر دانست. با توجه به شیب هیدرولیکی کلا<sup>۱</sup> می توان رودخانه نی شهر را در سرتاسر دشت خمین را بصورت زهکش آبخوان زیرزمینی در نظر گرفت. این زیر حوضه کلا<sup>۱</sup> میزان ۱۱/۹ و ۵/۲ درصد سهم آب و شوری، جریان پایه رودخانه قمرود را تشکیل می دهد (جدول ۱).

**پ) زیر حوضه دربند شور:** رودخانه غرقاب گلپایگان و نی شهر خمین در محل روستای گلماگرد بهم می پیوندند و تشکیل رودخانه لعل بار را می دهند که در واقع زیر حوضه دربند شور یکی از زیر حوضه های رودخانه لعل بار است. سر شاخه های رودخانه دربند شور از کوههای جنوبغربی دشت موته و جنوبغربی دشت گلپایگان سرچشمه می گیرند و مجموعاً در نزدیکی روستای چهل رزبه رود لعل بار می ریزد. این زیر حوضه طبق اندازه گیری ها و آمار موجود به میزان ۰/۲ و ۰/۸ درصد از سهم آب و شوری جریان پایه قمرود را تشکیل می دهد. (جدول ۱)

**ت) زیر حوضه میانای:** رودخانه لعل بار پس از طی مسیر ۶۰ کیلومتری و پیوستن دو رودخانه دربند شور و شور و تعدادی مسیلهای کوچک و همچنین زه آبهای آبرفتی دو سوی رودخانه به مخزن سد ۱۵ خرداد می ریزد. مهمترین رودخانه ها و مسیل های این زیر حوضه عبارتند از: رودخانه های نریجان، سفیددره و سیاه دره. رودخانه لعل بار در بیشتر ایام دوره خشک سال از حدود بندخان تا نزدیکی جودان خشک است و در پائین دست به دلیل ورود زه آبها دارای جریان می باشد. این زیر حوضه نیز کلا<sup>۱</sup> ۶/۷ و ۹/ درصد از سهم آب و شوری جریان پایه قمرود را تشکیل می دهد. (جدول ۱)

**ث) زیر حوضه رودخانه شور:** این زیر حوضه که در جنوب و جنوب شرقی حوضه آبریز قمرود قرار دارد خود دارای زیر حوضه های فرعی دیگری می باشد از جمله شاخه رباط ترک که جریان پایه آن از زه آبهای بخش شمال شرقی دشت موته تشکیل شده و اثر زیادی در تخریب کیفیت آب دارد، شاخه ورکان و چاه سرخ، شاخه قلندر با مساحت ۲۰۰ کیلومتر مربع که چشمه بلاغ در بخش شمال خاوری حوضه ورکان و با کیفیتی بد جریان پایه این شاخه را تشکیل می دهد و بالاخره شاخه قاهر با مساحت ۳۲۸ کیلومتر مربع که چشمه قنات جریان پایه آن را تشکیل می دهد.

**ج) زیر حوضه دلیجان:** دشت آبرفتی دلیجان از ته نشست آبرفتی رودخانه ها و مسیل های گوناگون مثل رودخانه شور، نراق، ازنا و تعدادی مسیل دیگر با مساحت تقریبی ۱۲۴۸ کیلومتر مربع بوجود آمده است. آبخوان این دشت در دامنه های جنوب غربی و شرقی دشت از نوع دانه دردشت (مخلوطی از قلوه سنگ، شن و ماسه) و به تدریج که به سمت شمال شرقی دانه ریز میشود که ضخامت تقریبی آن حدود ۶۰ متر می باشد. با توجه به بررسی های انجام شده در رابطه با منابع تأمین کننده آب رودخانه قمرود و سهم هر یک از زیر حوضه ها و با استفاده از آمارهای موجود، سهم هر یک از آنها در جدول شماره ۱ و ۲ نشان داده شده است.

### مطالعات لایه بندی در مخزن سد پانزده خرداد<sup>۱</sup>

اصولاً با احداث سد و ذخیره نمودن جریانهای سطحی در مخازن دو تغییر عمده صورت می پذیرد اول افزایش زمان جهت طی حرکت آب از ابتدای دریاچه تا خروجی سد و دوم پدیده لایه ای شدن آب مخزن، که این پدیده باعث میشود تا کیفیت آب ورودی به مخزن با کیفیت آب خروجی یکسان نباشد. لایه بندی در مخازن نتیجه شرایط آب و هوایی منطقه و خصوصیات جریان ورودی به مخزن و آب رها شده می باشد. پدیده لایه بندی در اکثر سدهایی که بر روی رودخانه های لب شور احداث می شود

<sup>۱</sup> مطالعات لایه بندی آب مخزن سد پانزده خرداد- ۱۳۷۷

بوجود می آید. اما درجه لایه بندی تحت تأثیر عاملی بنام عدد فرود دانسته داخلی می باشد که اگر این عدد  $Fr \ 1/n$  باشد نشان از لایه بندی قوی در آن مخزن دارد مطالعات انجام شده عدد فرود  $3 - 10 \times 1/6$  را برای مخزن سد پانزده خرداد که حاکی از لایه بندی قوی است نشان می دهد. لازم بذکر است که معمولاً مطالعات لایه بندی در اینگونه مناطق قبل از احداث سد صورت میگیرد تا با طراحی و اجرای سد و سازه های مربوط بتوان آبی با کیفیت مناسب و بسته به نوع مصارف در اختیار استفاده کنندگان گذارد. برای مطالعه لایه بندی سد پانزده خرداد از آمار ماهیانه ۴۴ ساله و مدل شبیه سازی Hec - 5Q استفاده و جهت مطالعه دینامیک اختلاط در داخل مخزن از مدل VDYRESM (شیعی، ۱۹۹۱) استفاده گردید. و در نهایت با توجه به مدت ۸ ماهه مطبق بودن مخزن (از اواخر اسفند ماه لغایت مهرماه سال بعد) منحنی جریان برای برداشت از بهترین کیفیت آب سد و بهره برداری بهینه از آن تهیه شده است (شکل ۳).

### طراحی گزینه های علاج بخشی<sup>۲</sup>

پس از مشخص شدن منابع شور کننده مخزن سد در حوضه آبریز رودخانه قمرود و با عنایت به سهم هر یک از زیر حوضه ها در میزان تغییر کیفیت آب ورودی به دریاچه، سه زیر حوضه که بیشترین تأثیر را دارند به همراه راههای علاج بخشی هر یک به شرح زیر مشخص گردید (جدول شماره ۴)

**الف) زیر حوضه رودخانه شور:** پیشنهادات جلوگیری از تأثیر نامطلوب این رودخانه بر کیفیت آب مخزن سد عبارتند از:

- احداث دیواره ناتراوا، زهکش و کانال انتقال آب به داخل حوضچه تبخیری در محل روستای رباط ترک

- انحراف رودخانه شور در محل روستای هستیجان

- اجرای سد انحرافی و کانال انتقال آب در محل پل هستیجان

**ب) زیر حوضه دربند شور:** نظر به حساسیت کمتر این شاخه در شوری آب مخزن تنها یک گزینه احداث دیواره ناتراوا و انحراف آب رودخانه دربند شور پیشنهاد گردیده است.

**پ) زیر حوضه غرقاب گلپایگان:** بلحاظ اطلاعات کم از این حوضه و تأثیر کمتر در تغییر کیفیت آب سد و همچنین نیاز به مطالعات گسترده تر در این زیر حوضه در این مرحله پیشنهاد مشخصی بنظر نمیرسد.

در نهایت پس از بررسی قابلیت های هر یک از گزینه ها و مسائل موجود سه گزینه زیر بعنوان گزینه های برتر جهت کاهش شوری آب مخزن سد معرفی میگردند.

**الف) طرح بالادست روستای رباط ترک بر روی رودخانه شور:** در صورت اجرای این طرح شوری آب رودخانه

تا حد قابل ملاحظه ای کاهش می یابد ضمن آنکه هزینه اجرایی این طرح نسبت به تهیه طرحهای دیگر پائین است. (جدول ۳)

**ب) طرح دشت دلبران:** گرچه اجرای این طرح نیاز به انجام عملیات ژئوتکنیک (جدول ۴) به منظور تعیین عمق دیوار آب

بند و به تبع آن از سهولت و سرعت چندان بر خوردار نیست ضمن اینکه هزینه اجرایی آن نیز زیاد می باشد اما با توجه به اینکه راه حل ضروری جهت جلوگیری از ورود آب شور به رودخانه قمرود می باشد و با انجام آن شوری آب رودخانه قمرود در مدت زمان نسبتاً کوتاهی تا حد زیادی کاهش خواهد یافت اجرای این طرح پیشنهاد میگردد.

**پ) طرح سر شاخه دربند شور:** نظر به وسعت زیاد حوضچه های تبخیری پیشنهادی در این محل و تبخیر زیاد آب از سطح

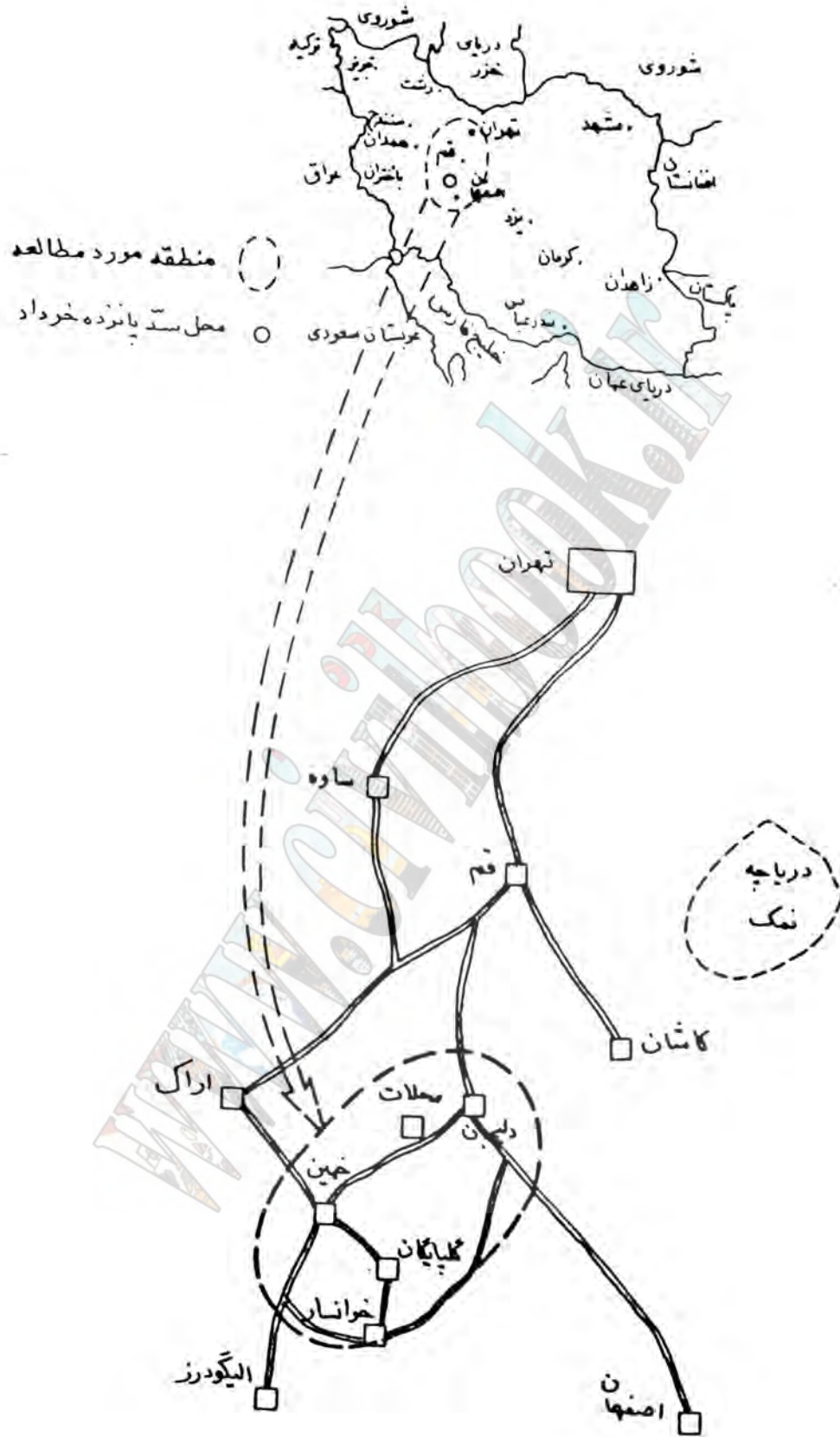
حوضچه ها، شوری آب رودخانه در این محل کاهش قابل توجهی خواهد یافت، گرچه هزینه اجرایی این تأسیسات نسبتاً زیاد می باشد ولی به جهت تأثیر زیاد شوری آب رودخانه دربند شور در کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد و مناسب بودن این محل، طرح مزبور جهت اجرا پیشنهاد میشود.

<sup>۲</sup> طراحی گزینه های علاج بخشی - ۱۳۷۸

## مراجع و مأخذ

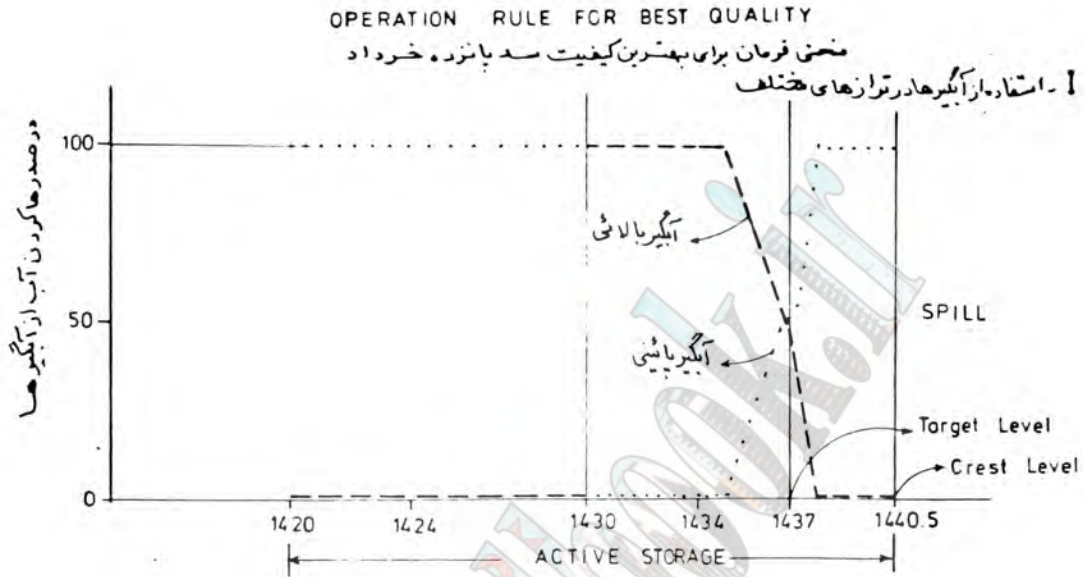
- ۱- مرکز تحقیقات آب - مطالعات جامع کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد - جلد اول منابع شورکننده و راههای کاهش اثر آنها - آذرماه ۱۳۷۷
- ۲- مرکز تحقیقات آب - مطالعات جامع کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد - جلد دوم مطالعات زمین شناسی حوضه آبریز قمرود محدوده سد پانزده خرداد - فروردین ماه ۱۳۷۷
- ۳- مرکز تحقیقات آب - مطالعات جامع کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد - جلد سوم مطالعات لایه بندی و شوری آب مخزن سد پانزده خرداد - فروردین ۱۳۷۷
- ۴- مرکز تحقیقات آب - مطالعات جامع کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد - جلد چهارم اندازه گیری ها و بررسیهای کیفی آب دریاچه - تیرماه ۱۳۷۸
- ۵- مرکز تحقیقات آب - مطالعات جامع کیفیت آب مخزن سد پانزده خرداد - جلد پنجم طراحی گزینه های علاج بخشی - اردیبهشت ۱۳۷۸





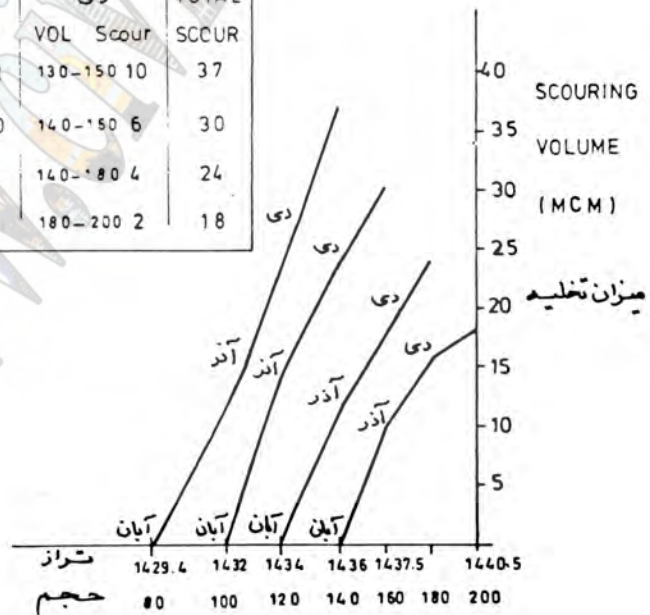
گسترش داده شده توسط سیویل بوک



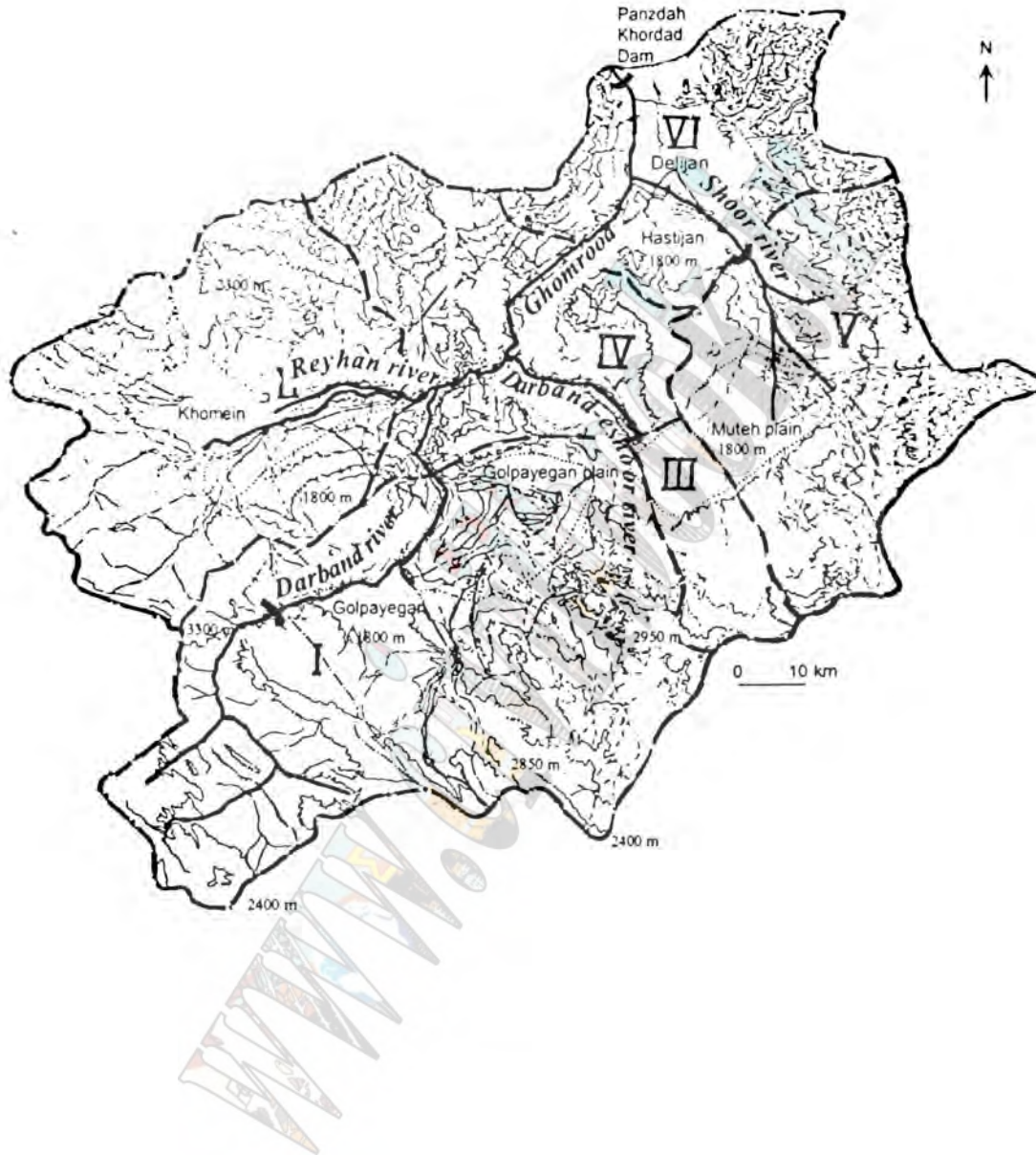


II - رهاسازی آب بمنظور استفاده حداکثر سیلاب

آب‌ان		آذر		دی		TOTAL
VOL	Scour	VOL	Scour	VOL	Scour	SCOUR
110-100	15	130-110	12	150-130	10	37
120-100	14	140-120	10	150-140	6	30
140-120	12	150-140	8	180-140	4	24
160-140	10	180-160	6	200-180	2	18







## تعیین معیار طراحی فیلتر سدهای خاکی و سنگریز برای هسته مرکزی متشکل از مصالح بادانه بندی مخلوط

دکتر سید محسن حائری<sup>۱</sup>

مهندس سید عباس حسینی<sup>۲</sup>

### چکیده:

فیلتر یکی از مهمترین بخش ها در طراحی بدنه سد خاکی می باشد. این ناحیه (فیلتر) بعنوان یک خط دفاعی مطمئن و تجربه شده جهت جلوگیری از حمل احتمالی مصالح هسته که بوسیله نشت متمرکز (ناشی از ایجاد هر گونه ناپیوستگی) اتفاق افتاده، مورد استفاده قرار می گیرد. از آنجایی که فیلتر یکی از قسمتهای پر هزینه در ساخت سدها می باشد لذا لازم است معیاری علمی و دقیق برای مشخصات آن ارائه گردد. از جمله خاکهایی که به فراوانی در طبیعت یافت شده و مناسب برای استفاده در هسته مرکزی سدها می باشند، خاکهای یخچالی هستند که دارای دانه بندی گسترده می باشند. این خاکها دارای ذراتی در ابعاد لای و رس تا ابعادی در حد شن یا بزرگتر می باشند. این خاکها ممکن است در محدوده ابعاد ماسه گسسته بوده و یا مخلوط باشند. از آنجائی که تحقیقات انجام شده توسط محققین قبلی برای این نوع خاکها بسیار محدود بوده و هماهنگی و اتفاق نظر در این زمینه وجود ندارد، پروژه حاضر با هدف ارائه معیاری جهت طراحی فیلتر خاکهای مینا با دانه بندی مخلوط و دارای ۱۵ تا ۴۰ درصد ریز دانه در دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شریف انجام شد. سپس با تجزیه و تحلیلهای لازم مقدار  $D_{15}$  فیلتر بحرانی برای خاکهای مینا با دانه بندی مخلوط ارائه شد.

### کلمات اصلی و مهم:

فیلتر - سد خاکی - دانه بندی گسترده - دانه بندی مخلوط - مصالح هسته

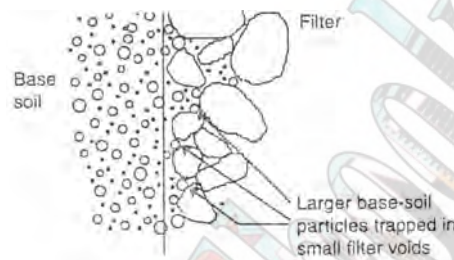
<sup>۱</sup> دانشیار و مدیر گروه ژئوتکنیک دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شریف

<sup>۲</sup> کارشناس ارشد مهندسی سازه های هیدرولیکی دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شریف



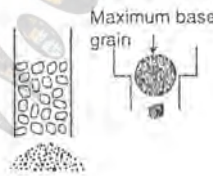
### مروری بر مطالعات انجام شده قبلی در زمینه طرح فیلتر

بررسی ها نشان داده است عمده خرابی سدهای خاکی در اثر نشت آب، آبشستگی مصالح و پدیده Piping می باشد. سد Teton در آمریکا، سد Balderhead در شمال انگلیس، سد Nanak sagar در هند و سد Tarbela در پاکستان از جمله سدهایی می باشد که بدلیل عدم توانایی فیلتر در جلوگیری از شستشوی مصالح دچار خرابی شده اند [۳]. منظور از آبشستگی حمل تدریجی ذرات ریز خاک توسط جریان آب از میان ترکها و خلل و فرج و حفرات می باشد. برای جلوگیری از پدیده آبشستگی و جلوگیری از خرابی در سدهای خاکی عموماً در پائین دست و بالا دست هسته مرکزی اقدام به ساخت فیلتر می شود. اگر فیلتر ایجاد شده فیلتری موفق باشد، فقط در لحظات اولیه، مقداری از ذرات ریز خاک مینا بطور کامل از فیلتر عبور کرده و شسته می شوند. به مرور زمان ذرات بزرگتر خاک مینا در فضاهای مصالح فیلتر گیر کرده و این ذرات نیز، خاک مینا را نگه می دارند و بدین صورت حالت پایدار در تمام سطح مشترک خاک مینا بوجود می آید. شکل (۱) این وضعیت را نشان می دهد.



شکل (۱) - چگونگی حرکت مصالح در سطح مشترک فیلتر و خاک مینا

اگر فیلتر نتواند در مدت زمان کوتاهی حرکت ذرات ریز خاک را متوقف کند و در نتیجه قسمت قابل توجهی از ذرات ریز خاک مینا شسته شود چنین فیلتری ناموفق عمل کرده است (شکل (۲)) [۳].



شکل (۲) - چگونگی عملکرد فیلتر ناموفق

از قدیمترین روابط فیلتر می توان به روابط ترزاقی اشاره کرد [۲]:

$$1- \text{شرط نفوذ پذیری} \quad \frac{D_{15F}}{d_{15B}} \leq 4-5 \quad 2- \text{شرط آبشستگی} \quad \frac{D_{15F}}{d_{85B}} \leq 4-5$$

برترام ولاند نخستین افرادی بودند که حدود کار برد معیار ترزاقی را مورد مطالعه آزمایشگاهی قرار دادند. نتایج آزمایشات برترام)

۱۹۴۰ (مرز پایداری سیستم فیلتر و خاک مینا (ماسه ریز) را در محدوده  $\frac{D_{15F}}{d_{85B}} = 9-10$  نشان می داد [۱]. لاند در سال ۱۹۴۹ مطالعات آزمایشگاهی خود را به منظور بررسی عملکرد فیلترهای شنی و ماسه ای برای خاکهای مینای ماسه ای یکنواخت انجام داد.

مرز پایداری آزمایشهای کاملاً موفق در پائین و یا روی خط مرزی  $\frac{D_{15F}}{d_{85B}} = 9$  و آزمایشهای ناموفق در بالای خط فوق قرار گرفتند [۷].

مطالعات USACE که در حدود سالهای ۱۹۴۱ تا ۱۹۴۸ در مرکز تحقیقات آزمایشگاهی آغاز گردیده و در طی سالیان گذشته اصلاح شده همانند مطالعات ترازقی بر اساس دو معیار نفوذ پذیری و پایداری می باشد [۱۱].

$$3- \text{شرط پایداری} \quad \frac{D_{50F}}{d_{50B}} \leq 25 \quad \text{و} \quad \frac{D_{15F}}{d_{85B}} \leq 5 \quad 4-$$

$$\text{شرط نفوذ پذیری} \quad \frac{D_{15F}}{d_{15B}} \geq 5$$

مؤسسه USBR در فاصله سالهای ۱۹۴۷ تا ۱۹۵۵ تحقیقاتی بر روی طراحی فیلتر سد های خاکی انجام داد. مقادیر پیشنهادی USBR در جدول زیر نشان داده شده است [۲].

معیار		فیلتر
$12 < D_{15F}/d_{15B} < 40$	$5 < D_{50F}/d_{50B} < 10$	فیلترهای یکنواخت
$12 < D_{15F}/d_{15B} < 40$	$12 < D_{50F}/d_{50B} < 50$	فیلترهای خوب دانه بندی شده

کنی در سال ۱۹۸۵ با معرفی پارامتر  $D_c^*$  (قطر بزرگترین ذره ای از خاک مینا که می تواند از میان فیلتر با ضخامت مشخص عبور کند) به بررسی رفتار فیلترها پرداخت. تحقیقات نشان داد که  $D_c^*$  می تواند با توجه به دانه بندی بخش ریز دانه فیلتر ( $D_{15}$  یا  $D_5$ ) تعیین شود. کنی برای خاکهای غیر چسبنده روابط زیر را پیشنهاد می کند [۴]:

$$D_5 > 4d_{50} \quad \text{و} \quad D_{15} > 5d_{50}$$

مطالعات نظری نشان می دهد که رفتار خاک مینا را با بعد مشخصه ای مانند ( $d_{XB}$  یا  $d_I$ ) و رفتار فیلتر را با بعد مشخصه ای مانند ( $D_{YF}$  یا  $O_F$ ) می توان بیان کرد. در بسیاری از معیارهای طرح فیلتر فرض بر این است که رابطه  $O_F < d_I$  برقرار باشد. بر این اساس لافلر در سال ۱۹۸۹ رابطه کلی زیر را پیشنهاد کرد [۶] [۵]:

$$D_{15} < 4d_{SF}$$

که  $d_{SF}$  بستگی به مشخصات و ویژگیهای خاک مینا دارد.

شرارد در فاصله سالهای ۱۹۸۱ تا ۱۹۸۲ آزمایشاتی را برای تعیین معیارهای طوح فیلتر انجام داد آزمایشات شرارد بدو تقسیم می شوند:

۱- آزمایشاتی که در آن خاک مینا از ماسه با دانه بندی یکنواخت تشکیل می شد [۸].

شرارد بر اساس آزمایشات خود برای این دسته از خاکها معیار  $D_{15F} < 9d_{85B}$  را پیشنهاد کرد. ضمن آنکه معیارهایی که بر

اساس  $\frac{D_{15F}}{d_{15B}}, \frac{D_{50F}}{d_{50B}}$  تعریف می شوند، مناسب نبوده و باید کنار گذاشته شوند.

۲- آزمایشاتی که در آن خاک مینا از خاکهای رسی و سیلتی تشکیل می شد [۹].

شرارد با انجام آزمایشات شیری و گل آب نتایج زیر را گزارش کرد:

۲-الف - برای رس ها و لای های ماسه دار که دارای  $d_{85}$  بین ۰/۱ تا ۰/۵ میلی متر می باشند استفاده از معیار  $\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$  محافظه

کارانه و قابل قبول می باشد و پلاسیسته خاک مینا تأثیری بر طراحی فیلتر ندارد.

۲-ب - برای خاکهای رسی ریز دانه که دارای  $d_{85}$  بین ۰/۰۳ تا ۰/۱ میلی متر می باشند استفاده از فیلترهای ماسه ای یا ماسه ای شن

دار که در آن  $D_{15}$  کوچکتر از ۰/۵ میلی متر، می باشد محافظه کارانه و قابل قبول است. پلاسیسته و واگرایی رس، تأثیری بر دانه بندی فیلتر طراحی شده ندارد.

۲-ج - برای لای های ریز دانه با چسبندگی و پلاسیسته کم که  $d_{85}$  بین ۰/۰۳ تا ۰/۱ میلی متر بوده و حد روانی کمتر از ۳۰ می

باشد، استفاده از فیلترهای ماسه ای یا ماسه های شن دار دارای  $D_{15}$  کوچکتر از ۰/۳ میلی متر، محافظه کارانه و قابل قبول می باشد.

۲-د- برای رس ها و لای های بسیار ریز دانه که دارای  $d_{85}$  کوچکتر از  $0.2$  میلی متر می باشند، آزمایش طرح فیلتر، در آزمایشگاه باید انجام شود. به نظر می رسد فیلتری با  $D_{15}$  کوچکتر از  $0.2$  میلی متر، محافظه کارانه است. شرارد در سال ۱۹۸۹ با انجام یک سری آزمایشات تکمیلی، آزمایش فیلتر بدون فرسایش را پیشنهاد نمود. با انجام این آزمایش مشخصات فیلتری که از هر گونه فرسایش جلوگیری می نماید مشخص می شود. خلاصه نتایج آزمایشات شرارد بر اساس روش NEF به همراه خلاصه ای از مجموعه فعالیتهای انجام شده در ارتباط با طرح فیلتر در جدول (۱) آورده شده است [۳] [۱۰].

### بررسی و مطالعه نوع خاک مینا [۱۲]

انتخاب مصالح سد خاکی و سنگریز بستگی به عوامل مختلفی دارد که مهمترین آنها عبارتند از ایمنی با توجه به پایداری و تراوش، بهینه سازی طرح با توجه به قابلیت دسترسی به مصالح و خصوصیات و فیزیکی آنها و برنامه اجرای ساختمان و مشخصات توپوگرافی و پی سد. با توجه به مطالب ذکر شده، مطالعه و بررسی بروی انواع خاکهای طبیعی و مصنوعی مورد استفاده در هسته مرکزی انجام شد که نتیجه آن نشان داد که دانه بندی هسته مرکزی بسیاری از سد های خاکی و سنگریز مرتفع دنیا دارای محدوده گسترده ای هستند. از جمله خاکهاییکه به فراوانی در طبیعت یافت می شوند خاکهای یخچالی هستند که دارای دانه بندی گسترده می باشند. این خاکها دارای ذراتی در ابعادلای ورس تا ابعادی در حد شن و بزرگتر می باشد. این خاکها بطور وسیعی در ساخت هسته مرکزی سد های خاکی در جهان استفاده می شود. از چنین مصالحی در سد های کرخه و مسجد سلیمان استفاده شده است. آزمایشاتی که در این تحقیق مد نظر گرفت آزمایش بروی مصالح با دانه بندی مخلوط مشکل از شن (با حد اکثر ابعاد یک اینچ) ماسه و مصالح ریزدانه با ۱۵ تا ۴۰ درصد عبوری از الک نمره بعنوان خاک مینا می باشد.

### بررسی و مطالعه نوع فیلتر [۱۲]

با وجود اینکه مصالح قرضه طبیعی مورد نیاز در تهیه زهکشها و فیلترها با سایر کاربردهای مصالح طبیعی از حجم کمی برخوردار است، معهدا با توجه به نقش این گونه مصالح در چگونگی بهره وری سیستم های زهکشی و ایمنی سدهای خاکی و سنگریز، نیاز است تا مشخصات و خصوصیات فنی اینگونه مصالح بدقت مورد ارزیابی و بررسی قرار گیرد. عدم توجه به تعیین مشخصات فنی و ارزیابی اولیه خواص مصالح قرضه مورد نیاز در ساخت فیلترها، باعث ایجاد مشکلات متعدد در طول دوره بهره برداری پروژه ها شده و بطور کلی ممکن است راندمان و ایمنی سازه را در حد غیر قابل قبولی کاهش دهد. با توجه به مشکلات گفته شده مشخصات فیزیکی و مکانیکی مصالح فیلتر شامل مقاومت فشاری، شاخص دوام، زبری، پوشش سطحی، تخلخل، فعل و انفال شیمیایی و شکل ذرات باید مورد بررسی قرار گرفته و جدایی در ذرات فیلتر اتفاق نیفتاده و چسبندگی در بین ذرات وجود نداشته باشد.

لذا برای آن که فیلترهای مورد آزمایش شرایطی متناسب با فیلترهای متداول در سدهای خاکی داشته باشند و بطور کلی مشخصات فنی و عملکرد مناسبی داشته باشند فیلترهایی با ضریب یکنواختی و دانه بندی مختلف انتخاب شدند. با مطالعه و بررسی فیلترهای سدهای خاکی و سنگریز موجود در ایران و جهان مشاهده شد که ضریب یکنواختی اکثر فیلترها در محدوده ۳ تا ۱۲ قرار گرفته است. بهمین لحاظ فیلترهای بسیار یکنواخت با  $Cu=3$ ، فیلترهای در مرز خوب دانه بندی شده و یکنواخت با  $Cu=6$  و فیلترهای خوب دانه بندی شده با  $Cu=11$  انتخاب شده و مورد آزمایش قرار گرفتند.

### آزمایشات فیلتر بدون فرسایش جهت تعیین معیار طراحی در خاکهای با دانه بندی مخلوط

از آنجایی که شرایط آزمایش NEF بسیار محافظه کارانه می باشد، زیرا اولاً در این آزمایش فرض شده که هسته سد ترک خورده باشد، ثانیاً نمونه خاک تحت گرادیان هیدرولیکی بسیار بالا قرار می گیرد که چنین گرادیان هیدرولیکی ممکن است به ندرت در هسته بوجود آید، همچنین این آزمایش قابل استفاده برای انواع خاکها می باشد، در این تحقیق از روش NEF (NO EROSION

(FILTER) برای آزمایشات استفاده شد که در سال ۱۹۸۹ توسط شرارد و همکارانش پیشنهاد گردید. شکل (۳) دستگاه بکار رفته در این تحقیق را نشان می دهد.

روش ساخت نمونه بدین ترتیب است که در قسمت تحتانی دستگاه مقداری شن درشت ریخته و روی آن توری ریزی، قرار می گیرد تا از حرکت دانه های ریز فیلتر به طرف سوراخ جلوگیری کند. سپس دانه های فیلتر در چهار لایه ۱ اینچی ریخته می شود. در بالاترین لایه فیلتر از ماسه ریز به عنوان مواد جداره ای استفاده می شود تا مانع شسته شدن ذرات خاک مینا از مجاورت جداره دستگاه گردد. سپس خاک مینا در سه لایه ریخته شده و هر لایه در حد تراکم پراکتور استاندارد کوبیده می شود. برای ایجاد سوراخ درون نمونه خاک مینا، از میله ای به قطر ۵ تا ۱۰ میلیمتر استفاده شده است که قبل از ریختن خاک مینا در وسط آن گذاشته شده و بعد خاک مینا ریخته و کوبیده می شود. بعد از کوبیده شدن هر سه لایه، میله به آرامی بیرون کشیده شد و سوراخ ۵ تا ۱۰ میلیمتری ایجاد می گردد. روی مجموعه را با شن پر کرده و درپوش گذاشته شده، محکم می گردد. پس از آن دستگاه به آب شهر با فشاری حدود  $4 \frac{kg}{cm^2}$  وصل می شود. با گذاشتن ظرفی در زیر سوراخ خروجی می توان دبی خروجی و وزن مواد شسته شده و عبوری را اندازه گیری کرد [۱۳].



شکل (۳) - دستگاه آزمایش NEF بکار رفته در این تحقیق

باتوجه به نتایج آزمایشات انجام شده منحنی های خطی فراوان بر حسب نسبتهای  $D_{15}$  و  $F_c$  (درصد ریزدانه) و  $C_u$  (ضریب یکنواختی) رسم شده و ضرایب همبستگی بدست آمده مقایسه شد و در نهایت معیاری که هماهنگی بیشتری را نشان می داد بعنوان یک معیار کلی برای طرح فیلتر بحرانی خاکهای با دانه بندی مخلوط بصورت زیر ارائه گردید:

$$15\% \leq F_c \leq 30\% \quad \text{برای ۱-}$$

$$(D_{15})_{cr} = 0.027 \times Cu^{0.5} \times F_c^{0.8}$$

$$30\% \leq F_c \leq 40\% \quad \text{برای ۲-}$$

$$(D_{15})_{cr} = 0.013 \times Cu^{0.5} \times Fc^{0.8} + 0.8$$

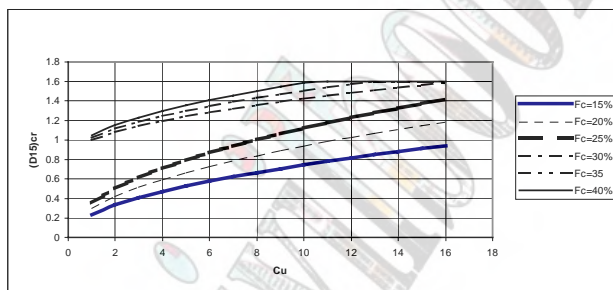
رابطه نشان می دهد برای درصد ریزدانه بیش از ۳۰ درصد همواره  $(D_{15})_{cr} > 0.8(mm)$  می باشد. همچنین آزمایشات نشان داد

$$(D_{15})_{cr} \leq 1.6(mm) \text{ می باشد.}$$

از آنجائیکه در طراحی لازم است معیاری محافظه کارانه مورد استفاده قرار گیرد، منحنی بدست آمده از برازش بین نقاط مربوط به آزمایشات موفق توصیه می شود. این منحنی رابطه کلی بصورت زیر دارد که برای درصد ریزدانه بین ۱۵ تا ۴۰ درصد مورد استفاده قرار می گیرد.

$$D_{15} = 0.024 \times Cu^{0.5} \times Fc^{0.8}$$

شکل (۴) تغییرات  $(D_{15})_{cr}$  بر حسب ضریب ضریب یکنواختی فیلتر و درصد ریزدانه خاک مینا را نشان می دهد. با این شکل می توان مقدار  $D_{15}$  فیلتر بحرانی را برای شروع آبخستگی در خاکهای مینا با دانه بندی مخلوط دارای ۱۵ تا ۴۰ درصد ریزدانه را تعیین کرد.



شکل (۴) - نمودار تعیین  $D_{15}$  فیلتر بحرانی بر حسب ضریب یکنواختی فیلتر

### مقایسه با نتایج سایر محققین و جمع بندی

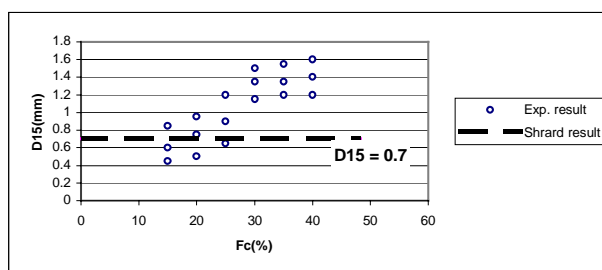
مروری بر تحقیقات انجام شده بر روی فیلترها نشان می دهد که عمده مطالب انجام شده بر روی خاکهای یکنواخت و خاک های رس دار و رس های ماسه دار انجام شده است. از جمله محققینی که مطالعات و پیشنهاداتی بر روی خاک های بادانه بندی گسترده را داشته اند می توان به لافلر و شرارد اشاره کرد. بر این اساس نتایج بدست آمده از آزمایشات با معیارهای لافلر و شرارد مقایسه گردید.

بر اساس روش لافر برای خاک غیر چسبنده با دانه بندی گسترده بعد مشخصه خاک مینا برابر  $d_{50}$  و اندازه باز شدگی منافذ فیلتر برابر  $D_{15}/4$  می باشد. بنابراین معیار طراحی بصورت  $D_{15} < 4d_{50}$  می باشد. در شکل (۵) مقایسه ای بر اساس معیار فوق و نتایج بدست آمده از آزمایشات نشان داده شده است. در شکل مشاهده می شود برای درصد ریزدانه های ۳۰، ۳۵، ۴۰ درصد هماهنگی

خوبی بین دوروش وجود دارد. اما برای درصد ریزدانه های ۲۵، ۲۰، ۱۵

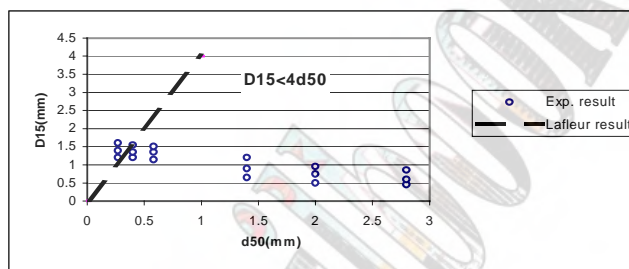
درصد معیار لافلر غیر محافظه کارانه است.





شکل (۵) - مقایسه نتایج آزمایشات این تحقیق با معیار لافلر

نتایج آزمایشات شرارد بر روی خاکهای با دانه بندی گسترده نشان داد که  $D_{15} < 0.7(mm)$  برای این خاکها مناسب می باشد شرارد این معیار را معیاری محافظه کارانه معرفی میکند. در شکل (۶) مقایسه ای بر اساس معیار فوق و نتایج بدست آمده، آورده شده است. مقایسه نشان می دهد برای درصد ریز دانه های ۱۵، ۲۰ درصد فیلتر فوق محافظه کارانه نیست اما برای اغلب آزمایشات معیار فوق محافظه کارانه است.



شکل (۶) - مقایسه نتایج آزمایشات این تحقیق با نتایج شرارد

## مراجع

- [1].Bertram,G.E.,(1940).“Experimental Invenstigation of Protective” , Soil Mechanics Series No.7,Graduate School of Engineering, Harvard University ,Cambridge,Mass.
- [2].ICOLD (1995). “Embankment Dams Granular Filter and Drains” .
- [3].Indraratna,B.(1999).“Design methods for granular filters critical review “,proc. Instn civ.eng.Geotech., 137
- [4].Kenny,T.C .,chahal,R.,chiv,E., ofoegbu,G.I.,Omange, G.N.and ume,C.A.(1985). “controlling constriction size of granular filters” ,can . Geotech.J.
- [5].Lafleur,j. (1984). “Filter testing of broadly graded cohesionless tills”,can. Geotech.J.,21(4)
- [6].Lafleur,J., Mlynarek,J.,and Rollin, A.L.(1989).”Filtration of broadly graded cohesionless soil”,J. Geotech.eng.,ASCE,115(12).
- [7].Lund, A., (1949).“An Experimental study of Graded Filters”, thesis presented to the university of London, at London, U.K.,in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of science.
- [8].Sherard , J.L.,and Dunnigan ,L.P., and Talbot, J.R(1984a). “Basic properties of sand and gravel filters” , ASCE,110(6).
- [9]. Sherard , J.L.,and Dunnigan ,L.P., and Talbot, J.R(1984b).”Filters for silts and clays “, J. Geotech. Eng. ASCE,110(6)
- [10]. Sherard , J.L.,and Dunnigan ,L.P.(1989). “Critical filters for impervious soil “, J.Geotech. eng. , ASCE, 115(7).
- [11]. U.S.A.C.E. (1978). “Design & construction of levees “ , Eng. Manual EM 1110-2-1913

[۱۲] .حسینی، سید عباس، (۱۳۷۹). “تعیین معیار طراحی فیلتر سد های خاکی و سنگریز برای هسته های مرکزی متشکل از مصالح

با دانه بندی مخلوط ”، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، تهران

[۱۳].حیدری خواص، محمد، (۱۳۷۶). “تعیین معیار طراحی فیلتر سد های خاکی و سنگریز برای هسته های مرکزی متشکل از

مصالح با دانه بندی گسسته ”، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، تهران

محقق	مصالح مبنا	معیار طوح فیلتر	توضیح
Bertram (1940)	سیلت و ماسه کوارتزی ریز	$\frac{D_{15F}}{d_{85B}} \leq 6, \frac{D_{15F}}{d_{15B}} \leq 9$	گرادیان هیدروکیلی بین ۶ تا ۱۰ می باشد
	$1.5 < Cu < 4$	$\frac{D_{15F}}{d_{15B}} < 20, \frac{D_{15F}}{d_{85B}} < 5$ $\frac{D_{50F}}{d_{50B}} < 25$	معیار گسیختگی بر اساس مشاهده و آنالیز اندازه ذرات می باشد.
	$Cu > 4$	$\frac{D_{15F}}{d_{15B}} < 40, \frac{D_{15F}}{d_{85B}} < 6$ $\frac{D_{50F}}{d_{50B}} < 25$	
EarthWood, Eterson(1954)	SP	$\frac{D_{15F}}{d_{85F}} < 4.1, \frac{D_{50F}}{d_{50B}} < 5.3$	معیار گسیختگی بر اساس ماکزیمم افت در سطح مشترک فیلتر و خاک مبنا می باشد
Karpoff (1955)	$Cu = 3-4$	$\frac{D_{50F}}{d_{50B}} < 10$ (ماسه ریز) $\frac{D_{50F}}{d_{50B}} \leq 5$ (ماسه درشت)	لازم است ۱۰۰ درصد مصالح فیلتر کوچکتر از ۷۵ میکرومتر و کمتر از ۵ درصد کوچکتر از ۷۵ میکرون باشند و منحنی دانه بندی بخش ریز دانه فیلتر و خاک مبنا موازی باشند
	$Cu > 4$	$9 < \frac{D_{50F}}{d_{50B}} < 30, 6 < \frac{D_{15F}}{d_{15B}} < 18$ (سنگ شکسته)	
		$12 < \frac{D_{50F}}{d_{50B}} < 58, 12 < \frac{D_{15F}}{d_{15B}} < 40$ (دانه بندی طبیعی)	
Bavidenkoff, Zweck(1957)	خاک مبنا ماسه ای درشت تا متوسط	$5 < \frac{D_{50F}}{d_{50B}} < 10$	جریان بسمت پایین و بالا و افقی می باشد و معیار گسیختگی بر اساس مشاهده می باشد
Voughan, Soares(1982)		$k_{filter} < 6.7 \times 10^{-6} \times \delta^{1.52}$	$\delta$ اندازه مشخصه خاک مبنا (معمولاً $d_{85B}$ ) برحسب میکرون و $k$ برحسب m/s می باشد
Sherard, Dunnigan(1989)	رس و سیلت ریزدانه با ۸۵ درصد عبوری از الک ۲۰۰	$\frac{D_{15F}}{d_{85B}} \leq 9$	فیلتر خاک های ریز (بیش از ۴۰ درصد عبوری از الک ۲۰۰) بایر کمتر از ۶۰ درصد درشت تر از ۴/۷۶ باشند و ماکزیمم اندازه ذرات ۵۰ میلی متر می باشد.
	ماسه رسی و سیلتی با ۴۰ تا ۸۵ درصد عبوری از الک ۲۰۰	$D_{15F} \leq 0.7(\text{mm})$	
	مصالح درشت دانه نفوذ ناپذیر کمتر از ۱۵ درصد عبوری از الک ۲۰۰	$\frac{D_{15F}}{d_{85B}} \leq 5(\text{mm})$	
	حدواسط گروه ۳ر۲ با ۱۵ تا ۴۰ درصد عبوری از الک ۲۰۰	با درون یابی برحسب درصد ریزدانه بین گروه ۳و۲	

Hanjo , Veneziano (1989)	دانه بندی گسترده به شرط $\frac{d_{95B}}{d_{75B}} \leq 7$	$\frac{D_{15F}}{d_{85B}} \leq 5.5 - 0.5$	براساس آنالیزهای آماری
Indraratna , et. al (1996)		$\frac{D_{15F}}{d_{85B}} \leq 5.5 - 5 \text{ for}$ $40 < d_{85} < 60 \mu m$	آزمایش گل آب پرروی خاک چسبیده
		$\frac{D_{15F}}{d_{85B}} \leq 4 - 5 \text{ for}$ $60 < d_{85} < 90 \mu m$	

# Basic Requirements for Design and Construction of Clay Blankets

Mahmoud Ghazavi <sup>1</sup>

## ABSTRACT:

Basic requirements for the design and construction of clay liners as impervious blankets are briefly described in this paper. Various factors, which influence the liner performance are first described. Damaging factors, which may be experienced are then outlined. The role of important factors such as liner thickness, bonding between neighbouring lifts, the soil properties, initial degree of saturation of soil while compacting, and compaction specifications and performance on hydraulic conductivity of clay liners is next explained. Necessary recommendations for performance of better liners in practice are given.

## Keywords:

Clay liners, Soil compaction, Shear strength, Moisture water content, Dry density, Hydraulic conductivity

---

<sup>1</sup> Assistant Professor, Civil Engineering Department, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran  
Tel (031) 8912701; (031) 8912702; Fax (031) 8912700; Email ghazavi@cc.iut.ac.ir

## 1. INTRODUCTION

The characteristics of clayey material, especially its low hydraulic conductivity are useful to prevent water from seepage in earth dams, embankments, and cut-off walls. In addition to these, the hydraulic conductivity of clay liners have largely been attractive subjects for researchers to investigate a number of problems related to geoenvironmental aspects such as containment of waste materials in landfills, impoundment at contaminated sites, etc.

To achieve low hydraulic conductivity for the performance of clay liners, research work has basically focused on liner materials (normally compacted clay layers), geomembranes, drainage system, filters, protection materials, vertical barriers walls, and final cover system.

Clay-rich soils with known geotechnical properties are widely used in the construction of low hydraulic conductivity liners for impervious blankets, cut-off walls, for covering waste containment in landfills, to cap new waste disposal unites, and to close old waste disposal sites. This paper briefly describes the latest achievements from carrying out laboratory and field investigations and experiences gained upon performing clay liners in the design and construction stages. It is believed that the points outlined here bring engineers' and professionals' attention to necessarily practical considerations.

## 2. MAIN REQUIREMENTS FOR CLAY LINERS

The following points may be summarised according to the literature. These points can be assumed as required specifications and steps, which can be followed to achieve acceptable liners.

- Geotechnical subsurface exploration to find proper locations
- Low hydraulic conductivity, possibly the least regular value is  $10^{-7}$  cm/s
- Appropriate soil properties
- Specified criteria for compaction
- No or low potential to desiccation, so that no cracking
- Adequate shear strength depending on application (for example slop stability of lagoon protecting wall or overall stability of tailing dams, etc.)
- Control of settlement (especially relative settlement)
- Adequate liner thickness
- No dispersivity

## 3. POSSIBLE DAMAGES TO CLAY LINERS AFTER CONSTRUCTION

A number of problems may govern clay liners during or after construction. These are:

- Desiccation, cracks, so that no low hydraulic conductivity is achieved
- Inadequate bonding between neighbouring lift interfaces
- Frost action (freeze/thaw cycles)
- Liner or foundation liner settlement resulting from landslides, earthquake, faults, etc.)
- Inadequate shear strength and insufficient bearing capacity



- Environmental and chemical attack
- Displacement
- Soil dispersivity, increasing seepage

#### 4. FACTORS AFFECTING HYDRAULIC CONDUCTIVITY

Experiences from laboratory and field test data show that the hydraulic conductivity obtained from laboratory may not generally equal to field hydraulic conductivity obtained after construction (Trast and Benson, 1995; Benson et al. 1999).

A database consisting of 85 compacted clay liners, of which 8 are actual in-service liners for landfills and the remained 77 are test pads was established by Benson et al. (1999). The main objective of the database was to discuss the key factors affecting the field hydraulic conductivity ( $k_F$ ).

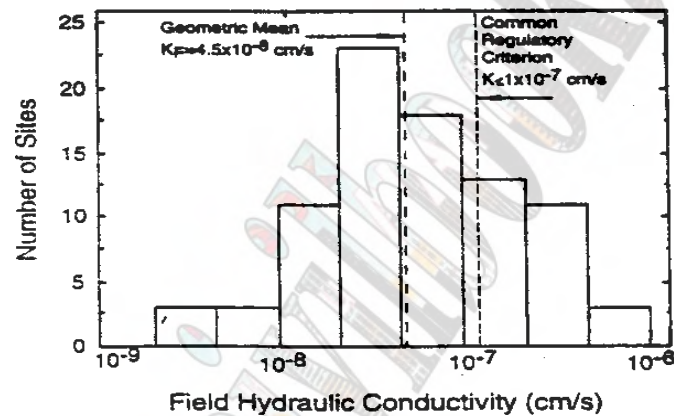
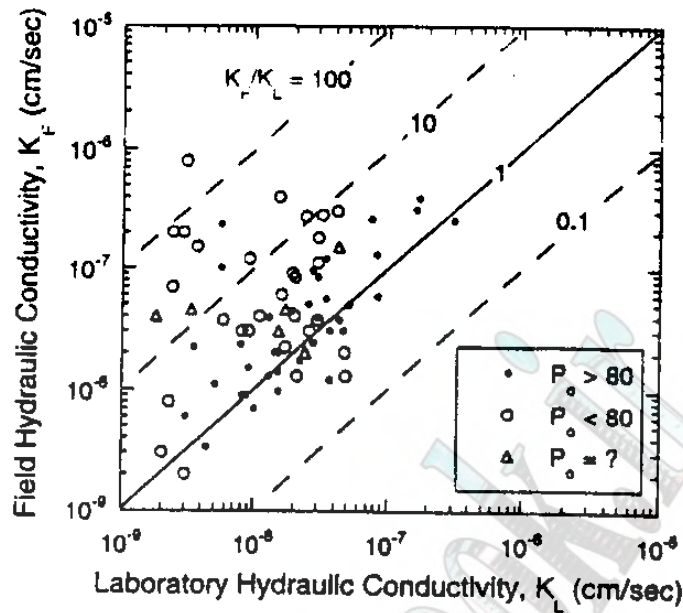


Figure 1. Histogram of field hydraulic conductivity

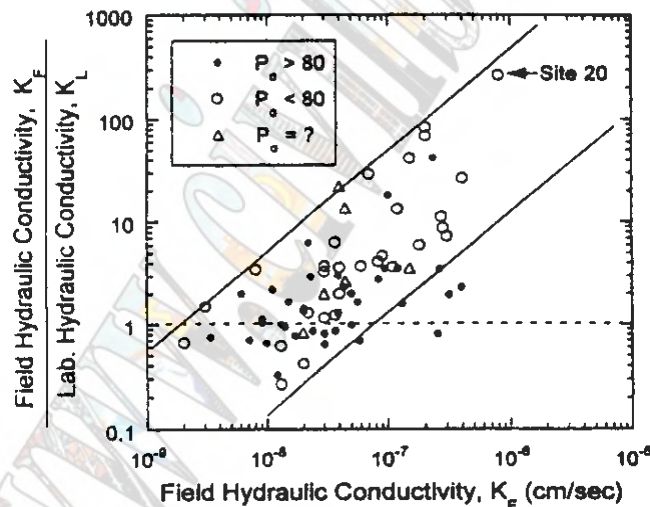
The logarithmic histogram of  $k_F$  from the database, shown in Figure 1, indicates that the geometric mean, the lowest, and the highest values of  $k_F$  are  $4.5 \times 10^{-8}$  cm/s,  $8 \times 10^{-9}$  cm/s, and  $2 \times 10^{-9}$  cm/s, respectively. Sixty-three cases (74% of the database) achieved  $k_F \leq 10^{-7}$  cm/s, a regularly assigned value (EPA, 1989). However, twenty-two cases (26% of the database) did not meet the regular criterion (Benson et al. 1999).

The main reasons for the failure of 26% cases may be attributed to the effective stress applied to the corresponding liners in real situation, capillary barriers effects in sampling, errata associated with laboratory investigations, or generally poor construction.

Laboratory tests are occasionally successful in identifying unsatisfactory  $k_F$  in those rare cases where  $k_F > 10^{-7}$ . Although one of the most questionable issues in quality assurance testing is the degree to which values of hydraulic conductivity obtained from laboratory tests conducted on undisturbed, 75 mm specimens provide an accurate indication of  $k_F$ , several research investigations have shown that for poorly constructed liners,  $k_L$  can be orders of magnitude less than  $k_F$ , while for well constructed liner the two values are often similar (Daniel, 1984; Day and Daniel, 1985; Reads et al. 1990; Benson and Boutwell, 1992; Benson et al. 1994; Benson et al. 1999).



**Figure 2.** Field hydraulic conductivity versus hydraulic conductivity measured in laboratory on small undisturbed specimens



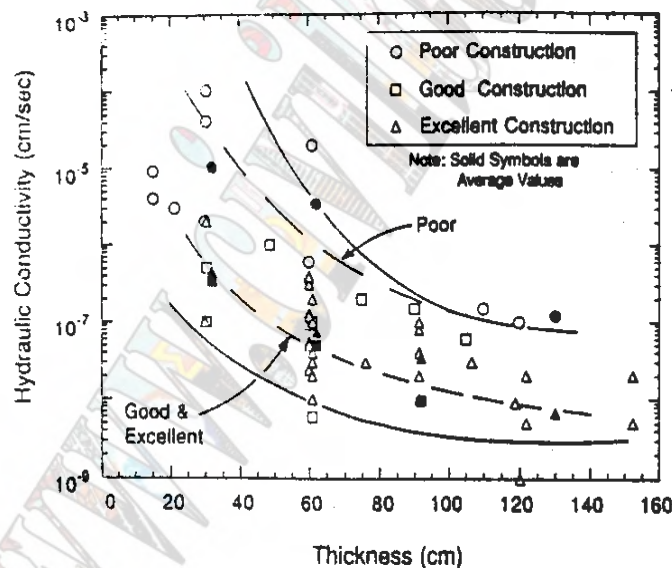
**Figure 3.** Ratio of field to laboratory-hydraulic conductivity versus field hydraulic conductivity

Figures 2 and 3 illustrate that the average value of ratio  $k_F/k_L$  is 11.2 when  $k_F \geq 10^{-7}$  cm/s and this ratio is averagely 0.78 when  $k_F \leq 10^{-8}$  cm/s. The general belief for the difference between  $k_L$  and  $k_F$  of a liner is attributable to the effective stress experienced by the liner in real situation. At similar effective stresses the two values are similar since the clay liner is devoid of microscopic features such as macropores, cracks, fissures, and heterogeneous materials. The same equality can be obtained at high enough effective stresses because macroscopic features are excluded (Boynton and Daniel, 1985). Liners compacted wet of the line of optimums are usually devoid of macroscopic features and thus have low  $k_F$ . Under such conditions, only microscale pores are present to conduct flow, and they are readily represented in small laboratory-scale specimens. In contrast, macroscopic defects

such as interclod voids, macropores, cracks, fissures, etc. are not accurately represented in small laboratory-scale specimens or are closed during sampling or testing. Macroscopic defects are common when construction practice is poor. Their presence results in high  $k_F$  and  $k_F \gg k_L$ . According to Benson et al. (1999), sites with higher  $k_F/k_L$  were generally compacted drier relative to the line of optimums. The effects of various factors on hydraulic conductivity will be briefly summarised in the following sections.

#### 4.1. ROLE OF CLAY LINERS THICKNESS

Benson and Daniel (1994), among others, intensively investigated the influence of clay liner thickness on hydraulic conductivity. They showed, by collecting data from field and by modelling, that soil liners having only 15-30 cm thickness (only one or two lifts) tend to be much more permeable than liners having 60-90 cm thickness (four to six lifts), as shown in Figure 4. Although Figure 4 shows significant scatter in data collected, the trend of decrease in hydraulic conductivity with increasing the liner thickness is obvious. It seems that four to six lifts provide a liner with sufficient redundancy to minimise the probability of previous pathways penetrating the entire liner.



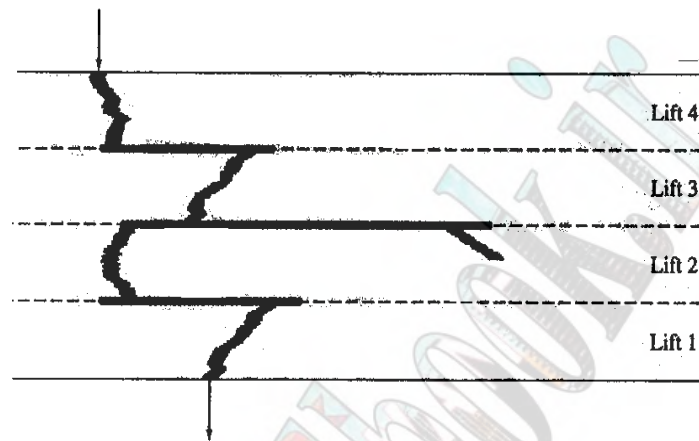
**Figure 4.** In situ measurements of hydraulic conductivity as function of liner thickness (Benson and Daniel, 1994)

A minimum of 60-90 cm (four to six) thick compacted liner is reasonable. Thicker soil liners may be constructed to deal with various site-specified factors such as lengthening the first-passage time or to increase the geotechnical attenuation capacity of the liner.

The minimum thickness for liners mentioned above only satisfies the low hydraulic conductivity requirement and obviously does not deal with damaging phenomena such as desiccation, settlement, inadequate shear strength, stability problems, environmental or chemical attacks, etc.

#### 4.2. INFLUENCE OF BONDING BETWEEN LIFTS

As mentioned above, using four to six lifts for clay liners may generally guarantee acceptable low hydraulic conductivity. In addition to this, the degree of bonding between lifts in compaction can significantly affect hydraulic conductivity. Improper bonding between lifts at their interfaces can lead to an increase in permeability (Figure 5). The increase in lift bonding is far more important than the number of lifts.



**Figure 5.** Pattern of flow through a compacted clay and improper bonding between lifts (EPA, 1989)

It should also be noted that adding more lifts beyond a minimum of four to six lifts (60-90 cm) will not improve the problems of higher permeability associated with poor bonding between lifts due to poor construction (Benson and Daniel, 1994).

#### 4.3. SOIL PROPERTIES

It has generally been accepted that typically appropriate soils for liners have some specified properties (Daniel, 1990; Benson et al. 1994; Benson and Trast, 1995). These specifications can ensure that suitable soils are used for construction of clay liners. These are:

- Liquid limit (LL)  $\geq 25-30\%$
  - Plasticity index  $\geq 12-15\%$
  - Fines  $\geq 50\%$  passing the No. 200 sieve
  - Clay (0.002 mm) fraction  $\geq 20-25\%$
- Environmental Protection Agency (1989) recommends the followings:
- $PI \geq 10\%$  (Soils that have PI greater than about 30% are difficult to work with in the field)
  - Fines  $\geq 20\%$  (fine silt and clay-size particles)
  - The soil should not include more than 10% gravel-size particles
  - The soil should not contain any particles or chunks of rock that are larger than 1 to 2 in. (25 to 50 mm)

Figures 6 and 7 illustrate the effects of liquid limit, plasticity index, percent fines, and clay fraction on field hydraulic conductivity. Analysis of the database collected by Benson et al. (1999) indicates that relationships between  $k_F$  and soil properties representative of soil composition (particle size characteristics and Atterberg limits) are not statically significant. The existing data show that clay liners having  $k_F \leq 10^{-7}$  cm/s

can be constructed with a broad range of clayey soils and that values currently being used to define acceptable ranges for the Atterberg limits and particles size characteristics yield liners having sufficiently low hydraulic conductivity.

#### 4.5. INFLUENCE OF DEGREE OF SATURATION

From the database reported by Benson et al. (1999) and as shown in Figure 8, it can be said that with increasing the initial estimated degree of saturation  $S_r$ , the value of  $k_F$  decreases. However, it should be noted that once the specific gravity values  $G_s$  are determined directly, exact correlation between  $S_r$  and  $k_F$  can be established.

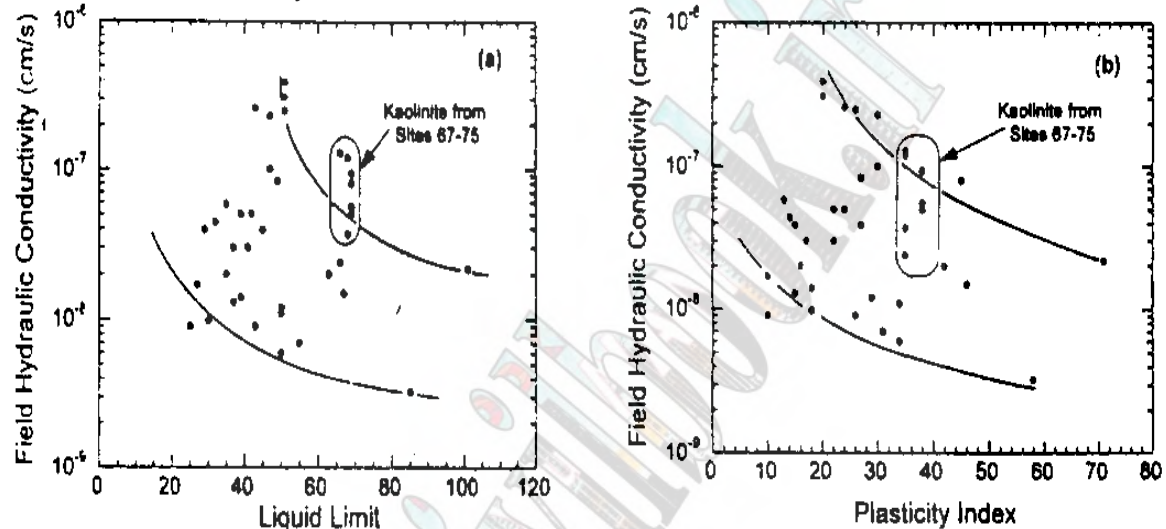


Figure 6. Field hydraulic conductivity versus: (a) Liquid limit, (b) Plasticity index

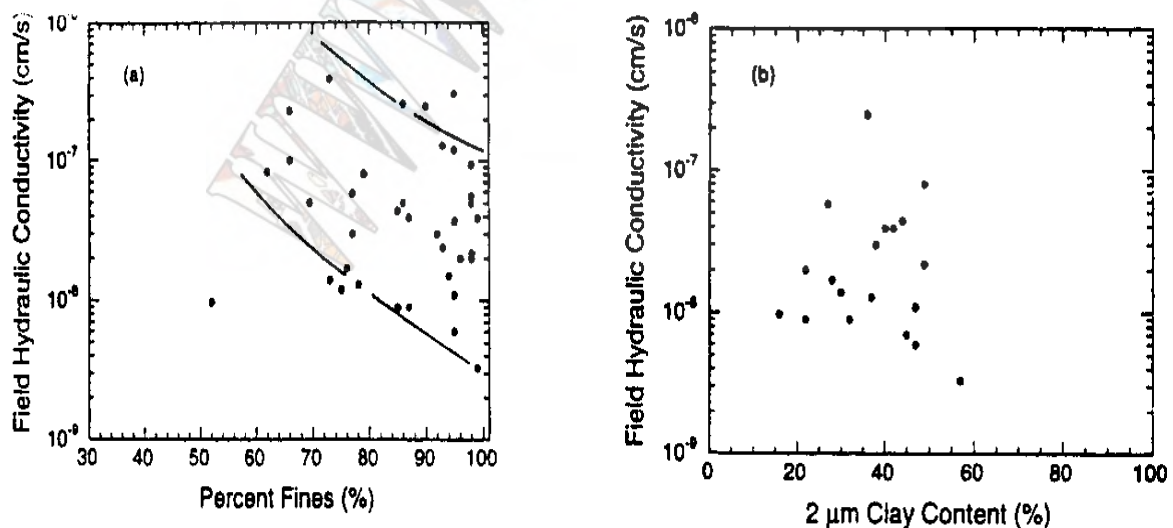


Figure 7. Field hydraulic conductivity versus: (a) Percent fines, (b) Clay content



#### 4.6. COMPACTION SPECIFICATION

Numerous investigators performing laboratory experiments over the past 40 years have shown that the hydraulic conductivity of compacted clays varies orders of magnitude from dry to wet of the line of optimum. It has also been shown that compaction specifications have the most significant influence on hydraulic conductivity values of clay liners, that is even minor construction variables can have a profound effect on  $k_F$ . Thus particular attention must be paid to draw exact required specifications for soil compaction.

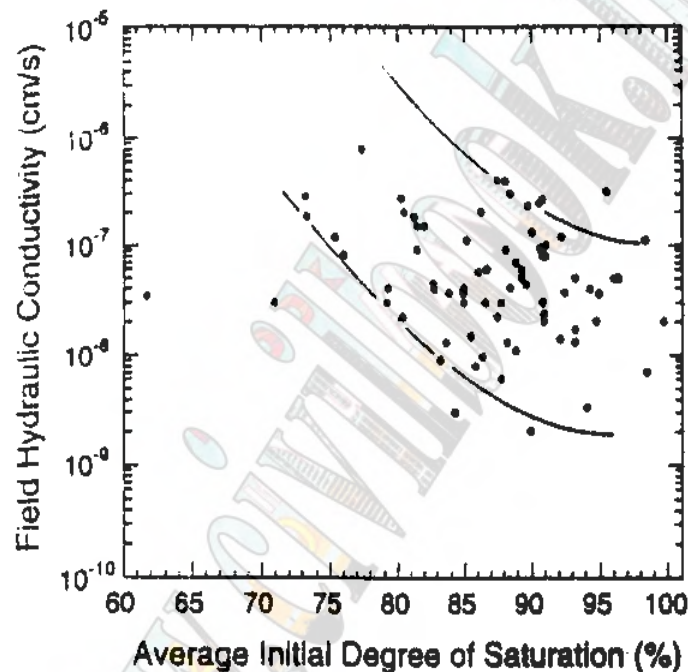
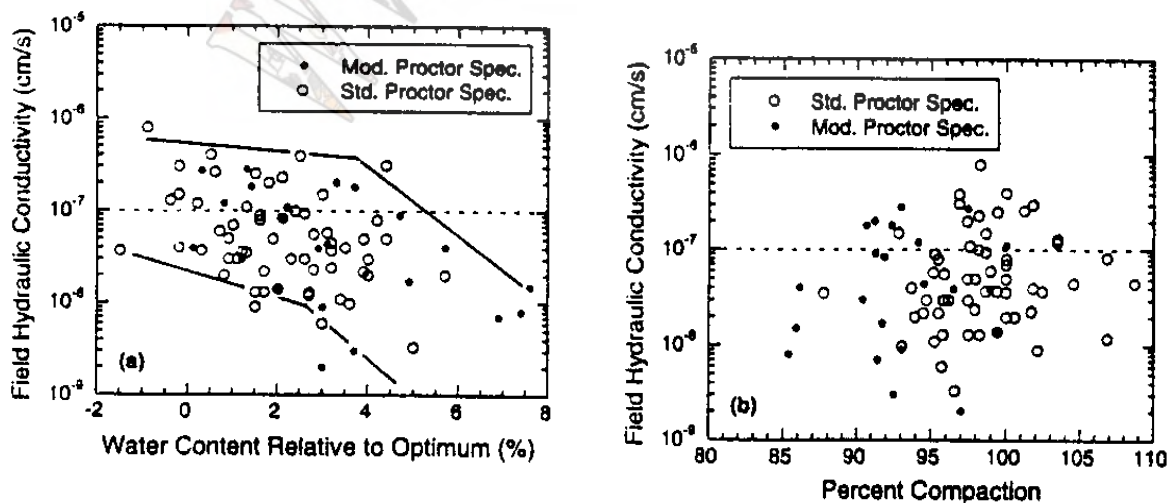
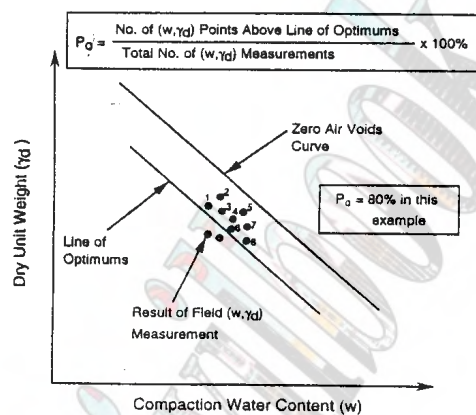


Figure 8. Field hydraulic conductivity versus initial degree of saturation



**Figure 9.** Field hydraulic conductivity versus: (a) Compaction water content relative to optimum; (b) Percent compaction

Typically, to construct an acceptable clay liner in practice, it is recommended to use the water content within the specified range, most often 0-4% wet of optimum, and to compact the soil to a specified percent of the maximum dry density  $\gamma_{d,max}$  (Figure 12). This type of specification may unfortunately result in compaction dry of the line of optimum even if compaction is wet of a particular optimum water content. Figure 9 shows that with increasing water content relative to the optimum,  $k_F$  decreases, whereas the percent compaction has apparently no evident trend on  $k_F$ . It must be emphasised that the percent compaction is quite effective on remoulding clay clods, eliminating voids, and increasing shear strength.

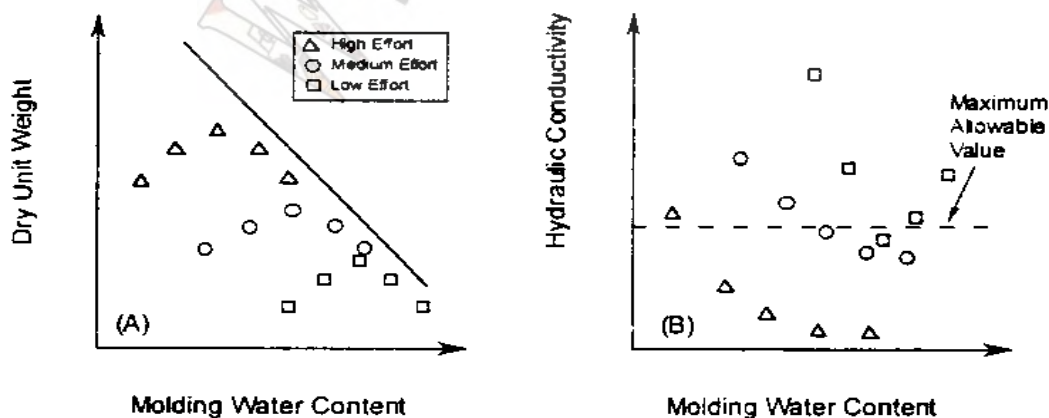


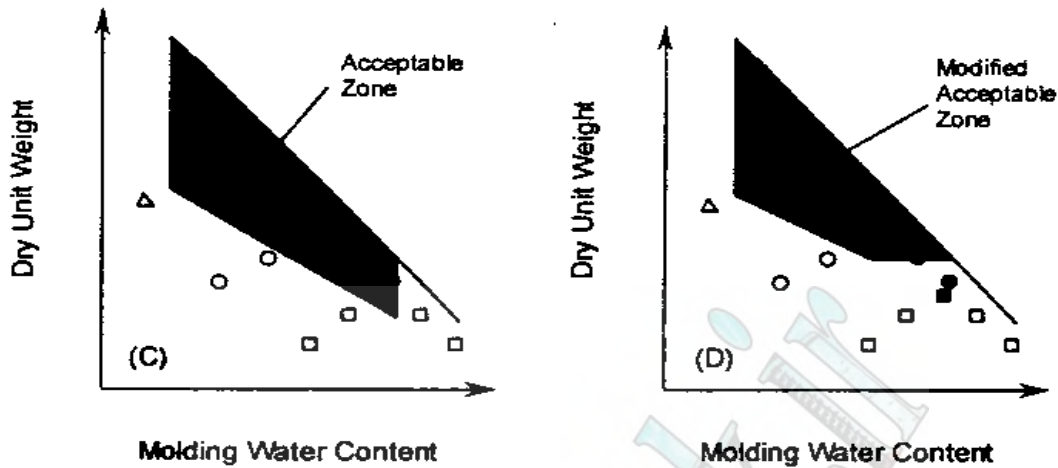
**Figure 10.** Example showing definition and calculation of  $P_o$ .

Benson et al. (1999) suggested that well performed liners should have a minimum value of 70-80% for  $P_o$  where  $P_o$  is defined in Figure 10. This criterion is relatively easy to establish, since the line of optimum can be easily found. For example, Blots et al. (1998), by collecting data, presented a simple equation given by:

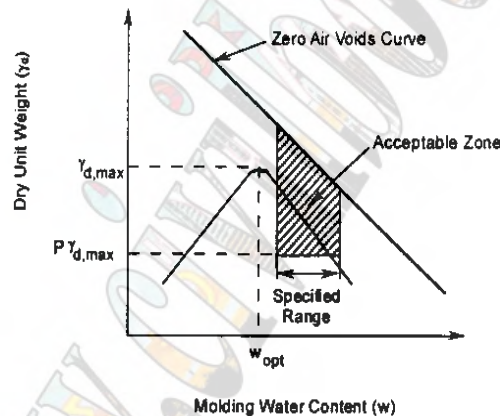
$$\gamma_{d,max} = 45\omega_{opt}^{-0.34}$$

(1)





**Figure 11.** Recommended procedure for determining acceptable compaction zone for low hydraulic conductivity; (A) Compaction stages; (B) Permeability tests; (C) Acceptable moisture content-density zone; (D) Modification of acceptable zone for other factors



**Figure 12.** Traditional procedure for compaction specification (Note: This procedure represents traditional procedure which is not recommended)

To achieve acceptably low hydraulic conductivity for liners, the following comments summarise laboratory compaction specifications for liner specimens (see Figure 11 from Daniel and Benson, 1990; Daniel, 1998):

- Perform reduced, standard, and modified Proctor compaction tests to establish the dry unit weight versus moulding moisture content.
  - Conduct permeability tests on compacted specimens from previous stage and plot the results. Draw also allowable permeability (normally is  $10^{-7}$  cm/s).
  - Re-plot the dry unit weight-moulding moisture content points to represent the compacted specimens with  $k > k_{all}$  and  $k < k_{all}$ .
  - Plot the acceptable zone where  $k < k_{all}$ .
  - Determine acceptable water content-density zone.
  - Modify acceptable zone to account for other factors such as shear strength.
- Figure 11 shows the establishment of the recommended procedure.

#### 4.7. PRACTICAL CONSIDERATIONS

The following guidance is given which may be useful in practice.

- Appropriate geotechnical soil properties
- Lift thickness effects
- Recommendation for interface bonding quality between lifts
- Having moisture content even between interfaces
- Control of both density and moisture content while compacting
- Overlapping lifts
- Intermediate lift normal to upper and lower lift
- Creation of rough surface between two neighbouring lifts
- Consider effects of clods on permeability
- Be careful with dispersive soils

## 5. CONSIDERATIONS FOR LINER CONSTRUCTION IN ARID AREA

It has been well known that when the clay soil is compacted with more molding water content the permeability of the soil decreases and the shrinkage potential also increases. From practical point of view, engineers almost always recommend to compact clayey soils on wet side to achieve a hydraulic conductivity exceeding a specified value. In arid or even less arid sites, a wet compacted clay soil near surface may desiccate during in the conditions of drought. This leads to ineffectiveness of liner or cover due to creating cracks resulting in an increase in permeability.

Based on experiences gained from laboratory and field record the problematic task of desiccation can be coped with practically using the following recommendations (Kepple and Olson, 1985; Daniel and Wu, 1993):

- The use of clayey sands (SC in Unified Classification) can provide low shrinkage potential while simultaneously possess acceptable hydraulic conductivity. If clayey sands are not available in the site, locally existing sand can be mixed with processed clay such as sodium bentonite or a non-expandable clay like kaolinite.
- Clayey soils for liner consideration should be compacted with the lowest practical amount of water content. In this case where the soil is compacted relatively dry, more compactive energy may be required to achieve both low hydraulic conductivity and low shrinkage potential.
- Large compressive stress can close pre-existing desiccation cracks prevent the development of new cracks. This is important especially in cover systems. Boynton and Daniel (1985) showed that desiccated clay swells when re-wetted but does not regain the original low hydraulic conductivity if overburden compressive stress is low. Benson and Daniel (1990) believe that desiccation has a greater potential for permanently damaging clay barriers in cover systems where the clay is subjected to a low compressive stress than in liner systems subjected to large compressive stress from the overlying waste loading. However, In constructing blankets, if the duration of liner performance is short, this may not be a problematic task.

## 6. CONCLUSIONS

Necessary information regarding the design and construction of engineered clay liners has been collected. The results of analysis of data collected from 85 sites were described. It was mentioned that compaction specifications, liner thickness, bonding between lift interfaces, appropriate soil properties, and initial degree of saturation during soil compaction are important factors, which influence the hydraulic conductivity and thus efficiency of liners during service. Using the results of the database, it was mentioned that among the affecting factors, the role of compaction specifications is



quite significant in the achievement of regular allowable hydraulic conductivity (normally  $10^{-7}$  cm/s). The necessary considerations and requirements for well performing liners were also explained. Guidance was given for constructing liners in arid or less arid areas.

## 7. REFERENCES

- Benson, C.H., and Boutwell, H. (1992), "Compaction control and scale-dependent hydraulic conductivity of clay liners" Proceedings 15th Annu. Madison Waste Conf. University of Wisconsin, Madison, Wis., pp. 62-83.
- Benson, C.H., and Daniel, D.E. (1989), "The influence of clods on hydraulic conductivity of a compacted clay" Journal of Geotechnical Engineering 116(12), pp. 1231-1248.
- Benson, C.H., and Daniel, D.E. (1990), "Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay" Journal of Geotechnical Engineering 116(12), pp. 1811-1830.
- Benson, C.H., and Daniel, D.E. (1994), "Minimum thickness of compacted soil liners, II. Analysis and case histories" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(1), pp. 153-172.
- Benson, C.H., Daniel, D.E., and Boutwell, G.P. (1999), "Field performance of compacted clay liners" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125(5), pp. 390-403.
- Benson, C.H., and Trast (1995), "Hydraulic conductivity of thirteen compacted clays" Clays and Clay Minerals, 43(6), pp. 669-681.
- Benson, C.H., Zhai, H., and Wang, X. (1994), "Estimating the hydraulic conductivity of compacted clay liners" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(2), pp. 366-387.
- Blotz, L., Benson, C., and Boutwell, G. (1998), "Estimating optimum water content and maximum dry unit weight for compacted clays" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124(9), pp. 907-912.
- Boutwell, G., and Hedges, S. (1998), "Evaluation of water-retention liners by multivariate statistics" Proceedings 12th ICSMFE, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 815-818.
- Boynton, S. S., and Daniel, D. E. (1985), "Hydraulic conductivity tests on compacted clay" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(4), pp. 465-478.
- Daniel, D. E. (1984), "Predicting hydraulic conductivity of clay liners", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110(4), pp. 285-300.
- Daniel, D.E. (1990), "Summary review of construction quality control for earthen liners" Proceedings Waste Containment Sys., R. Bonaparte, Ed., ASCE, Reston, Va., pp. 175-189.
- Daniel, D.E. (1998), "Landfills for solid and liquid wastes" Proceedings 3rd Int. Cong on Environmental Geotechnics, Lisbon, Portugal, Vol. 4, pp. 1231-1246.
- Daniel, D.E. and Benson, C.H. (1990). "Water content-density criteria for compacted soil liners" Journal of Geotechnical Engineering, 116(12), pp. 1811-1830.
- Daniel, D. E., Trautwein, S. J., Boynton, S.S., and Foreman, D.E. (1984). "Permeability testing with flexible-wall permeameters" Geotechnical Testing J., 7(3), pp. 113-122.
- Daniel, D.E., and Wu, Y. (1993), "Compacted clay liners and covers for arid sites" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(2), pp. 223-237.
- Day, S. R., and Daniel, D. E. (1985), "Hydraulic conductivity of two prototype clay liners", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(8), pp. 957-970.
- Environmental Protection Agency (1989), "Requirements for hazardous waste landfill design, construction, and closure", Pub. No. EPA-625/4-89-022, Cincinnati, Ohio.
- Kepple, J., and Olson, R. (1985), "Desiccation cracking of soil barriers", Hydraulic Barriers in Soil and Rock, ASTM STP 163, ASTM, West Conshohocken, Pa., pp. 263-275.
- Leroueil, S., Bouchard R., and Bihan, J. (1992), "Discussion of 'Water content -density criteria for compacted soil liners, by D. Daniel and C. Benson'", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118(2), pp. 963-965.
- Reads, D., Lahti, L., Quigley, R., and Bacopoulos, A. (1990), "Details of case history of clay liner performance" Proceedings Waste Containment Sys., R. Bonaparte, ed., ASCE, Reston, Va., pp. 156-174.
- Schmertmann, J. H. (1989), "Density tests above zero air voids line", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115(7), pp. 1003-1020.
- Trast, J.M., and Benson, C.H. (1995), "Estimating hydraulic conductivity of compacted clay", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 121(10), pp. 736-739.



## بررسی پدیده واکنش قلیایی سنگدانه‌های بتن در مراحل مختلف مطالعات سد سازی با عنایت ویژه به روشهای تسریع شده

محمد رضا جبروتی<sup>۱</sup>

### چکیده:

بررسی و انتخاب منابع قرضه (سنگدانه‌های بتن) مناسب در اطراف ساختگاه پروژه‌های زیر بنایی از جمله مباحث مهم در مطالعات مراحل شناخت، توجیهی و تفصیلی آنها از نظر فنی و اقتصادی می‌باشد. سنگدانه‌های بتن باید علاوه بر مشخصات فیزیکی مناسب، در طول عمر مفید سازه از پایداری کافی برخوردار باشند. یکی از علل خرابی سازه‌های بتنی پدیده واکنش قلیایی سنگدانه‌ها است که میان بعضی سنگدانه‌ها و قلیایی‌های سیمان در مجاورت رطوبت رخ میدهد. این واکنشها پس از گذشت حدود ۵ الی ۱۰ سال بتدریج باعث انبساط غیر عادی و ترک خوردگی اعضای بتنی میشود. روشهای ارزیابی سنگدانه‌ها از لحاظ پدیده واکنش قلیایی از تنوع زیادی برخوردارند. آزمون پتروگرافی قادر است اطلاعات بسیار مفیدی درباره میزال‌های تشکیل دهنده سنگ در اختیار قرار دهد. بعضی روشهای شیمیایی نیز میتوانند برای تحقیق درباره میزان مواد مضره در سنگدانه مفید باشند. بهترین روشهای بررسی پدیده واکنش قلیایی سنگدانه‌ها، آنهایی هستند که منشورهایی از بتن یا ملات حاوی سنگدانه مورد مطالعه در محفظه کنترل شده‌ای (رطوبت و دمای بالا همراه با قلیایی‌ها یا نمک‌های خورنده)، به مدت معین نگهداری و طول نمونه‌ها در فواصل زمانی معین اندازه گیری می‌شود. بعضی از این روشها طولانی مدت (شش ماه، یکسال یا بیشتر) و بعضی دیگر ظرف چند ساعت جواب می‌دهند ولی روشی باید انتخاب شود که حتی الامکان سریع، ساده، کم هزینه و از همه مهمتر قابل اعتماد باشد، زیرا اگر سنگدانه‌ای که واکنش‌زا نیست، فعال تشخیص داده شود ممکن است هزینه زیادی بابت تغییر منبع قرضه و فواصل حمل طولانی‌تر به پروژه تحمیل شود و اگر سنگدانه‌ای که واکنش‌زا است غیر فعال تشخیص داده شود، ممکن است عمر مفید سازه بشدت کاهش یابد.

<sup>۱</sup>مهندس راه و ساختمان، امور سد و نیروگاه، شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس

## مقدمه

آمارى از کشورهای صنعتى جهان نشان میدهد در حال حاضر ترميم و بازسازی سازه های زیربنایى آسیب دیده این کشورها در حدود ۱۰۰۰ میلیارد دلار هزینه در بردارد .

کشور ما ایران ، در حال اجرای طرحهای عمرانی و زیر بنایى متعددى می باشد و لازمست در مراحل مختلف مطالعاتى علاوه بر هزینه های احداث ، به هزینه های دوران بهره بردارى و عمر مفید سازه توجه كافی مبذول گردد تا بزودى شاهد تحمیل مخارج ترميم و بازسازی پر هزینه بر بودجه عمرانی کشور نباشيم .

يكی از علل خرابی سازه های بتنى پدیده واكنش قلیایى سنگدانه ها است . در گذشته عقیده بر این بود كه سنگدانه ها در بتن عضوى ختنى و از نظر شیمیایى پایدار می باشند ، ولی از دهه ۱۹۴۰ بتدریج معلوم شد بعضى سنگدانه ها در بتن كه محیطى با قلیایى بالا می باشد واكنش از خود نشان میدهند و این واكنشها سبب انبساط زیان آور ، ترك خوردگی و خرابی بتن می شوند .

## انواع واكنش قلیایى ( Alkali - Aggregate Reaction , ARR )

دو نوع واكنش قلیایى سنگدانه تا كنون شناسایى شده است :

- واكنش قلیایى - سیلیسى ( Alkali - Silica Reaction , ASR )

- واكنش قلیایى - كربناته ( Alkali - Carbonate Reaction , ACR )

واكنش قلیایى - سیلیسى میان میزال های مختلف حاوى سیلیس آمورف ( فعال ) در سنگدانه ها و قلیای محلول موجود در منافذ بتن رخ میدهد . حاصل واكنش میان قلیایى ها و سنگدانه ها بصورت حاشیه ای تیره رنگ دور سنگدانه ها را فرا می گیرد و زلى تولید می نماید كه دارای كلسیم فراوان است و میل تركیبى زیادى با آب دارد . اگر زل آب و رطوبت جذب نماید ، حجم آن افزایش می یابد و سبب انبساط و ترك خوردگی ملات و خرابی بتن می گردد. البته نوعى واكنش قلیایى - سیلیسى باروند آهسته نیز شناسایى شده است كه در سنگهای حاوى كوارتز رخ میدهد .

واكنش قلیایى - كربناته اغلب در سنگ آهك دولومیتى - آرژیلی ( رس دار) كه در آنها کریستالهای دولومیت با قطر متوسط ۵۰ میکرون در میان میزال های كلسیت و رس پراكنده شده اند ، رخ می دهد .

## شرایط وقوع پدیده واكنش قلیایى سنگدانه ها

سه شرط اساسى برای شروع و ادامه پدیده واكنش قلیایى لازم است :

- ۱) وجود سنگدانه های حاوى میزال های فعال و مستعد واكنش زایى
- ۲) دسترسی سنگدانه ها به میزان قلیای كافی كه منبع اصلی آن سیمان مصرفى است ولى می تواند از طریق آب ، مواد افزودنى یا حتى سنگدانه ها وارد سیستم شود و
- ۳) وجود رطوبت بالا ( رطوبت نسبى بیش از ۸۵٪) در محیط اطراف بتن

## شناسایى سنگدانه های فعال

معمولاً مطالعه پروژه های زیر بنایى مانند سد سازی طی مراحل مختلف شناخت ، توجیهى و تفصیلى به شرکت های مهندسى مشاور معتبر و تخصصى واگذار می شود . بررسی منابع قرضه و تهیه گزارش مصالح ساختمانى يكی از موارد مندرج در شرح خدمات مهندسى این طرحها است كه اغلب توجه لازم و كافی به آن نمى شود . وجود منابع قرضه و مصالح ساختمانى مناسب در اطراف ساختگاه سد و سهولت دسترسی به آنها از مهمترین موضوعات فنى - اقتصادى در توجیه پذیری اجرای پروژه های سد سازی است كه حتى می تواند گزینه انتخابى را عوض نماید .

مشخصه‌های فیزیکی و مکانیکی سنگدانه‌ای که قرار است در بتن ریزی، مورد استفاده قرار گیرند باید از الزامات خاصی پیروی نماید، بطور مثال از نظر وزن مخصوص، مقاومت در برابر سایش، سلامت و .....  
 برای سازه‌های بتنی که شرایط وقوع پدیده واکنش قلیایی (وجود قلیا و رطوبت) در آنها مهیا است، پتانسیل واکنش-زایی سنگدانه‌ها نیز باید بررسی شود، زیرا مشخصه‌های فیزیکی و مکانیکی خوب سنگدانه به معنای پایایی شیمیایی آن نیست.  
 بررسی سابقه استفاده از منبع قرضه در سازه‌های مشابه می‌تواند واقع بینانه‌ترین و ارزانه‌ترین راه برای بررسی پتانسیل واکنش-زایی سنگدانه‌ها باشد ولی سازه مورد بررسی باید شرایطی به شرح زیر را برآورده نماید:  
 - شرایط وقوع پدیده واکنش قلیایی برقرار باشد.  
 - طرح اختلاط و سایر اطلاعات مورد نیاز درباره اجزای متشکله بتن (مانند نوع، محل تولید، میزان مصرف و ترکیبات سیمان) در دسترس باشد.  
 - هیچگونه ماده افزودنی معدنی (پوزولان، سرباره، دوده سیلیسی و ..... ) در بتن مصرف نشده باشد.  
 - زمان کافی از احداث سازه گذشته باشد (حداقل ۱۰ سال).

اگر اطلاعات بدست آمده از بازرسی سازه‌های اطراف محل ساختگاه ناکافی یا قابل اعتماد نباشد، باید خود قرضه مورد بررسی قرار گیرد.  
 در بررسی کیفیت و پتانسیل واکنش زایی سنگدانه‌های منابع قرضه، تهیه نمونه معرف نقش مهمی دارد. بطور مثال باید از مصالح سنگی کلیه طبقات معادنی که لایه بندی در آنها مشاهده می‌شود، نمونه‌گیری شود زیرا خصوصیات لایه‌های مختلف ممکن است بایکدیگر فرق داشته باشند.

### روشهای آزمایشگاهی

آزمایشهای تعیین پتانسیل واکنش قلیایی را می‌توان از یک جهت بدو دسته تقسیم نمود:

دسته اول: آزمایشهایی که روی سنگ انجام می‌شوند و یا واکنش سنگ در برابر قلیایی‌ها مورد توجه قرار می‌گیرد. آزمون پتروگرافی (ASTM C 295) و آزمایشهای شیمیایی (ASTM C 289) و (CSA A23.2 - 26A) جزو این دسته هستند.  
 دسته دوم: آزمایشهایی که روی ملات یا بتن ساخته شده از سنگدانه انجام می‌گیرد. آزمایش منشور ملاتی (ASTM C 227) و منشور بتنی (CSA A23.2 - 14A) از این نوع هستند.

اغلب محققین بر این نکته توافق دارند که آزمون پتروگرافی (ASTM C 295) همواره باید به عنوان اولین قدم در راه شناسایی خصوصیات کیفی سنگدانه مد نظر قرار گیرد، زیرا پتروگراف ماهر با مشاهده مقاطع نازک سنگدانه توسط میکروسکوپ مناسب (ترجیحاً استریو میکروسکوپ پولاریزان) می‌تواند میرالهای بالقوه واکنش‌زا را تشخیص داده و در مقایسه با تجارب قبلی اظهار نظر نماید.

هر چند آزمون پتروگرافی به تنهایی نمی‌تواند مشخصه‌های انبساط پذیری یک مخلوط بتن را پیش بینی نماید، ولی نتایج آن می‌تواند برای انتخاب آزمایشهای تکمیلی مناسب (بر اساس طبیعت سنگدانه) مورد استفاده قرار گیرد تا بدینوسیله از حجم بررسیهای تکمیلی کاسته شود.

از مزایای دیگر آزمون پتروگرافی صرف هزینه و زمان نسبتاً کم است ولی در مقابل لزوم تجربه و مهارت کافی پتروگراف با توجه به انگشت شمار بودن متخصصین این رشته جزو معایب این روش به شمار می‌رود.

پس از این مرحله از مطالعات عده‌ای از محققین با توجه به طولانی بودن زمان آزمایشهای منشور ملاتی و منشور بتنی (حدود ۶ ماه تا یکسال) و اینکه گاهی اوقات لازم است در فرصت کوتاهی تا شروع عملیات بتن ریزی، سنگدانه ناشناخته‌ای از لحاظ پتانسیل واکنش‌زایی مورد بررسی قرار گیرد، روشهای تسریع شده‌ای ابداع نموده‌اند که:

- ظرف چند هفته نتیجه دهد

- روش انجام آن آسان و مستلزم تهیه وسایل گران قیمت و بکارگیری پرسنل با تخصص‌های ویژه نباشد و

- همبستگی خوبی میان نتایج بدست آمده و عملکرد سنگدانه‌ها و سازه‌های اجرا شده در گذشته برقرار باشد.

از طرف دیگر آزمایش مذکور نباید آنقدر ضعیف باشد که بعضی سنگدانه‌های با فعالیت قابل ملاحظه را نتواند شناسایی نماید و نباید آنقدر خشن و سخت باشد که سنگهای حاوی مینرالهای غیر فعال مانند کوارتزهای کاملاً بلورین (کریستالی) شده را نیز واکنش‌زا نشان دهد (چنین موردی اگر دمای آزمایش اتوکلاو از  $150^{\circ}\text{C}$  بیشتر شود اتفاق می‌افتد).

برای آنکه بتوان چنین شرایطی را برقرار نمود باید حداقل یک یا ترکیب مناسبی از موارد زیر را در نظر گرفت:

(۱) افزایش غلظت قلیایی‌های موجود در سیمان توسط سود یا مستغرق نمودن نمونه‌های منشوری در سود یک نرمال

(۲) نگهداری نمونه‌ها در دمای بالا، بطور مثال ۳۸ یا ۸۰ درجه سانتیگراد

(۳) اعمال فشار بالا در اتوکلاو

(۴) نگهداری نمونه‌ها در شرایط رطوبت زیاد مانند ۱۰۰٪ رطوبت یا محلول حاوی نمکهای خورنده مانند کلرید سدیم و یا

(۵) افزایش سطح مخصوص مصالح بوسیله خرد و آسیاب نمودن سنگدانه‌ها

بررسی کلیه روشهای تسریع شده ابداعی توسط محققین از محدوده مورد بحث این مقاله خارج است ولی اطلاعات بیشتر در این زمینه را می‌توان در مراجع {۱} و {۲} دنبال نمود. در این نوشتار فقط روشهایی مورد بحث قرار گرفته‌اند که در حال حاضر بدلیل انطباق بهتر با نتایج حاصل از تجربیات عینی، بیشتر مورد توجه و تایید محققین قرار دارند. بر این اساس، پس از انجام آزمون پتروگرافی ۴ گزینه متصور است (به فلوجارت ۱ مراجعه شود):

(۱) بعضی اوقات ماسه سنگهایی با سیمان کوارتزی حاصل از رشد ثانویه دیده می‌شوند. این گونه سنگها مشکوک به نوعی واکنش قلیایی - سیلیسی هستند که فعالیتشان اغلب با روند آهسته بوده و گاهی حتی ۲۰ سال پس از اجرای سازه موجب ترک خوردگی بتن می‌شوند. اگر کریستالهای کوارتز با وضعیت شرح داده شده یا مشکوک به این حالت در زیر میکروسکوپ مشاهده شود، توصیه می‌گردد آزمایش واکنش قلیایی منشور بتنی کانادایی CSA A23.2 - 14A انجام شود. این آزمایش اخیراً در استاندارد ASTM با شماره C 1293 وارد شده است.

در حال حاضر آزمایش منشور بتنی (14A) قابل اعتماد ترین آزمایش برای تعیین استعداد واکنش‌زایی سنگدانه‌های بتن است ولی انجام روش استاندارد آن به یکسال وقت نیاز دارد که جزو معایب آن به شمار می‌رود. این تنها روشی است که اندازه دانه‌های سنگی تحت آزمایش در حدود اندازه‌های مورد مصرف در بتن حقیقی می‌باشد. در این روش منشورهای بتنی (۳ منشور) به ابعاد  $75 \times 75 \times 300$  میلیمتر ساخته می‌شود و پس از سخت شدن نمونه‌ها، طول آنها را با دقت اندازه‌گیری می‌نمایند. سپس نمونه‌ها را در محفظه‌ای با رطوبت نسبی ۱۰۰٪ و دمای  $38^{\circ}\text{C}$  بمدت یکسال یا بیشتر نگهداری نموده و طول آنها را در مقاطع زمانی ۱، ۲، ۴، ۸، ۱۳، ۱۸، ۲۶، ۳۹ و ۵۲ هفته با دقت اندازه‌گیری می‌نمایند.

اگر میانگین افزایش طول نسبی منشورها پس از گذشت یکسال بیش از ۰/۰۴ درصد گردد، سنگدانه واکنش‌زا تشخیص داده می‌شود. نکته مهم در این آزمایش آنست که سیمان بکار رفته برای ساخت نمونه‌های منشوری از نوع یک با مجموع قلیایی‌های (۱/۹+۰/۱) درصد و میزان مصرف آن ۴۲۰ کیلوگرم در هر متر مکعب بتن می‌باشد. همچنین با افزودن مقدار لازم محلول سود یک نرمال به آب اختلاط بتن، میزان کل قلیایی‌ها را به ۱/۲۵ درصد وزن سیمان افزایش می‌دهند تا قلیا به اندازه کافی در اختیار سنگدانه‌ها

قرار داشته باشد. طول منشورها با دقت  $0/002$  میلیمتر اندازه گیری می شوند. این روش برای تشخیص هر دو نوع واکنش قلیایی-سیلیسی و قلیایی-کربناته در سنگدانه‌ها اعتبار دارد.

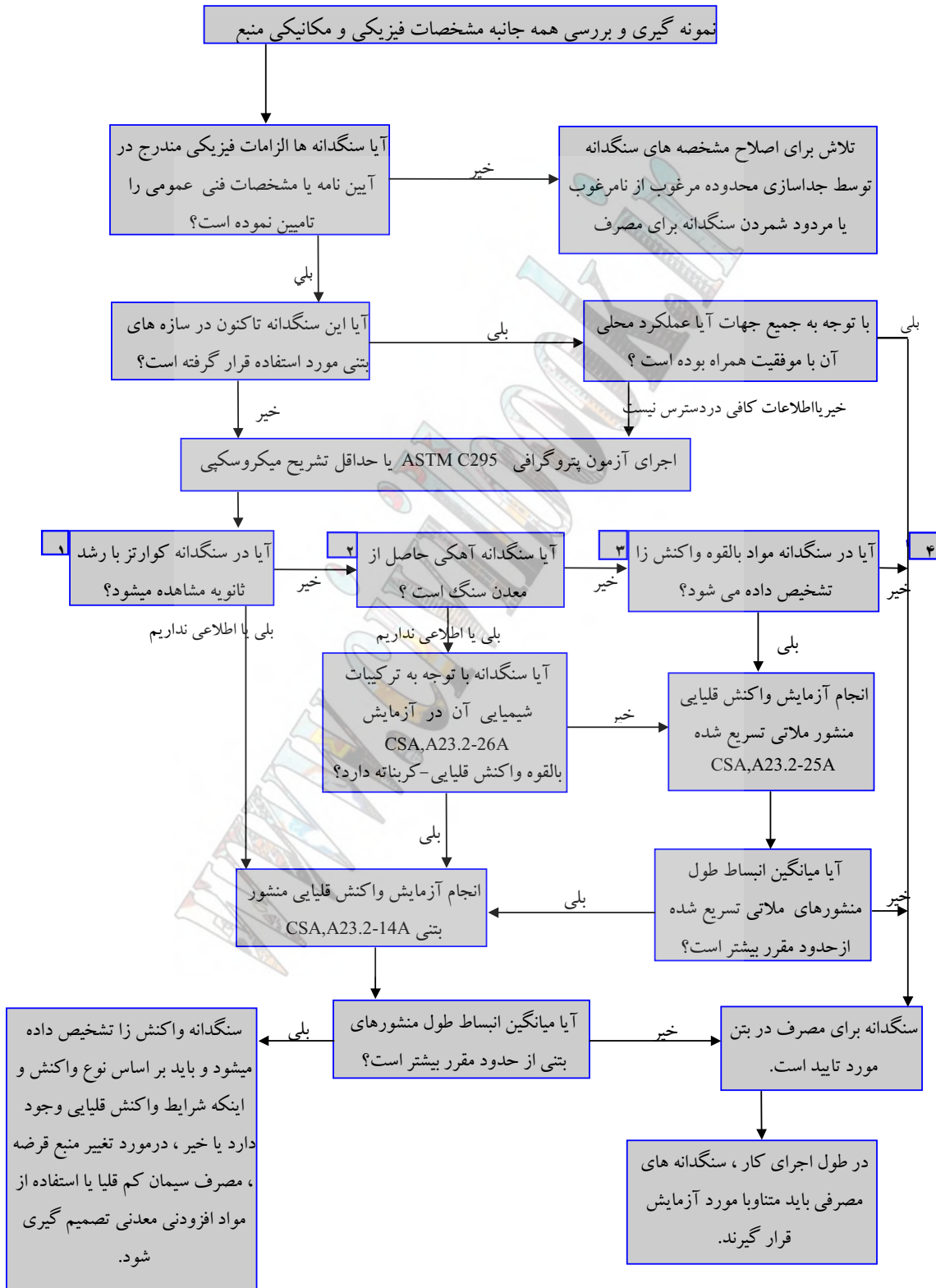
بعضی محققین محیط نگهداری نمونه‌های منشوری را سود یک نرمال با دمای  $38^{\circ}\text{C}$  انتخاب می‌نمایند تا زمان انجام آزمایش را به شش ماه کاهش دهند. آزمایشات انجام شده تا بحال نتایج رضایتبخشی داشته است.

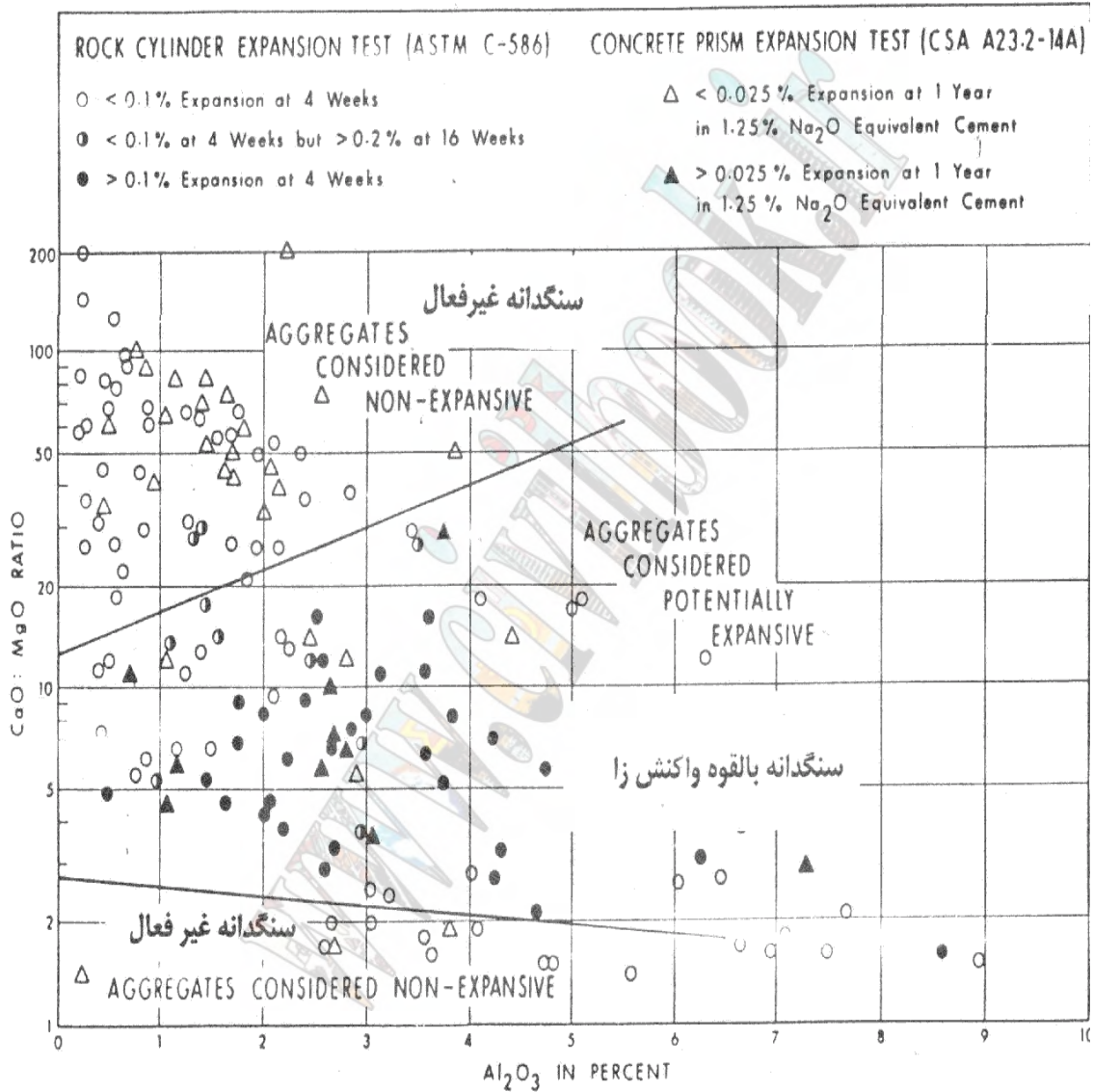
۲) اگر سنگدانه های بتن از معدن سنگ آهک استخراج شوند (مانند سد کارون ۳ و سد بارزو) انجام آزمایش شیمیایی CSA, A23.2-26A توصیه می‌شود. این آزمایش که از سال ۱۹۹۳ به استاندارد کانادا وارد شده است برای ارزیابی واکنش قلیایی-کربناته سنگهای معدنی بکار می‌رود. در این روش نمونه سنگ معدن را توسط سنگ شکن فکی شکسته و پس از آسیاب نمودن از الک ۱۶۰ میکرون (الک نمره ۱۰۰) می‌گذرانند. نمونه‌ای از این مواد آسیاب شده را برای تعیین اکسیدهای کلسیم، منیزیم و آلومینیم تجزیه شیمیایی می‌نمایند. نتایج را روی نمودار استاندارد (شکل ۱) برده. در مورد استعداد واکنش زایی سنگدانه نتیجه گیری می‌نمایند. تجربیات قبلی نشان می‌دهد نتایج بدست آمده از این نمودار با نتایج اخذ شده از آزمایش ASTM C586 (استوانه سنگی) همبستگی خوبی دارد (شکل ۱).

آزمایش شیمیایی 26A معمولاً در مطالعات مرحله اول (توجیهی) سد سازی صورت می‌گیرد و در صورتی که سنگدانه مشکوک به واکنش قلیایی-کربناته باشد باید در ادامه مطالعات (یا مطالعات مرحله دوم) با انجام آزمایش منشور بتنی (14A) دقیق لازم صورت گیرد (به فلوچارت ۱ مراجعه شود) ولی اگر سنگدانه از نظر واکنش قلیایی-کربناته مشکلی نداشت باید تحت آزمایش منشور ملاتی تسریع شده قرار گیرد که در بند ۳ به آن اشاره شده است.



## فلوچارت ۱- روش بررسی واکنش قلیایی سنگدانه های بتن





شکل شماره ۱ - نمودار جداسازی سنگدانه های غیر فعال و مستعد واکنش زا بی قلیایی - کربناته بر اساس ترکیبات شیمیایی آنها

۳) در صورتی که گزینه‌های اول و دوم هیچکدام مصداق نداشت باید دید " آیا در گزارش پتروگرافی سنگدانه‌ها هیچگونه مواد بالقوه واکنش زا تشخیص داده شده است یا خیر؟" نام مواد یا مینرال‌های واکنش‌زا ( واکنش‌قلیایی - سیلیسی) همراه با سنگهای مشکوک در جدول شماره ۱ درج شده است که می‌تواند راهنمای خوبی برای پتروگراف باشد. در صورتی که ماده مشکوکی در سنگدانه تشخیص داده شود انجام آزمایش واکنش‌قلیایی منشور ملاتی تسریع شده کانادایی CSA, A23.2-25A توصیه می‌شود. این آزمایش در استاندارد آمریکایی ASTM با شماره C1260 نام گذاری شده است. این آزمایش در کشورهای مختلف مورد استفاده گسترده محققین قرار گرفته است.

### الف- مینرالهای سیلیکاتی ناپایدار یا بلورین ضعیف واکنش‌زا

واکنشگرها: اپال، تری‌دیمیت، کریستوبالیت، شیشه‌های آتشفشانی، شیشه‌های مصنوعی، بی‌کیت.

سنگها: سنگهایی که محتوی اپال هستند شامل شیلها، ماسه سنگها، سنگهای اهکی سیلیسی، بعضی چرتها، فیلینتها، و دیاتومیت.

ریولیتها، داسیتها، لایتها، آندزیتها و توفهای آنها، پرلیتها، اسیدانها، بعضی بازالتها.

### ب- سنگهای محتوی کوارتز واکنش‌زا

واکنشگرها: کلسدونی، کوارتز نمان بلورین تا میکرو بلورین، کوارتز با بلور تغییر شکل یافته، که از نظر درون مانده غنی باشد، بشدت شکسته و خورد شده، سیمان کوارتزی با رشد ثانویه (در ماسه سنگها)

سنگها: چرتها، فیلینتها، رگه‌های کوارتزی، کوارتزیتها، ماسه سنگهای کوارتزی که شامل کوارتز یا کلسدونی میکرو بلورین تا نمان بلورین هستند.

سنگهای آتشفشانی مانند مورد الف

سنگهای دگرگونی: گنایس، شیستهای کوارتز-میکا، کوارتزیت، هورنفلز، فیلیت، آرژیلیت، اسلیت.

سنگهای آذرین: گرانیت، گرانودیوریت، چارنوکیست.

سنگهای رسوبی: ماسه سنگ، گریوک، لای سنگ، شیل، سنگ آهک سیلیسی، آرنیت و آرکز.

سنگهای رسوبی (ماسه سنگها) با سیمان کوارتزی دارای رشد ثانویه.

## جدول ۱- مینرالها و سنگهایی که مشکوک به واکنش زایی قلیایی - سیلیسی در بتن هستند

روش انجام این آزمایش با اصلاحات جزئی از پیش نویس اولیه آن (Oberholster, NBRI, 1986) اقتباس گردیده است. در این روش سنگدانه تاحد ماسه شکسته شده و ۳ نمونه منشوری از ملات به ابعاد  $25 \times 25 \times 285$  میلیمتر بر اساس روش آزمایش ASTM C227 تهیه می شوند. پس از ۲۴ ساعت منشورها را در ظرف آب قرار می دهند و ظرف محتوی نمونه ها در گرمچال با دمای  $80^{\circ}$  سانتیگراد قرار می گیرد. پس از ۲۴ ساعت نمونه ها را از آب  $80^{\circ}$  سانتیگراد خارج نموده و پس از اندازه گیری اولیه طول آنها، در محلول سود یک نرمال  $80^{\circ}$  سانتیگراد قرار می دهند و پس از گذشت یک، پنج، یازده و چهارده روز طول نمونه ها اندازه گیری می شوند. اگر میانگین افزایش طول نسبی منشورها طی ۱۴ روز از  $0.15$  درصد تجاوز نماید، معمولاً سنگدانه مستعد واکنش زایی تشخیص داده می شود که نیاز به بررسیهای تکمیلی با آزمایش منشور بتنی (14A) دارد. در غیر این صورت سنگدانه برای مصرف در بتن مورد تایید قرار می گیرد (به بیان دیگر صرفاً با استفاده از نتایج بدست آمده از آزمایش 25A نمی توان سنگدانه ای را رد نمود).

این روش کلیه مزایای لازم برای یک روش سریع را دارد. انجام آزمایش حداکثر یک ماه طول می کشد و روش انجام آن نسبتاً آسان است. همچنین همبستگی خوبی میان نتایج آن و آزمایش منشور بتنی (14A) وجود دارد، بطور مثال در یک سری آزمایشهای ملات منشوری تسریع شده که روی ۲۲ نوع سنگدانه معدنی سیلیکاتی ایالت کبک کانادا انجام شده، این روش توانسته است از ۵ تا ۶ سنگدانه واکنش زا را شناسایی نماید. در تحقیقی دیگر ضریب تغییرات گزارش شده از ۳۸ آزمایشگاه مختلف در حدود ۱۴٪ بوده که قابل قبول است. همچنین ضریب تغییرات انجام دوباره این آزمایش توسط اپراتور واحد، در یک آزمایشگاه در حدود ۶٪ بدست آمده است. با توجه به موارد فوق آزمایش منشور ملاتی تسریع شده (25A) می تواند به عنوان روش استاندارد در مطالعات مرحله اول مطالعات سدسازی یا دیگر پروژه های زیربنایی توصیه شود. در صورتی که نتیجه آزمایش، سنگدانه را مشکوک به واکنش زایی نشان دهد باید در ادامه بررسی ها (یا مطالعات مرحله دوم) با انجام آزمایش منشور بتنی (14A) به نتیجه نهایی رسید. همچنین آزمایش منشور ملاتی تسریع شده (25A) روش و ابزار مناسبی در کنترل کیفی سنگدانه های بتن در حین اجرای کار بشمار می رود، زیرا نتایج بدست آمده در مقایسه با نتایج مراحل مطالعاتی قابل بررسی و نتیجه گیری می باشد.

۴) اگر هیچیک از حالات فوق در آزمون پتروگرافی تشخیص داده نشود، معمولاً می توان سنگدانه را برای مصرف در بتن مناسب دانست، ولی باید توجه داشت که در طول اجرای پروژه سنگدانه ها باید بصورت متناوب مورد آزمایش قرار گیرند.

## نتیجه گیری

روند بررسی سنگدانه های بتن از لحاظ امکان واکنش زایی با قلیایی های سیمان باید قواعد خاصی را دنبال نماید، در غیر اینصورت امکان نتیجه گیری اشتباه آمیز وجود دارد که موجب ترک خوردگی سازه های بتنی قبل از پایان عمر مفید، یا افزایش بی مورد هزینه های اجرایی خواهد شد.

در بعضی موارد نیاز به ارزیابی سریع سنگدانه های بتن قبل از شروع مرحله اجرایی پروژه، مهندسین را بطرف استفاده از روشهای سریع، ساده، کم هزینه و قابل اطمینان سوق می دهد. بدون شک آزمون پتروگرافی همیشه اولین قدم میباشد. بعد از انجام آزمون پتروگرافی می توان با انتخاب صحیح آزمایشهای تکمیلی به مرحله تصمیم گیری قبول یا رد منبع قرضه پیشنهادی رسید. روش شیمیایی CSA, A23.2-26A روش سریع، ساده و بسیار سودمند برای سنگدانه های آهنکی حاصل از معادن سنگ است که مشکوک به واکنش قلیایی - کربناته باشند. در صورتیکه سنگدانه مشکوک به واکنش قلیایی - سیلیسی باشد، انجام آزمایش منشور ملاتی تسریع شده CSA, A23.2-25A توصیه می شود.

اگر سنگدانه از این آزمایشها موفق بیرون آید، معمولاً مشکلی نخواهد داشت ولی در صورت وجود هر گونه نتایج تردید آمیز معمولاً چاره ای جز انجام آزمایش طولانی مدت منشورهای بتنی CSA, 23.2-14A نیست.

## مراجع :

1. Grattan - Bellew , P.E. " A critical review of accelerated ASR tests ".National Research Council , Ottawa , Ontario , Canada .
2. Berube , M.A. and Fournier , B . "Accelerated test methods for Alkali - Aggregate Reactivity " , CANMET - ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology , Athens , Greece , 1992 .
3. Rogers , C.A. , Boothe , D. and Jiang , J. " Multi - Laboratory Study of the Accelerated Mortar Bar Test for Alkali - Silica Reaction " , Engineering Materials Office , Ministry of Transportation , Ontario , Canada , 1990 .
4. Hooton , R.D. and Rogers , C.A. " Evaluation of Rapid Test Methods For Detecting Alkali - Reactive Aggregates " , Ministry of Transportation , Ontario , Material Report 92 , March 1990 .



## کنترل کیفیت سیمانهای مصرفی در پروژه سد و نیروگاه جریانی مسجد سلیمان (گدارلندر)

حسین خدیو<sup>۱</sup>

### چکیده:

یکی از مصالح اصلی مصرفی در بتن سیمان میباشد که عامل اصلی ایجاد ژل چسبناک بتن بوده و لذا کیفیت آن تاثیر مستقیم بر کیفیت بتن ساخته شده خواهد داشت. بمنظور کنترل کیفیت بتن ساخته شده در یک کارگاه سد سازی مبیایست در وحله اول یک سیستم کنترل کیفی دقیق و گسترده در کارگاه برای مصالح مصرفی در بتن ایجاد نمود تا در صورت مشاهده هر گونه نوسان غیر مجاز در کیفیت مصالح برای جلوگیری از به خطر افتادن کیفیت بتن تولیدی بتوان اقدامات شایسته را منظور نمود. از پارامترهای کیفیتی قابل اندازه گیری و سنجش کیفیت سیمان در کارگاه میتوان به مقاومت سیمان در سنین مختلف (اعم از فشاری و خمشی) - نرمی سیمان - زمان گیرش اولیه و نهایی سیمان - انبساط حجمی (اتوکلاو) و همچنین دمای سیمان مصرفی اشاره نمود.

پروژه سد و نیروگاه مسجد سلیمان که عملیات اجرایی اصلی آن از سال ۱۹۹۵ تاکنون توسط مشارکت شرکتهای دایلم از کره جنوبی و ساتو از ژاپن با همکاری ایرانی مشارکت شرکتهای تابلیه و پرلیت آغاز گردید دارای ویژگی های خاص از نقطه نظر سیمان مصرفی در سازه های بتنی خود بوده است. در طول دوره ساخت سازه های بتنی این سد که دارای حجمی بیش از یک میلیون متر مکعب بوده است از محصولات تولیدی کارخانجات سیمان مختلف استفاده شده و لذا کنترل کیفی سیمانهای یاد شده هم از نقطه نظر ذخیره سازی و مصرف و هم از لحاظ کیفیت سیمان و اثرات آن بر کیفیت و بالاخص مقاومت بتن ساخته شده در کارگاه از حساسیت خاصی برخوردار بوده است.

آنچه در این مقاله ارائه شده مختصری از روشهای کنترل کیفی سیمان در کارگاه سد و نیروگاه جریانی مسجد سلیمان و نتایج بدست آمده از تحلیل آماری مقاومتهای فشاری سیمان های مصرفی و بتن های تولید شده میباشد. در این مقاله با بررسی نتایج مشاهده خواهد شد که اولاً کیفیت سیمانهای کارخانجات مختلف علیرغم تحت پوشش قراردادن آنها توسط ارگانهای مسئول ذیربط شدیداً باهم متفاوت بوده و ثانیاً کیفیت سیمانهای ساخته شده توسط برخی از کارخانجات سیمان مورد بحث، در طول زمان ثابت و پایدار نبوده است و این امر موجب بروز مشکلات عدیده برای واحد کنترل کیفیت کارگاه گردیده است. در ادامه ابتدا نتایج حاصل از کنترل کیفیت برخی از خواص فیزیکی و شیمیایی سیمانهای یاد شده و مقایسه آنها ارائه گردیده و سپس تاثیر تغییرات کیفیت مقاومتی سیمانهای مذکور بر روی کیفیت مقاومتی بتنهای ساخته شده با سیمانها مورد بررسی قرار گرفته است..

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد سازه - سرپرست کنترل کیفیت پروژه سد و نیروگاه مسجد سلیمان

## ۱- کنترل کیفیت سیمان - ثبت و تحلیل نتایج

سیمان بعنوان اصلی ترین ماده مصرفی در بتن دارای یکسری ویژگی های فیزیکی و شیمیایی میباشد که میبایست مورد کنترل قرار گیرد. در کارگاههای سد سازی کشور آزمایشگاههای مستقر در کارگاهها عمدتاً بمنظور تعیین و کنترل خواص فیزیکی سیمان تجهیز میشوند. همچنین برای کنترل خواص شیمیایی سیمان نمونه های تهیه شده بصورت ادواری به آزمایشگاههای مجهز مرکزی ارسال گردیده و کنترل کیفیت لازم مربوطه بر روی آنها انجام میگردد.

در کارگاه سد و نیروگاه مسجد سلیمان نیز آزمایشات مربوط به کنترل کیفیت خواص فیزیکی سیمان بطور کامل اجرا میگردد. بمنظور کنترل کیفی مشخصات شیمیایی سیمان آزمایشگاه مستقر در کارخانه سیمان تستهای لازم را زیر نظر نمایندگان واحد کنترل کیفیت پیمانکار مستقر در کارخانه سیمان انجام داده و نتایج حاصله جهت بررسی نهایی بصورت دوره ای به واحد کنترل کیفیت مستقر در کارگاه ارسال میگردد. در طول دوره ساخت این سد از سیمانهای تولیدی کارخانجات سیمان زیردر عملیات بتن ریزی سازه های مختلف طرح استفاده گردید:

- سیمان تپ ۵ امارات متحده عربی

- سیمان تپ ۵ از کارخانه سیمان A

- سیمان تپ ۵ از کارخانه سیمان B

- سیمانهای تپ ۲ و ۵ از کارخانه سیمان C

- سیمان کارون

باتوجه به آنکه حجم عملیات بتن ریزی با سیمان تپ ۵ امارات متحده عربی و همچنین کارخانه سیمان نوساز کارون کم بوده و لذا از نظر آماری تحلیل پذیر نمیشد به بحث در خصوص نتایج بدست آمده از کنترل کیفیت مقاومتی سیمانهای دیگر پرداخته میشود. ضمناً بمنظور جلوگیری از هرگونه سوء تفاهم احتمالی در مباحث ارائه شده بجای ذکر نام کارخانجات سیمان فوق ، از اسامی مستعار استفاده شده است. (A و B و C)

### ۱-۱- بررسی کیفیت سیمان کارخانه A تپ ۵:

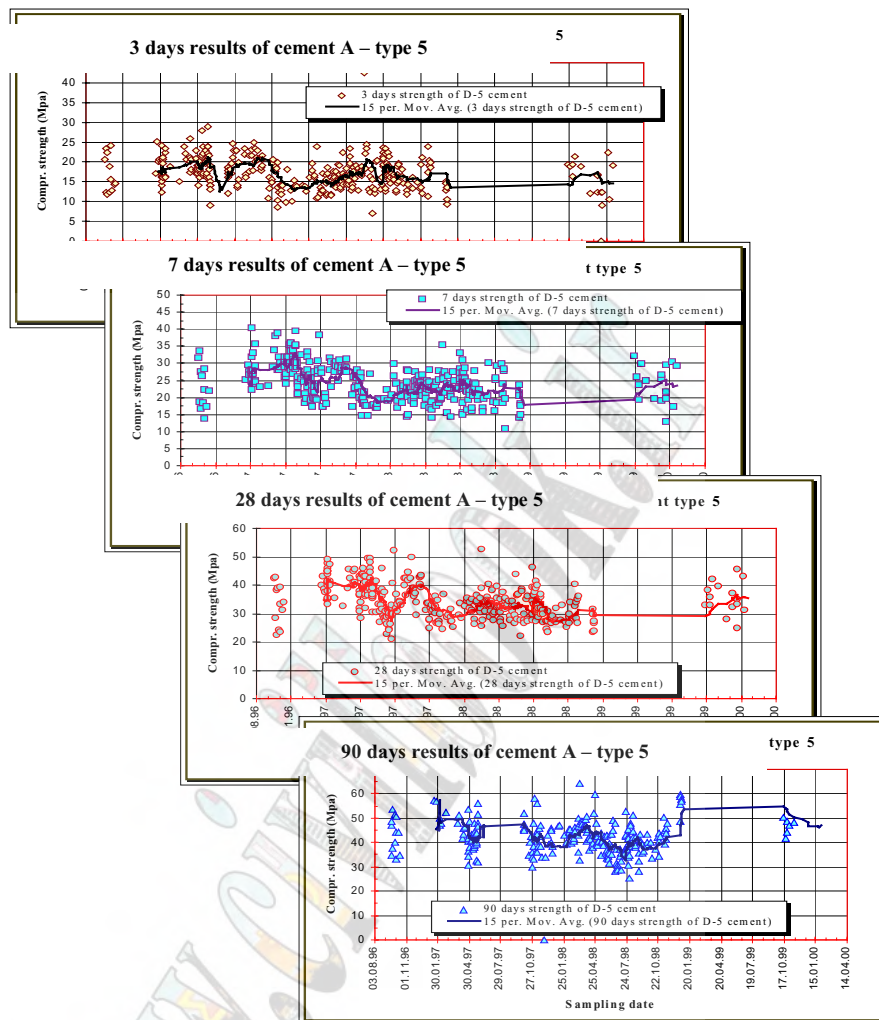
بیش از ۳۰ درصد از سیمانهای مصرفی در کارگاه را سیمان تپ ۵ کارخانه سیمان A تشکیل میداده است. در جدول شماره ۱ ، خلاصه آنالیز فیزیکی و شیمیایی سیمان این کارخانه که توسط آزمایشگاه کنترل کیفیت کارخانه تهیه شده است مشاهده می گردد. در تصاویر شکل شماره ۱ نتایج مقاومت های فشاری سیمان یاد شده مشاهده می گردد. همانگونه که ملاحظه میشود حدود ۴۳٪ از نمونه ها دارای مقاومت ۲۸ روزه کوچکتر از ۳۰ مگاپاسکال می باشد (توضیحا" آنکه طی قرارداد منعقد شده با این کارخانه مقاومت مشخصه ۳۰ مگاپاسکال تعیین شده بود). مقدار متوسط مقاومت ۲۸ روزه این سیمان ۳۴،۳ مگاپاسکال بوده است. نکته جالب توجه آنکه حداکثر مقاومت فشاری ۲۸ روزه این سیمان ۵۴ و حداقل آن ۲۱ مگاپاسکال اندازه گیره شده است. این تغییرات شدید مقاومتی مشکلات فراوانی را در امر کنترل کیفیت بتن های تولیدی یک کارگاه سدسازی با حجم عظیم بتن تولیدی سبب میگردد.

## جدول شماره ۱ - نتایج آزمایشات کنترل کیفی شیمیایی فیزیکی سیمان تیپ ۵ از کارخانه سیمان A

## ASTM C 150

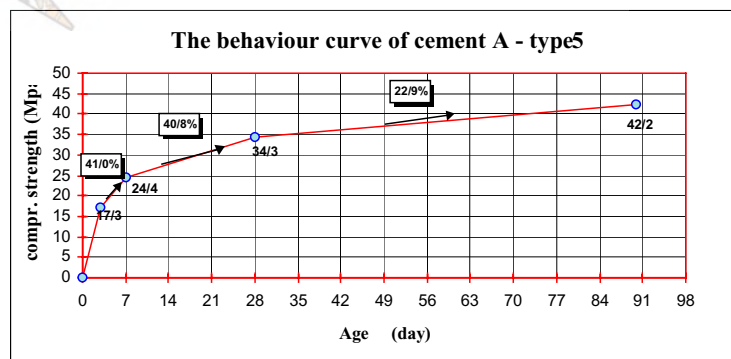
Contractor's Ltr. No. DLK/,*														
Ltr. Date														
Mill Certificate Date														
		18-Jul	23-Jul	17-Aug	13-Sep	16-Sep	14-Sep	10-Oct			Min.	Max.	Avg.	Rang.
<b>A-Chemical Analysis.</b>														
SiO2	%	22.04	21.96	22.02	21.84	22.08	21.84	22.5			21.8	22.5	22.0	
Al2O3	%	4.22	4.16	4.84	4.62	4.56	4.62	4.46			4.16	a	4.50	
Fe2O3	%	5.36	5.2	4.94	5.08	5.12	5.08	5.28			4.94	5.36	5.15	
CaO	%	62.44	62.88	63.67	63	63	63	63.17			6.3	63.7	54.9	
MgO	%	1.6	1.52	1.54	2.19	1.94	2.19	1.93			1.52	2.19	1.84	
SO3	%	9.2	2.2	4.61	1.95	1.38	1.95	1.22			1.22	9.20	3.22	
Na2O	%	-	0.21	0.2	0.19	0.21	0.19	0.21			0.19	0.21	0.20	
K2O	%	0.49	0.42	0.4	0.49	0.49	0.49	0.52			0.40	0.52	0.47	
Loss	%	1.5	1.4	0.69	0.8	0.8	0.8	0.52			0.52	1.50	0.93	
Total	%	-	-	0.46	0.51	0.53	0.51	0.9			-	-	-	
Insol. Residue.	%	0.21	-	0.41	0.67	0.52	0.67	0.42			0.21	0.67	0	
Free CaO	%	1.1	1.1	-	-	-	-	-			1.10	1.10	1.10	
<b>Composition</b>														
C3S	%	44.2	47.25	47.61	46.56	46.7	56.56	45.1			44.20	56.56	47.71	
C2S	%	29.9	27.4	27.3	27.57	28.16	27.57	30.57			27.30	30.57	28.35	
C3A	%	2.12	2.24	4.49	3.66	3.43	3.66	2.79			2.12	4.49	3.20	
C4AF	%	16.24	15.81	15.02	75.44	15.56	75.44	16.05			15.02	75.44	32.79	
C4AF+2C3A	%	20.48	20.29	23.98	22.76	22.42	22.76	21.83			20.29	23.98	22.07	
L.S.F	%	86.74	87.87	88.61	88.17	27.95	88.17	86.92			27.95	88.61	79.20	
SIM	%	2.3	2.35	2.25	2.25	2.28	2.25	2.31			2.25	2.35	2.28	
FM	%	1.27	1.25	1.02	1.1	1.12	1.1	1.18			1.02	1.27	1.15	
AM	%	0.79	0.8	0.98	0.91	0.89	0.91	0.84			0.79	0.98	0.87	
L.PH	%										-	-	-	
BF	%										-	-	-	
B	%										-	-	-	
<b>Physical Tests.</b>														
Specific Surface	Cm <sup>2</sup> /gr	2715	2755	2533	2962	2560	2962	2520			2520	2962	2715	
Fineness		5.5	5.5	4.4	3.4	4.2	3.4	5.2			3.4	5.5	4.5	
Autoclave Exp. (%)		0.03	0.01	0.02	-	-	-	0.01			0.01	0.03	0.02	
<b>Setting Time.</b>														
Initial Min.		135	130	130	140	120	140	165			120	165	137	
Final Min.		155	145	170	160	140	160	190			140	190	160	
<b>Compressive Strength.</b>														
3 Days Kg/cm <sup>2</sup>		195	192	152	172	155	172	133			133	195	167	
7 Days Kg/cm <sup>2</sup>		276	259	212	237	210	237	182			182	276	230	
28Days Kg/cm <sup>2</sup>		-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	
<b>Bending Strength.</b>														
7 Days Kg/cm <sup>2</sup>		48	43	42	51	42	51	43			42	51	46	
28Days Kg/cm <sup>2</sup>		-	-	-	-	-	-	-			-	-	-	

گسترش داده شده توسط سیویل بوک



شکل شماره ۱- تغییرات مقاومت فشاری سیمان A تپ ۵ در طول دوره استفاده در پروژه

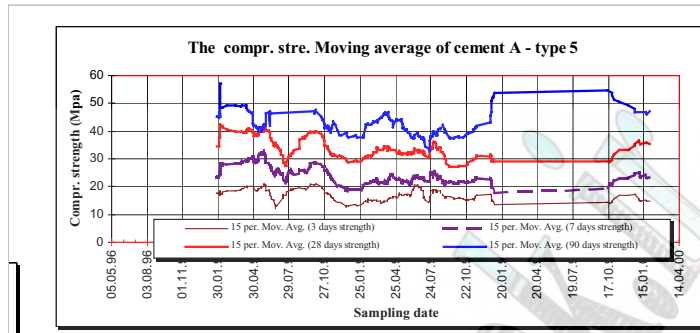
در شکل شماره ۲ گراف رفتاری مقاومت این سیمان مشخص گردیده است. همانگونه که ملاحظه میشود ضریب رشد مقاومتی از ۳ به ۷ و از ۷ به ۲۸ و از ۲۸ به ۹۰ روز به ترتیب برابر ۴۱٪، ۴۰٫۸٪ و ۲۴٫۵٪ می باشد. مقاومت متوسط ۹۰ روزه این سیمان ۴۲٫۲ مگاپاسکال بوده است که نسبت به مقاومت ۳ روزه این سیمان که دارای مقاومت ۱۷٫۳ مگاپاسکال می باشد دارای ضریب ۱۴۵ درصد می باشد. این ضریب از ۳ روز به ۲۸ روز برابر ۱۰۰٪ میباشد.



شکل شماره ۲- دیاگرام رفتاری سیمان A تپ ۵ (رشد مقاومت سیمان با زمان)

گسترش داده شده توسط سیویل بوک

در شکل شماره ۳ دیاگرام های متوسط حرکتی ( Moving Average ) برای سنین مختلف این سیمان نشان داده شده است. نوسانات این دیاگرام کاملاً " حکایت از عدم توجه مسئولین محترم کنترل کبفی این کارخانه به پایداری کیفیت (Quality assurance) محصولات خود دارد.

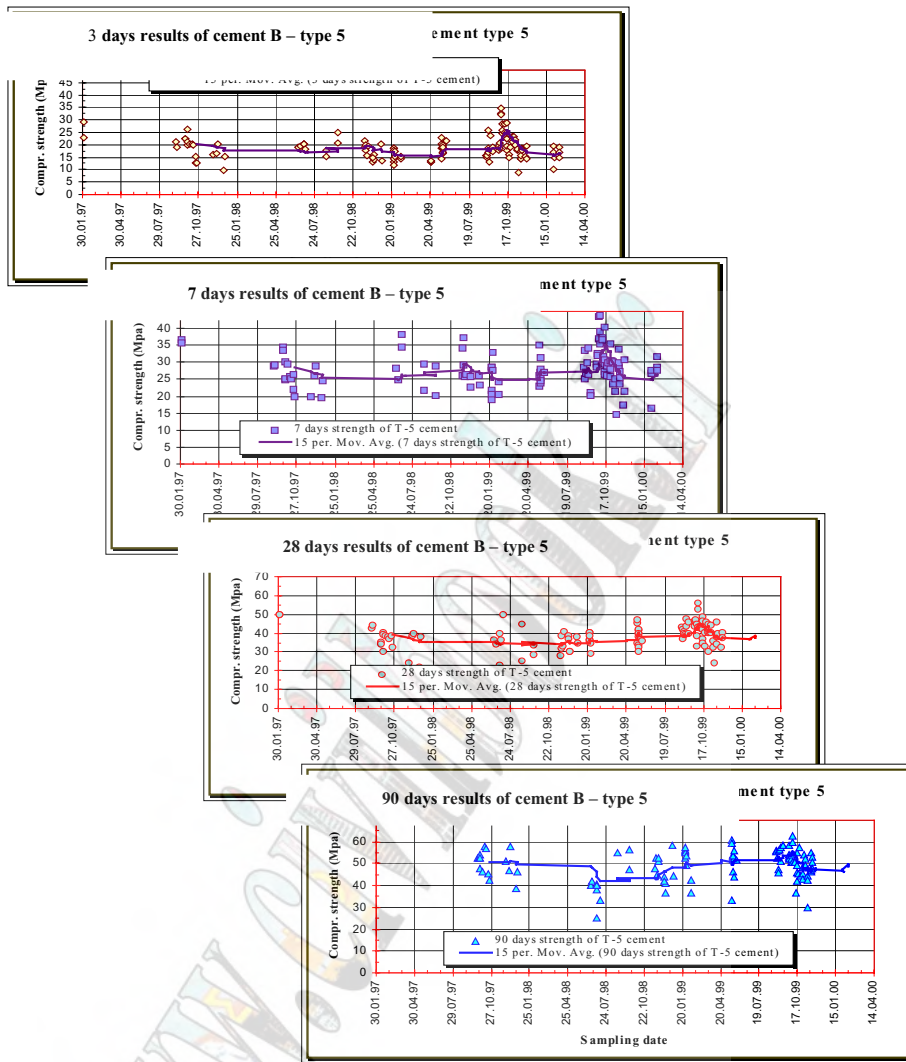


شکل شماره ۳- مقاومت متوسط حرکتی (Moving average) سیمان A تیپ ۵

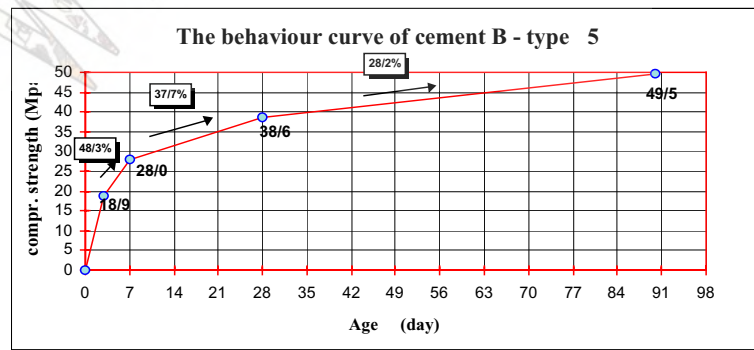
#### ۲-۱ - سیمان کارخانه B - تیپ ۵ :

خلاصه آنالیز شیمیایی و مشخصات فیزیکی این سیمان که توسط آزمایشگاه کنترل کیفیت مستقر در کارخانه تهیه شده است در جدول شماره ۲ ارائه می گردد. در گراف های شکل شماره ۴ تغییرات مقاومت سن های مختلف سیمان مورد بحث ، نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه میگردد حدود ۱۲٪ از نمونه ها دارای مقاومتی کوچکتر از ۳۰ مگاپاسکال می باشد. مقدار متوسط مقاومت ۲۸ روزه این سیمان ۳۸،۶ مگاپاسکال است. در دیاگرام شکل شماره ۵ نیز منحنی رفتاری مقاومت این نوع سیمان ارائه گردیده است. همانگونه که مشخص است ضریب رشد مقاومتی از ۳ به ۷ و از ۷ به ۲۸ و از ۲۸ به ۹۰ روز به ترتیب برابر ۴۸،۳٪، ۳۷،۷٪ و ۲۸،۲٪ می باشد. مقاومت ۹۰ روزه این سیمان ۴۹،۵ مگاپاسکال بوده است که نسبت به مقاومت ۳ روزه این سیمان که دارای مقاومت ۱۸،۹ مگاپاسکال است دارای ضریب ۱۶۱ درصد می باشد. این ضریب از ۳ روز به ۲۸ روز برابر ۱۰۴٪ است.





شکل شماره ۴- تغییرات مقاومت فشاری سیمان B تپ ۵ در طول دوره استفاده در پروژه

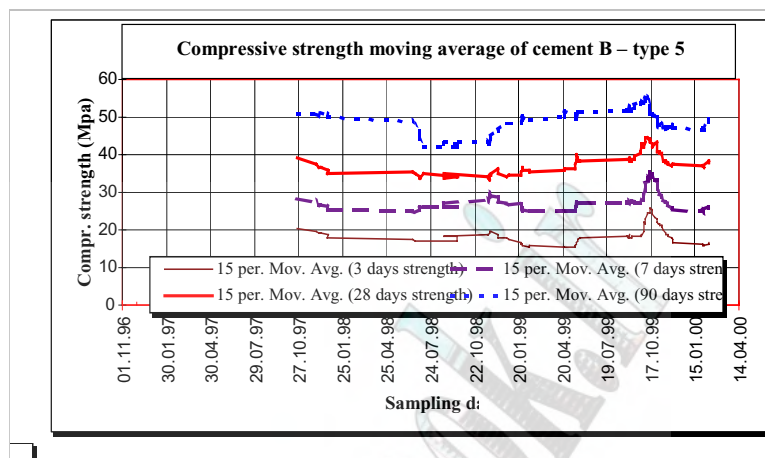


شکل شماره ۵- دیاگرام رفتاری سیمان B تپ ۵ (رشد مقاومت سیمان با زمان)

گسترش داده شده توسط سیویل بوک



در شکل شماره ۶ دیاگرام های Moving Average مقاومت فشاری برای سنین مختلف این سیمان نشان داده شده است.



شکل شماره ۶- مقاومت متوسط حرکتی سیمان B تیپ ۵

### ۳-۱- سیمان تولیدی کارخانه C تیپ ۲:

در جدول شماره ۳، مشخصات فنی سیمان خوزستان تیپ ۲ که توسط آزمایشگاه مجهز مستقر در کارخانه تهیه شده است ملاحظه می گردد. همانگونه که مشاهده میشود، مقدار تری کلسیم آلومینات این سیمان برابر ۵،۷٪ بود که بسیار نزدیک به مقدار تری کلسیم آلومینات سیمان تیپ ۵ می باشد که این خود سبب افزایش مقاومت سولفاتی این سیمان شده است. همانگونه که ملاحظه میگردد مشخصات این سیمان به مشخصات سیمان تیپ ۵ بسیار نزدیک بوده بگونه ای که مقادیر متوسط C3A، C2S، C3S آن تقریباً برابر با ۵۹، ۲۰، ۵۷ می باشد. مقدار قلیائیت آن برابر با (نزدیک به) ۰،۶ می باشد و حرارت هیدراسیون متوسط ۷ روزه آن حدوداً 70 cal/gr است.

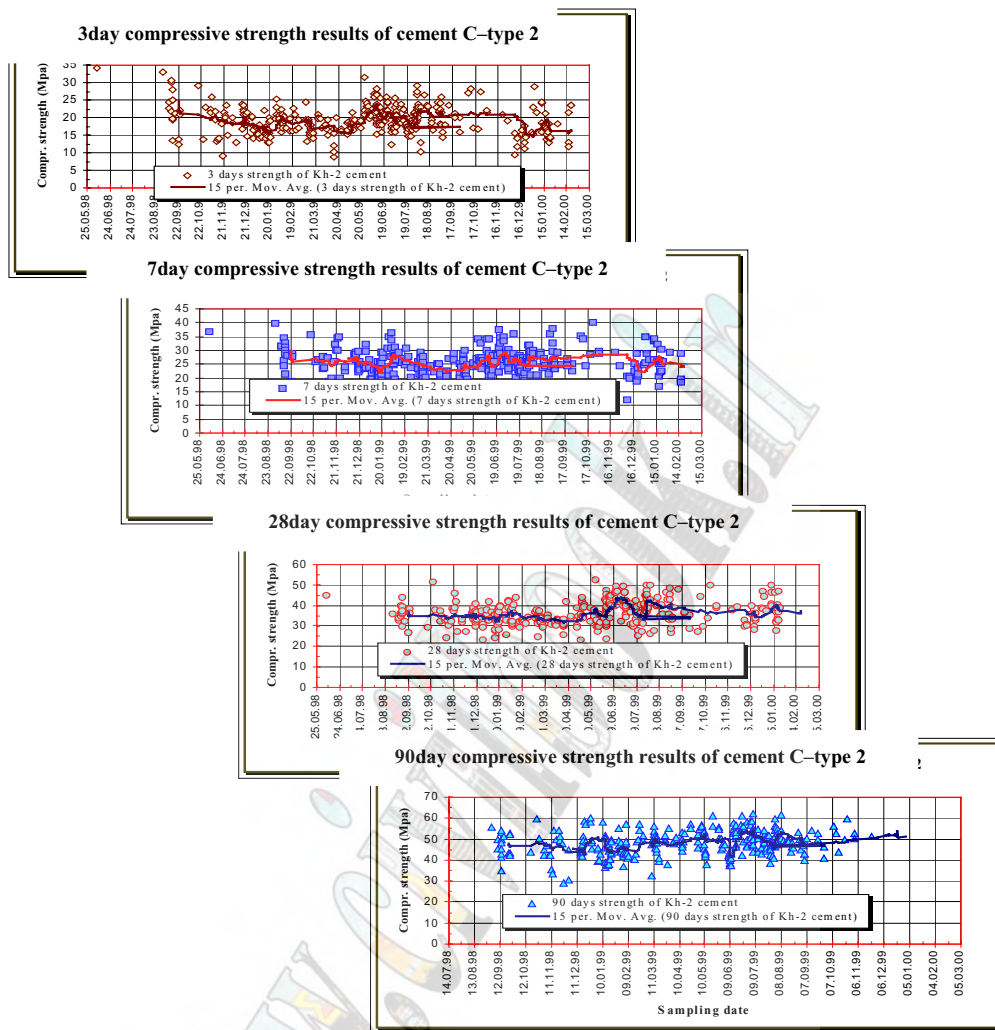
در شکل شماره ۷ مقاومت های این سیمان در سنین مختلف نشان داده شده است. همانگونه که ملاحظه می شود حدود ۱۰٪ از نمونه ها دارای مقاومتی کوچکتر از ۳۰ مگاپاسکال می باشند (مقاومت ۲۸ روزه متوسط ۳۶،۵ مگاپاسکال می باشد). همه این نکات نشانگر کیفیت برتر این سیمان نسبت به سیمان های A و B تیپ ۵ می باشند.

از طرفی دیاگرام رفتاری این سیمان نیز در شکل شماره ۸ نشان داده شده است. ضریب رشد مقاومتی آن از ۳ روز به ۷ روز برابر

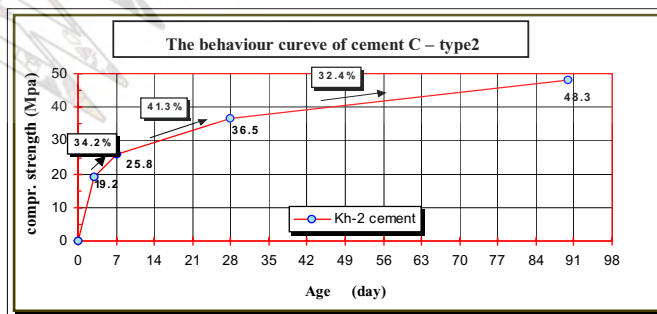
۳۴،۳٪ و از ۷ روز به ۲۸ روز برابر ۴۱،۴٪ و از ۲۸ روز به ۹۰ روز برابر ۳۲،۴٪ می باشد

جدول شماره ۳ - نتایج آزمایشات کنترل کیفی شیمیایی فیزیکی سیمان تپ ۲ از کارخانه سیمان C

Contractor's Ltr. No. DLK/J#	ASTM C150																			Min.	Max.	Avg.	
	1999									2000													
	8-Nov	9-Nov	16-Nov	27-Nov	30-Nov	21-Dec	22-Dec	23-Dec	18-Jan	25-Jan	2-Feb	1-Mar	13-Apr	24-Apr	25-Apr	3-May	15-May	30-May	3-Jun				9-Jun
<b>A-Chemical Specification &amp; Composition.</b>																							
SiO2	21.53	21.50	21.53	21.50	21.54	21.60	21.62	21.70	20.53	21.59	21.68	21.29	21.78	21.82	20.95	21.50	21.44	21.15	21.50	21.61	20.5	21.8	21.3
Al2O3	4.43	4.40	4.43	4.4	4.51	4.39	4.58	4.5	4.89	4.5	4.47	4.53	4.66	4.50	4.59	4.60	4.81	4.65	4.80	4.65	4.30	4.91	4.61
Fe2O3	3.68	4.20	3.68	3.9	3.76	3.9	4.02	4	4.01	3.99	3.85	-	3.8	3.95	3.95	3.80	3.67	3.80	3.85	3.88	3.50	4.20	3.86
CaO	64.12	63.71	64.12	63.7	64.01	63.64	63.5	63.64	64.18	63.95	63.9	63.63	63.96	64.01	64.01	63.75	64.01	64.38	63.85	63.56	61.2	65.0	63.9
MgO	2.51	2.10	2.51	2.25	2.22	2.44	2.36	2.22	2.3	2.2	2.3	2.43	2.2	1.95	2	2.36	2.2	2.28	2.12	2.36	1.79	2.72	2.30
SO3	2.4	2.40	2.4	2.4	2.35	2.3	2.23	2.25	2.34	2.25	2.2	2.49	1.99	2.33	2.5	2.29	2.25	2.16	2.24	2.24	1.78	2.51	2.30
K2O	0.57	0.56	0.57	0.58	0.57	-	0.57	0.56	0.53	0.58	0.57	0.57	0.54	0.51	0.58	0.58	0.54	0.57	0.58	0.57	0.51	0.80	0.58
Na2O	0.23	0.22	0.23	0.22	0.23	-	0.23	0.22	0.22	0.22	0.23	0.23	0.23	0.2	0.22	0.22	0.25	0.23	0.22	0.23	0.20	0.42	0.24
L.O.I	0.53	0.90	0.53	0.75	0.82	0.93	0.89	0.9	0.8	0.72	0.8	0.74	0.89	0.71	0.90	0.90	0.85	0.78	0.84	0.89	0.53	1.18	0.81
Cl	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>TOTAL</b>	100	99.99	100	100	100	-	100	99.99	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	99.99	99.98	100.28	100
C3S	55.54	53.55	55.54	51.93	54.5	53.29	51.32	51.80	59.70	53.20	53.56	53.99	52.58	52.18	57.75	53.05	53.66	58.52	52.39	51.34	50.81	62.15	54.83
C2S	20	21.30	20	22.53	20.64	21.79	23.26	23.13	13.82	21.30	21.82	20.37	22.84	23.19	16.50	21.68	20.94	16.34	22.18	23.29	13.78	23.40	19.86
C3A	5.51	4.50	5.51	5.84	5.58	5.04	5.33	5.16	5.17	5.15	5.31	-	5.92	5.29	5.48	5.70	6.54	5.84	6.18	5.74	4.50	6.90	5.71
C4AF	11.2	12.78	11.2	11.87	11.44	11.87	12.23	12.17	12.20	12.14	11.72	12.14	11.56	12.02	12.02	11.56	11.68	11.56	11.72	11.81	10.65	12.78	11.76
C3A+C3S	-	-	-	-	-	-	-	56.96	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	56.96	56.96	56.96
2C3A+C4AF	-	-	-	-	-	-	-	22.49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	22.49	24.80	23.95
C4AF+C2F	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Insol Res.	0.61	0.47	0.61	0.51	0.51	-	0.51	0.45	0.4	0.53	0.53	0.51	0.53	0.49	0.55	0.53	0.53	0.51	0.51	0.51	0.40	0.70	0.53
CaSO4	-	-	-	-	-	-	-	3.83	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.75	3.83	2.29
Free CaO	0.9	1.7	0.9	1.6	1.4	1.2	1.6	1.7	1.3	1.6	1.6	1.5	1.4	1.4	1.2	1.3	1.4	1.6	1.4	1.0	0.60	1.80	1.25
<b>TOTAL ALK</b>	0.58	0.59	0.58	0.60	0.60	0.60	0.60	0.59	0.57	0.60	0.60	0.60	0.59	0.55	0.60	0.60	0.59	0.60	0.60	0.60	0.55	0.95	0.62
<b>B-Physical Specification.</b>																							
Fineness (Cm <sup>2</sup> /gr)	3200	2900	3200	2950	2970	2960	2850	2830	2920	2930	2960	2840	2830	2870	2950	2860	2920	2970	2820	2850	2820	3200	2969
% R.S # 70	0.1	0	0.1	0	0.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
% R.S # 170	2	4	2	2	3	2	2	3	2	3	2	3	4	3	3	4	3	3	3	3	2	4	3
Initial Sett.	138	145	138	135	155	135	133	130	135	145	130	135	130	145	135	137	135	130	137	132	100	165	137
Final Sett.	165	180	165	180	190	165	165	165	165	185	165	165	165	210	165	170	167	165	165	165	150	240	180
Auto. Exp (%)	0.35	0.1	0.35	0.08	0.05	0.05	0.07	0.07	0.05	0.1	0.05	0.06	0.06	0.06	0.09	0.08	0.05	0.07	0.05	0.04	0.03	0.80	0.19
Normal Consistency (%)	27	25	27	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	30	26
Specific Gravity (Kg/Cm <sup>3</sup> )	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.13	3.13	3.13
<b>Compressive Strength (Kg/Cm<sup>2</sup>).</b>																							
1 Days.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3 Days.	295	160	295	230	205	210	210	220	250	220	230	225	190	190	203	230	240	225	235	230	160	308	220
7 Days.	371	250	371	290	303	280	275	280	310	310	320	290	290	280	305	310	306	315	335	320	250	391	302
28 Days.	485	-	485	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	400	-	-	411	410	403	360	485	422
60 Days.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
<b>Heat Of Hydration (Cal/gr).</b>																							
3 Days.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	45	73.6	63.2
7 Days.	-	65	-	-	69.23	-	69.2	68.4	-	70	-	-	-	-	-	-	-	69.35	69.5	69.93	60	82.3	69.4
28 Days.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



شکل شماره ۷- تغییرات مقاومت فشاری سیمان C تپ ۲ در طول دوره استفاده در پروژه



شکل شماره ۸- دیاگرام رفتاری سیمان C تپ ۲ (رشد مقاومت سیمان با زمان)



#### ۴-۱ - سیمان C تیپ ۵ :

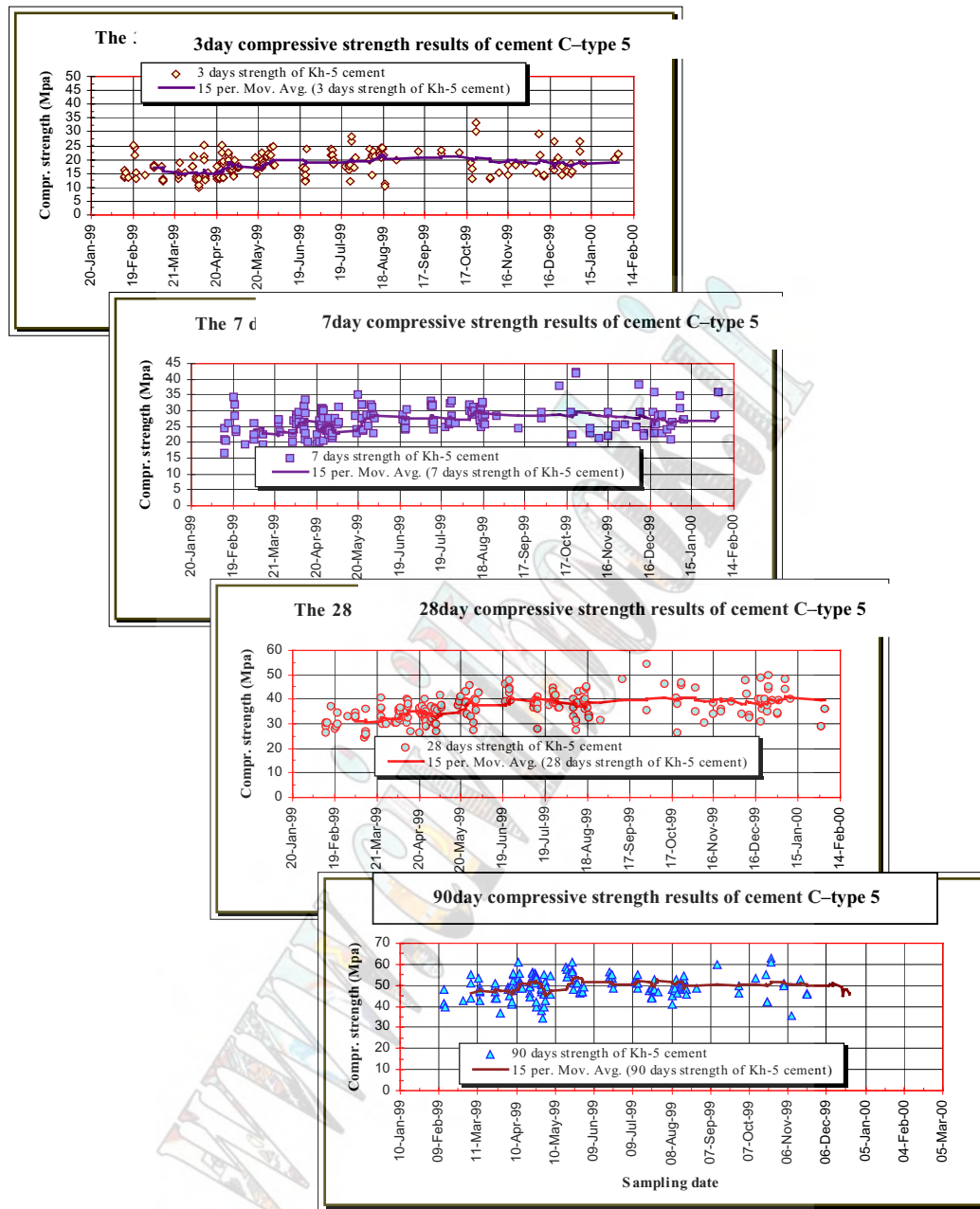
در جدول شماره ۴ مشخصات فنی شیمیایی و فیزیکی سیمان تیپ ۵ کارخانه سیمان C که توسط آزمایشگاه مجهز مستقر در کارخانه تهیه شده است مشاهده می گردد.

در تصاویر شکل شماره ۹، گراف های مقاومتی این سیمان را در سنین مختلف مشاهده می کنید. همانگونه که ملاحظه می شود ۸،۴٪ از نمونه ها دارای مقاومتی کوچکتر از ۳۰ مگاپاسکال می باشند (مقاومت متوسط ۲۸ روزه آن ۳۶،۵ مگاپاسکال می باشد). همه این نکات نشانگر کیفیت برتر این سیمان نسبت به سیمان های A و B می باشند.

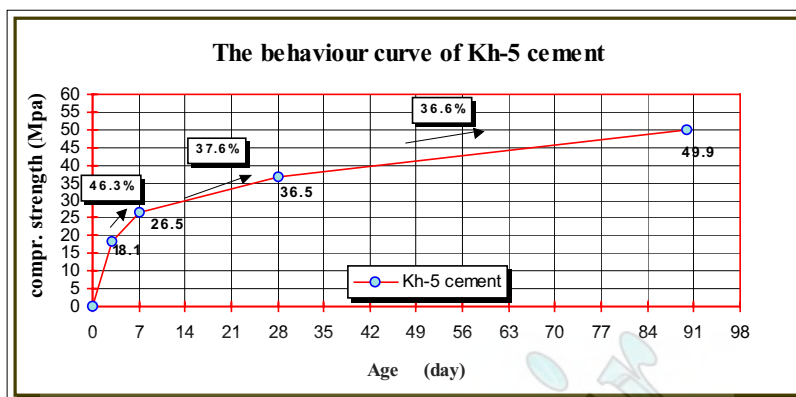
در منحنی شکل شماره ۱۰ نیز گراف رفتاری مقاومتی این سیمان ملاحظه می گردد. بر اساس این دیاگرام مقاومت ۲۸ روزه متوسط این سیمان ۳۶،۵ مگاپاسکال و ضرایب رشد از سن ۳ روز به ۷ روز، ۷ به ۲۸ روز، و ۲۸ به ۹۰ روز به ترتیب برابر با ۴۶،۳٪ و ۳۷،۶٪ و ۳۶،۶٪ می باشد.

www.civilbook.ir





شکل شماره ۹- تغییرات مقاومت فشاری سیمان C تپ ۵ در طول دوره استفاده در پروژه



شکل شماره ۱۰- دیاگرام رفتاری سیمان C تپ ۵ ( رشد مقاومت سیمان با زمان)

## ۲- بررسی وضعیت مقاومتی بتنهای ساخته شده با سیمانهای مورد استفاده

همانگونه که ذکر شد سیمان بعنوان اصلی ترین مصالح مصرفی در بتن تاثیر مستقیم بر مقاومت بتن تولید شده دارد. بمنظور بررسی این مطلب تحلیل گسترده ای بر روی نتایج مقاومتی بتنهای ساخته شده با سیمانهای مختلف در کارگاه سد و نیروگاه مسجدسلیمان انجام گرفت.

### ۲-۱- دسته بندی بتنهای ساخته شده

در کارگاه سد مسجدسلیمان ۴۵٪ از بتنهای اجرا شده ، با سنگدانه های مصالح معدن داخل کارگاه (Local quarry) که دارای ۸۳٪ مصالح رودخانه ای گرد گوشه و ۱۷٪ مصالح شکسته شده ، بودند ساخته شد. ۵۵٪ بتنهای باقیمانده با سنگدانه های کاملاً " نیز گوشه و شکسته شده از معدن مجاور سد شهیدعباسپور (کارون ۱) در محلی بنام "کوشک" توسط سنگشکن تولید و در بتن مصرف گردید. در ادامه بدلیل آنکه تنوع سیمانهای مصرفی در بتن های ساخته شده با سنگدانه های معدن داخل کارگاه بیش از بتن های ساخته شده با سنگدانه های شکسته معدن کوشک بوده است به بحث در باره این بتن ها پرداخته شده است. بتن های ساخته شده با سنگدانه های معدن محلی در جدول شماره ۵ ذکر شده است.

Mix No.	Concrete grade	Aggregate material		Cement		Water (Kg/m <sup>3</sup> )	Aggregate			Admixture plasti. & retarder
		quarry	Max. aggregate size (mm)	type	content (Kg/m <sup>3</sup> )		0-5mm	5-19 mm	19-38mm	
14	B35	Local	19	II & V	430	175	920	855	-	0.25%
16	B35	Local	38	II & V	400	160	740	600	490	0.25%
15	B25	Local	38	II & V	300	150	860	580	500	0.25%

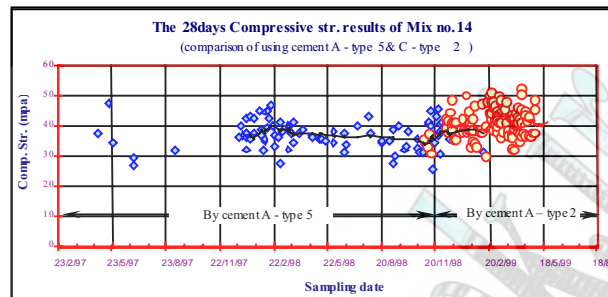
### جدول شماره ۵- طرح های اختلاط بتن های ساخته شده با مصالح معدن محلی

در ادامه بحث ، مقایسه میان مقاومتهای فشاری بتن های فوق الذکر ساخته شده با سیمانهای مختلف ارائه گردیده است .

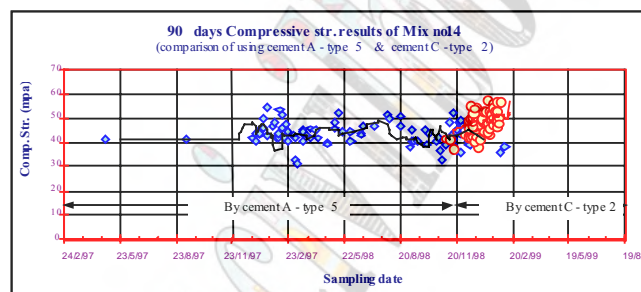


## ۲-۲- بررسی کنترل تغییرات مقاومت فشاری بتن با کلاس مقاومتی ۳۵ مگاپاسکال و حداکثر اندازه سنگدانه ۱۹ میلیمتر

این بتن عمدتاً برای بتن ریزی سازه‌های نیروگاه، و تونل‌های آب بر، شفت‌های تحت فشار و تونل‌های پایاب استفاده می‌گردد. در شکل‌های شماره ۱-۱۱ و ۲-۱۱ تغییرات مقاومت این بتن را در سنین مختلف مشاهده می‌فرمایید

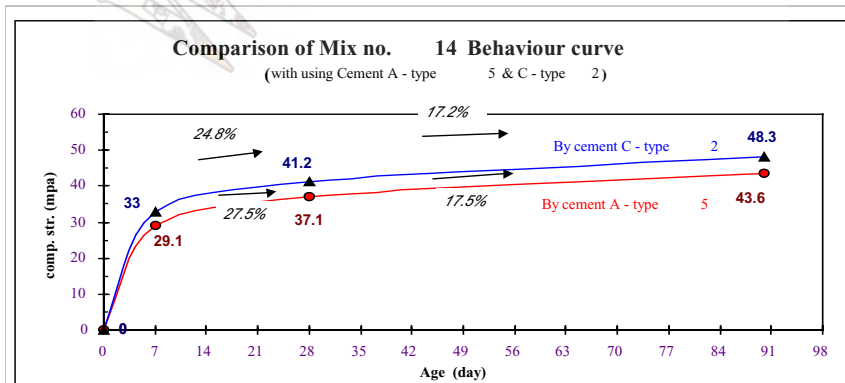


شکل شماره ۱-۱۱- مقایسه نتایج مقاومت‌های ۲۸ روزه بتن‌های B35-19mm ساخته شده با سیمان‌های A تیپ ۵ و C تیپ ۲



شکل شماره ۲-۱۱- مقایسه نتایج مقاومت‌های ۹۰ روزه بتن‌های B35-19mm ساخته شده با سیمان‌های A تیپ ۵ و C تیپ ۲

همانگونه که ملاحظه می‌شود مقاومت بتن‌های ساخته شده با سیمان C تیپ ۲ بیشتر از بتن‌های مشابه ساخته شده با سیمان A تیپ ۵ می‌باشد. در گراف شکل شماره ۱۲، دیاگرام رفتاری طرح اختلاط بتن فوق‌الذکر ساخته شده با سیمان‌های A تیپ ۵ و C تیپ ۲ را مشاهده می‌فرمایید.



شکل شماره ۱۲- دیاگرام رشد مقاومت فشاری بتن B35-19mm نسبت به زمان

در این گراف سه پدیده مختلف قابل رویت می‌باشد:

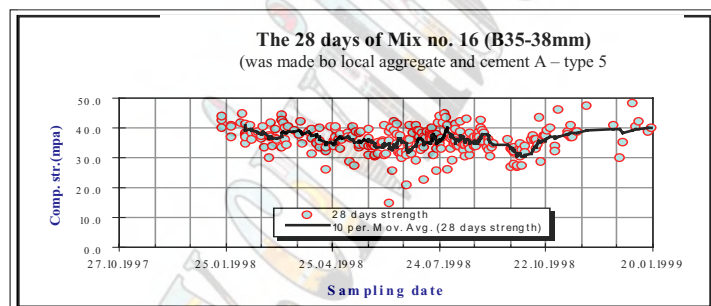
۱- شیب دیاگرام رفتاری بتن ساخته شده با سیمان A تیپ ۵ بیشتر از شیب بتن های ساخته شده با سیمان C تیپ ۲ می‌باشد. به همین دلیل است که عموماً سن معیار و ملاک ارزیابی مقاومت بتن برای بتن های ساخته شده با سیمان تیپ ۵ بیشتر از ۲۸ روز (۴۲ روز یا ۹۰ روز) می‌باشد.

۲- متوسط مقاومت‌های بتن ساخته شده با سیمان C تیپ ۲ در سن ۲۸ روز ۱۱٪ بیشتر از مقاومت ۲۸ روزه بتن ساخته شده با سیمان A تیپ ۵ می‌باشد.

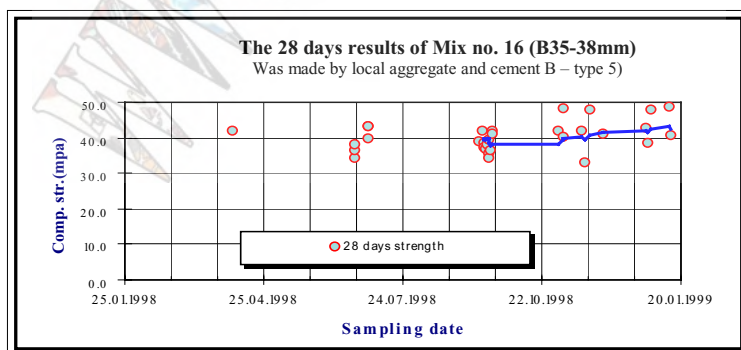
۳- مقاومت ۲۸ روزه‌ای که با استفاده از سیمان C تیپ ۲ در این طرح اختلاط بدست می‌آید تقریباً معادل مقاومت ۶۵ روزه بتن ساخته شده با سیمان A تیپ ۵ می‌باشد.

### ۳-۲- بررسی کنترل تغییرات مقاومت بتن با کلاس مقاومتی ۳۵ مگاپاسکال و حداکثر اندازه سنگدانه ۳۸ میلیمتر

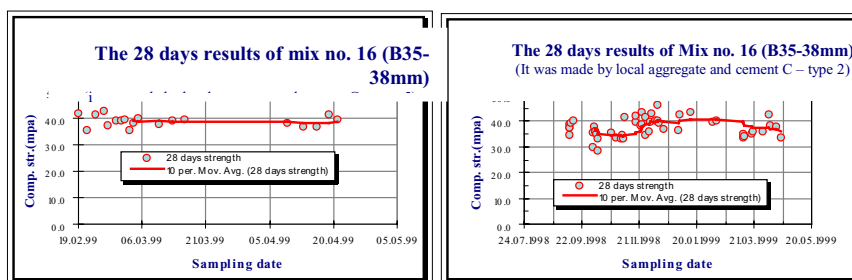
در گراف شکل شماره ۱۳ تغییرات مقاومت های بتن فوق ساخته شده با سیمان های A و B و C را مشاهده می فرمایید. همانگونه که ملاحظه می‌گردد ۳۸٪ از نتایج بتن های ساخته شده با سیمان A تیپ ۵ کمتر از مقادیر مشخصات فنی (۳۰ مگاپاسکال) بوده است. این مقدار برای بتنهای ساخته شده با سیمان B تیپ ۵ و سیمان C تیپ ۵ بترتیب برابر ۹۰٪ و ۱۰۰٪ می‌باشد. این مقادیر حاکی از وجود یک سیستم نسبتاً خوب کنترل کیفی در کارخانجات سیمان فوق الذکر می‌باشد.



شکل شماره ۱۳-۱- تغییرات مقاومت ۲۸ روزه بتن گرید B35-38mm ساخته شده با سیمان A تیپ ۵ در طول زمان

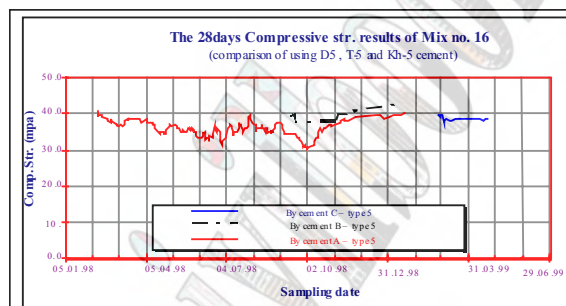


شکل شماره ۱۳-۲- تغییرات مقاومت ۲۸ روزه بتن گرید B35-38mm ساخته شده با سیمان B تیپ ۵ در طول زمان



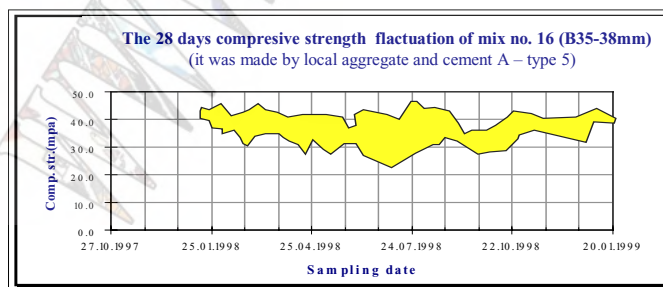
شکل شماره ۱۳-۳- تغییرات مقاومت ۲۸ روزه بتن شماره ۱۳-۴- تغییرات مقاومت ۲۸ روزه بتن  
 گرید B35-38mm ساخته شده با سیمان C تیپ ۲ گرید B35-38mm ساخته شده با سیمان C تیپ ۵

بنابراین بتن های ساخته شده با سیمان های B و C نسبت به بتن های ساخته شده با سیمان A تیپ ۵ از مقاومت بالاتری برخوردارند. در تصویر شماره ۱۴ همین تغییرات را بصورت یکجا بمنظور مقایسه راحت تر مشاهده مینمایید.

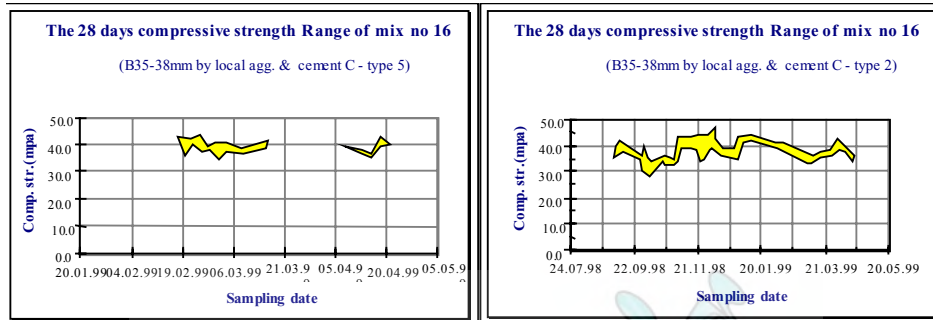


شکل شماره ۱۴- مقایسه مقاومت فشاری بتنهای با گرید B35-38mm ساخته شده با سیمانهای مختلف

در تصویر شماره ۱۵ گراف محدوده مینیمم و ماکزیمم مقاومت نمونه ها در هر روز را بمنظور مشاهده پدیده نوسانات مقاومتی (Fluctuation) این بتن ها مشاهده می نمایید.



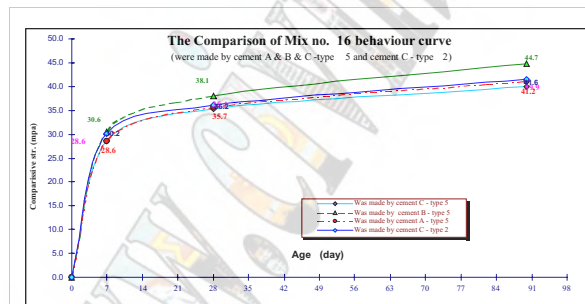
شکل شماره ۱۵-۱- محدوده نوسانات مقاومتی بتن با گرید B35-38mm ساخته شده با سیمان A تیپ ۵



شکل شماره ۱۵-۲- محدوده نوسانات مقاومتی بتن با گرید B35-38mm ساخته شده با سیمانهای C تپ ۲ و ۵

همانطور که ملاحظه میشود نوسانات مقاومتی بتن های ساخته شده با سیمان A تپ ۵ بین ۴ الی ۱۲ مگاپاسکال تغییر مینماید. (بطور متوسط ۸ مگاپاسکال). این در حالیست که این نوسانات برای بتن های ساخته شده با سیمانهای B و C بترتیب ۴ و ۵ مگاپاسکال بوده است. نوسانات کیفی مقاومت سیمان A تپ ۵ یکی از دلایل اصلی این نوسانات میتواند باشد.

در شکل شماره ۱۶، دیاگرام رفتاری مقاومتی بتن با طرح B35-38 mm را برای بتن های ساخته شده با سیمان A تپ ۵ و همچنین برای بتن های ساخته شده با سیمان های B و C مشاهده می فرمایید.

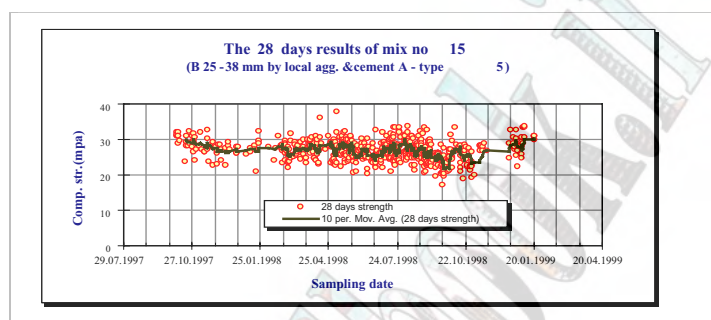


شکل شماره ۱۶- مقایسه تغییرات رشد مقاومت بتن گرید B25-38mm ساخته شده با سیمانهای مختلف نسبت به زمان

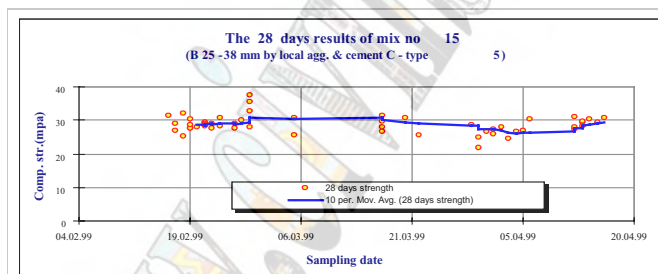
ضریب رشد مقاومتی سیمان A تپ ۵ از سنین ۷ به ۲۸ و ۲۸ به ۹۰ روز به ترتیب برابر ۲۴،۸٪ و ۱۵،۲٪ میباشد. این مقدار برای سیمانهای B تپ ۵ و C تپ ۵ بترتیب برابر ۱۷،۴٪، ۲۴،۷٪ و ۱۵،۹٪، ۲۴،۰٪ میباشد. برای سیمان C تپ ۲ این ارقام برابر است با ۱۵،۳٪ و ۲۰٪ و توجه شود که میزان ضریب رشد مقاومتی ۲۸ به ۹۰ روز سیمان C تپ ۵ بیشتر از سیمان تپ ۲ همین کارخانه میباشد که این یک نتیجه معقول در خصوص افزایش کندتر مقاومت در سیمانهای تپ ۲ نسبت به تپ ۵ در سنین ۲۸ روز میباشد. دلیل ملاک قراردادن سنین بیش از ۲۸ روز برای تعیین مقاومت مشخصه بتن ساخته شده با سیمان تپ ۵ همین بالا بودن ضریب رشد مقاومتی آنها میباشد. با دقت در این گراف مشخص میگردد که پایین بودن متوسط مقاومت های ۷ و ۲۸ و ۹۰ روزه بتن های ساخته شده با سیمان A تپ ۵ نسبت به سایر سیمانهای مصرفی نشاندهنده کیفیت پایین تر این سیمان میباشد.

## ۲-۴- بررسی کنترل تغییرات بتن طرح اختلاط با کلاس مقاومتی ۲۵ مگاپاسکال و حداکثر اندازه سنگدانه ۳۸ میلیمتر

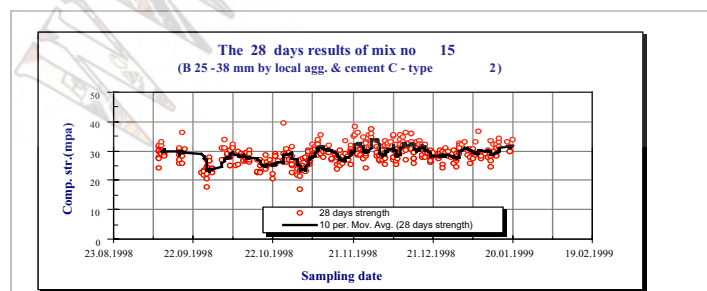
این طرح اختلاط عمدتاً در بتن ریزی های روباز با مصالح محلی Local Aggregate استفاده می شده است. در تصویر شکل شماره ۱۷، مقاومت بتن های طرح اختلاط فوق ساخته شده با سیمان A تپ ۵ و با سیمان C تپهای ۲ و ۵ مشاهده می گردد. همانگونه که ملاحظه میشود ۳۱٪ نمونه ها در بتن های ساخته شده با سیمان A تپ ۵ و ۱۵٪ بتنهای ساخته شده با سیمان C تپ ۵ و همچنین ۲٪ از بتن های ساخته شده با سیمان C تپ ۲ دارای مقاومت کمتر از مشخصات فنی این بتن میباشد. (۲۵ مگاپاسکال)



شکل شماره ۱۷-۱- مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن با گرید B25-38mm ساخته شده با سیمان A تپ ۵



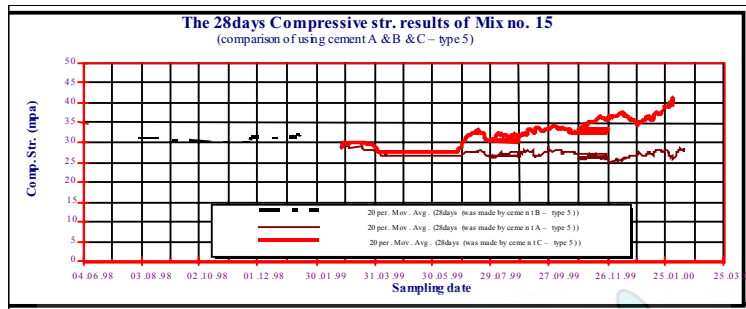
شکل شماره ۱۷-۲- مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن با گرید B25-38mm ساخته شده با سیمان C تپ ۵



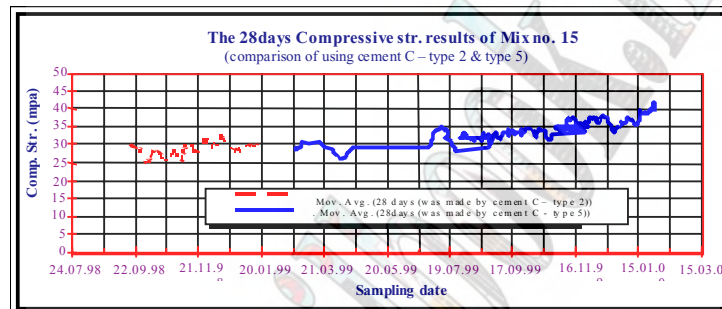
شکل شماره ۱۷-۳- مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن با گرید B25-38mm ساخته شده با سیمان C تپ ۲

در اشکال شماره ۱۸-۱ و ۱۸-۲ نیز منحنی متوسط حرکتی بتن فق الذکر ساخته شده با سیمانهای مخلاف نشان داده شده است.



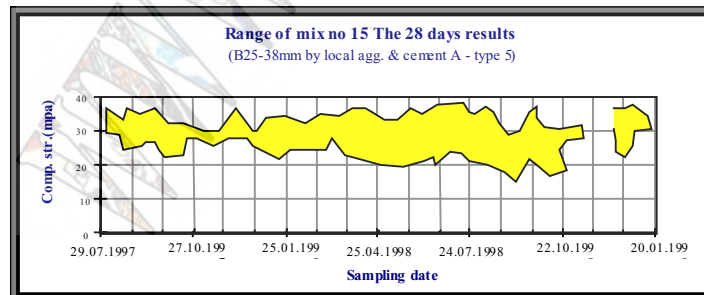


شکل شماره ۱۸-۱ مقایسه میان تغییرات مقاومت بتنهای ساخته شده با سیمانهای A و B و C تیپ ۵



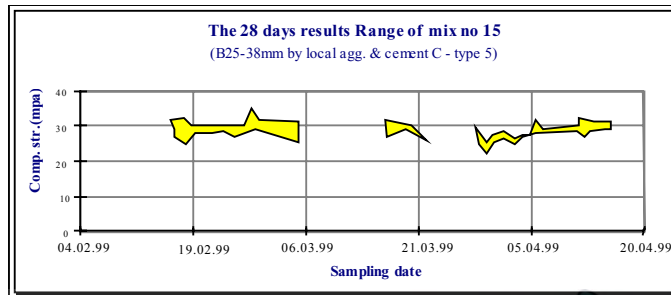
شکل شماره ۱۸-۲ مقایسه میان تغییرات مقاومت بتنهای ساخته شده با سیمانهای C تیپ ۲ و C تیپ ۵

همانگونه که مشاهده می گردد استفاده از سیمان C سبب افزایش مقاومت های بدست آمده گردیده است. بمنظور بررسی میزان پراکندگی نتایج، گراف شکل شماره ۱۹ برای بتن های فوق الذکر ساخته شده بوسیله سیمان A تیپ ۵ نشان داده می شود. همانگونه که ملاحظه می گردد متوسط دامنه پراکندگی نتایج به بیش از ۸ مگاپاسکال می رسد. عدم وجود سیستم کنترل کیفی مناسب و دقیق دلیل اصلی نوسانات شدید کیفیتی سیمان و در پیامد آن بتن ساخته شده با این سیمان میباشد.



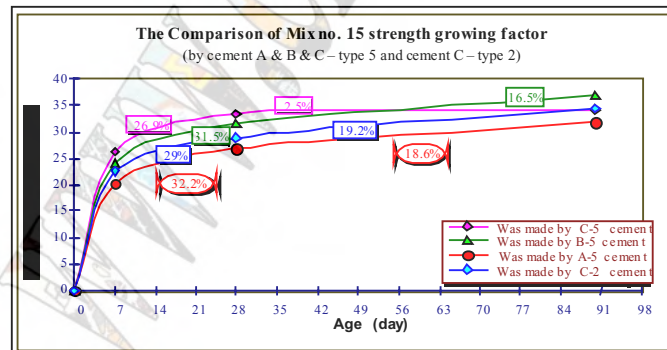
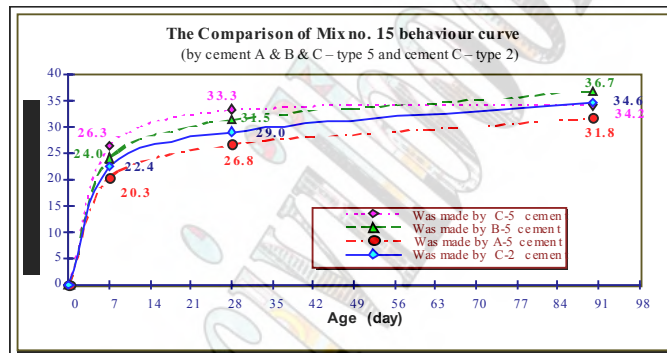
شکل شماره ۱۹-۱- دامنه نوسانات مقاومت های فشاری بتن با گرید B25-38mm ساخته شده با سیمان A تیپ ۵

نظیر همین فعالیت برای بتن های (Mix 15) B25-38 mm ساخته شده با سیمان C تیپ ۵ نیز انجام پذیرفته است که در شکل ۱۹-۲ ملاحظه می فرمایید. همانگونه که در این تصویر ملاحظه می گردد - متوسط دامنه پراکندگی به حدود ۵ مگاپاسکال رسیده است که دلیل اصلی آن ثبات و پایداری کیفیت سیمان C میباشد که در ساخت این بتن مصرف شده است.



شکل شماره ۱۹-۲- دامنه نوسانات مقاومت‌های فشاری بتن با گرید B25-38mm ساخته شده با سیمان C تیپ ۵

در شکل شماره ۲۰ دیاگرام‌های رفتاری این بتن ملاحظه می‌گردد. در تصویر اول متوسط مقاومتها در سنین مختلف نشان داده شده است و در تصویر دوم ضرایب رشد مقاومتی در سنین ۳ به ۷ و ۷ به ۲۸ و ۲۸ به ۹۰ روزه ملاحظه می‌گردد.



شکل شماره ۲۰- مقایسه رشد مقاومت بتن کلاس ۲۵ مگاپاسکال با حداکثر سائز سنگدانه ۳۸ م ساخته شده با سیمانهای مختلف

### ۳- کنترل در تخلیه و مصرف صحیح سیمان در کارگاه

در کارگاه سد مسجد سلیمان بدلیل تنوع سیمان مصرفی دقت در امر ذخیره سازی و مصرف درست سیمان بسیار حائز اهمیت بوده است بگونه ای که اولاً "سیمانهای وارده به کارگاه در سیلوهای اصلی مرکز بتن با یکدیگر مخلوط نشده و ثانياً "شارژ سیمان از سیلوهای اصلی به سیلوی مصرف مرکز بتن (سیلوی مادر) بدرستی انجام گیرد بعبارت دیگر در بتن ریزی یک محل، بطور هم زمان از مصرف دو نوع مختلف سیمان ممانعت بعمل آید.

در این کارگاه با منظور نمودن یک نفر تکنسین آموزش دیده مستقر در مرکز بتن در هر شیفت، عملیات انتقال و ذخیره سازی سیمان از بونکر بداخل سیلوهای اصلی کنترل میشد. این شخص بطور دائم از طریق بیسیم با دفتر واحد کنترل کیفیت کارگاه در تماس بوده و گزارش لحظه به لحظه وضعیت تخلیه و ذخیره سازی سیمان را به مرکز گزارش میداد. از مسئولیت های دیگر این شخص کنترل صحت شارژ سیمان از سیلوهای اصلی به سیلوی مصرف مرکز بتن بوده است و توسط بیسیم صحت یا بروز اشتباه در عملیات شارژ سیمان را با اطلاع اپراتور مرکز بتن و واحد کنترل کیفیت میرساند بدین ترتیب عملیات صحت شارژ و مصرف سیمانهای وارده به کارگاه انجام میگرفت. شایان ذکر است در صورت بروز هرگونه اشتباه در امر شارژ و ذخیره سازی سیمان در سیلوه‌ها، آن بخش از سیمان های مخلوط شده مجوز استفاده نمیداشت و تنها در ساخت بتنهای تجهیز کارگاه و یا ساخت دوغاب برای پمپهای بتن در شروع عملیات بتن ریزی با پمپ استفاده میگردد.

#### ۴- جمع بندی و نتیجه گیری:

سیمان عامل چسباننده سنگدانه ها به یکدیگر و یکی از اصلی ترین مصالح تامین کننده کیفیت بتن بالاخص مقاومت آن میباشد. در این گزارش چهار سیمان مختلف از سه کارخانه متفاوت که عمده ترین تامین کننده سیمان مورد نیاز سدهای کشور هستند و سیمانهای پروژه سد و نیروگاه مسجد سلیمان را تامین کردند مورد بررسی و مقایسه قرار گرفتند. (سیمانهای تیپ ۵ از کارخانجات A و B و C و همچنین سیمان تیپ ۲ از کارخانه سیمان C)

در ابتدا نتایج حاصل از آنالیز آماری مقاومت‌های فشاری هر یک از این چهار سیمان ارائه گردید. از این بررسی مشخص شد که سیمان تیپ ۵ از کارخانه C (C-5) دارای نوسانات کیفیتی شدید در طول دوره ارسال سیمان به کارگاه را داشته و ثابا" بیش از ۴۰٪ از سیمانهای ارسالی دارای مقاومت کوچکتر از مشخصات بوده است. در حالیکه دیگر سیمانهای یاد شده دارای کیفیت قابل قبول بوده اند.

سپس تحقیقات گسترده ای پیرامون مقاومت بتن های مختلف ساخته شده با سیمان های فوق الذکر انجام پذیرفت و نشان داده شد که استفاده از سیمان A-5 در کلیه بتنهای ساخته شده در کلاسهای مختلف مقاومتی (۲۵ و ۳۵ مگاپاسکال با حداکثر اندازه سنگدانه های ۱۹ و ۳۸ میلیمتر) سبب کاهش کیفیت و مقاومت فشاری نسبت به بتن های ساخته شده با سیمان های B-5 و C-5 و C-2 گردیده است.

در ادامه نیز نشان داده شد که تغییرات مقاومت فشاری سیمان چگونه بطور مستقیم بر روی مقاومت فشاری بتن ساخته شده با همان سیمان تاثیر می گذارد.

#### ۵- سپاسگذاری

در پایان از زحمات کلیه پرسنل محترم واحد کنترل کیفیت و مرکز انفورماتیک آزمایشگاه بتن کارگاه سد و نیروگاه مسجد سلیمان و همچنین دفتر فنی شرکت تابله و مدیریت محترم شرکت مهندسین مشاور مهتاب قدس به جهت همکاری ارزشمندشان که در راستای تهیه این مقاله سهم والایی داشته اند سپاسگذاری مینماید. همچنین از صبر و بردباری همسر و دخترم که نزدیک به چهار سال دوری نگارنده را متحمل بودند سپاسگذار هستم.

# بررسی اثر ولتاژ و زمان در اصلاح الکترواسمزی خاکهای رسی واگرا

جمشید صدر کریمی<sup>۱</sup>

حمید امیر حاجلو<sup>۲</sup>

## چکیده:

یکی از پدیده‌های الکتروسیتیک در خاک الکترواسمز می‌باشد که سیال منفذی خاک به واسطه اعمال یک جریان یا ولتاژ ثابت DC توسط الکترودهایی که در آن نصب می‌شوند، حرکت می‌کند. در این مقاله سعی شده است از این روش در اصلاح خاکهای رسی واگرا استفاده شود. کاربرد الکترواسمز باعث کاهش چشمگیر غلظت یون سدیم در قطب مثبت و افزایش آن در قطب منفی می‌گردد و بدین ترتیب در ساختمان خاک و مشخصات فیزیکو-شیمیایی آن تغییراتی ایجاد می‌شود. ضرایب SAR، PS، TDS که ملاک تشخیص خاکهای واگرا می‌باشند در قطب مثبت به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش و در قطب منفی افزایش می‌یابند، بنابراین در قطب مثبت، خاک کاملاً غیرواگرا می‌گردد. کاربرد ولتاژ بالا به موازات درمان واگرایی موجب ترک خوردگی خاک می‌گردد و بدین ترتیب کاربرد این روش در اصلاح توده‌های خاکی که در ارتباط با جریان آب می‌باشند (مانند هسته سدها) ممکن است تخریب سازه خاکی را به دنبال داشته باشد. به نظر می‌رسد ولتاژ مناسب برای عدم ترک خوردگی در نمونه آزمایشگاهی حدود  $13 \text{ V/cm}$  باشد.

## کلمات کلیدی:

رس واگرا، الکتروسیتیک، الکترواسمز، کاتیون، هسته سد خاکی

<sup>۱</sup> دانشیار دانشکده فنی - دانشگاه تبریز - عضو کمیته پایداری سدها

jsadr@ark.tabrizu.ac.ir

<sup>۲</sup> کارشناس ارشد - دانشکده فنی - دانشگاه تبریز

## ۱. مقدمه:

خصوصیت اصلی خاکهای رسی واگرا، وجود مقادیر نسبتاً زیاد یون سدیم در آب منفذی آنها می‌باشد و به این دلیل با قرار گرفتن در برابر جریانهای سطحی یا متمرکز آب، به صورت کلونیدی در می‌آیند. از عوامل مؤثر در پدیده واگرایی می‌توان به نوع و غلظت نمکهای محلول در آب منفذی، خصوصیات شیمیایی آب در تماس با خاک، و کانیهای تشکیل دهنده خاک رس اشاره کرد. روشهای آزمایشگاهی که جهت شناسایی این خاکها مورد استفاده قرار می‌گیرند، عبارتند از: آزمایش هیدرومتری دوپل، آزمایش تعیین نمکهای محلول در آب منفذی، آزمایش پین هول و آزمایش کرامب (Head, 1984). جهت تشخیص واگرا بودن خاک از روش تعیین نمکهای محلول در آب منفذی (آزمایشهای شیمیایی) و نمودار شرارد (شکل ۱)، پارامترهای زیر مورد نیاز می‌باشند:

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{0.5(Ca + Mg)}} \quad (1)$$

$$PS = \frac{Na}{TDS} \times 100 \quad (2)$$

$$TDS = Na + Ca + Mg + K \quad (3)$$

$$ESP = \frac{100(-0.0126 + 0.01475 \times SAR)}{1 + (-0.0126 + 0.01475 \times SAR)} \quad (4)$$

$$ESP = \frac{Na}{CEC} \times 100 \quad (5)$$

که در آنها SAR نسبت سدیم قابل جذب (Sodium Absorption Ratio)، PS نسبت سدیم به کل املاح (Percent Sodium TDS)، مجموع کل املاح محلول (Total Dissolved Salts)، ESP درصد سدیم قابل تعویض (Exchangeable Sodium Percent) و CEC ظرفیت تبادل کاتیونی (Cation Exchange Capacity) را نشان می‌دهد، و کلیه واحدها بر حسب میلی اکوی والان بر لیتر عصاره اشباع می‌باشند (عسگری ۱۳۷۲).

از پردازش الکتروسیتیک خاک با استفاده از جریانهای مستقیم DC سطح پائین جهت برداشتن یا جدا کردن آلودگیهای آلی و غیر آلی، پائین کشیدن سطح آب (زهکشی) و تحکیم خاکها برای مقاصد ساختمانی و غیره استفاده می‌شود (Alshwabkeh and Acar, 1992, Hamed and Gale, 1992). پیوند میان گرا دیانهای هیدرولیکی - شیمیایی - الکتریکی باعث به وجود آمدن انواع مختلف پدیده‌های الکتروسیتیک در خاک می‌شود که الکترواسمز یکی از این پدیده‌ها می‌باشد (Acar, 1992). هنگامی که یک گرا دیان الکتریکی در سرتاسر یک نمونه خاک رس مرطوب اعمال می‌شود، آب از الکتروود مثبت به الکتروود منفی حرکت می‌کند. این پدیده به عنوان الکترواسمز شناخته شده است و به طور کلی، حرکت یک فاز سیال در میان یک فاز جامد ثابت (ساکن) را در پاسخ به یک میدان الکتریکی اعمال شده، توصیف می‌کند. مشاهده این پدیده به سال ۱۸۰۹ برمی‌گردد که Reuss در آزمایشات خود این روش را مطالعه کرد و اندازه‌گیری‌های کمی این پدیده اولین بار توسط Wiedemann (1852 - 1856) انجام شد (Yeung, 1994). در مهندسی ژئوتکنیک بعد از اولین کاربرد الکترواسمز توسط Casagrande (1941)، این روش برای بهبود پایداری گودبرداری‌ها، شیب‌ها، خاکریزها، افزایش ظرفیت شمع‌ها و افزایش مقاومت خاک استفاده شد (Morris et al, 1961, Soderman and Milligan, 1985). در حالت خاص این روش همچنین برای تعیین پارامترهای مهندسی خاک بکار برده شده است (Banerjee and Mitchell, 1980). علی‌رغم سابقه نسبتاً طولانی کاربرد الکترواسمز در اصلاح رفتار فیزیکی و مکانیکی خاک‌ها، کاربرد این پدیده در درمان خاک‌های واگرا سابقه چندانی ندارد و تحقیقات محدودی در ادبیات فنی دیده می‌شود، معیناً، این تحقیقات حاکی از اثر قابل توجه الکترواسمز در تغییر ترکیب یونهای محتوی خاک می‌باشد (صدر کریمی و



مرادی ۱۳۷۲ و Sadrekarimi, 1998).

از نظر تحلیلی چون الکترواسمز جریان هیدرولیکی است که توسط یک گرادیان الکتریکی برقرار می‌گردد بنابراین نوعاً یک جریان توأم می‌باشد. معادله جریان‌های توأم مختلف به واسطه نیروهای محرک گوناگون به صورت یک پدیده منطقی به طریق زیر بیان می‌شود:

$$J_i = \sum_{j=1}^n L_{ij} X_j \quad (6)$$

که در آن  $J_i$  جریان از نوع  $i$ ،  $X_j$  گرادیان‌ها یا نیروهای محرک نوع  $j$ ،  $L_{ij}$  ضریب توأم شدگی می‌باشند (Alshwabkeh and Acar, 1992). در صورتیکه فقط گرادیان الکتریکی وجود داشته باشد، معادله (۶) به صورت زیر تبدیل می‌شود:

$$J_H = L_{HE} X_E \quad (7)$$

که در آن  $J_H$  جریان هیدرولیکی،  $L_{HE}$  ضریب توأم شدگی هیدرولیکی تحت گرادیان الکتریکی و  $X_E$  گرادیان الکتریکی می‌باشند (yeung, 1994). ارتباط میان میزان جریان حجمی ( $m^3/sec$ ) و گرادیان الکتریکی اعمال شده ( $i_e$ ، یعنی  $\frac{\Delta E}{\Delta L}$ )، برای یک محیط متخلخل توسط معادله‌ای مانند قانون داریسی بیان می‌شود:

$$Q = K_e i_e A = K_i I = \left(\frac{K_e}{\sigma}\right) I \quad (8)$$

که در آن  $K_e$  ضریب نفوذپذیری الکترواسمزی،  $A$  ( $m^2$ ) سطح مقطع عرضی ناخالص کل که جریان از میان آن می‌گذرد،  $K_i$  ( $m^3/amp.sec$ ) راندمان الکترواسمزی آب انتقالی،  $\sigma$  ( $Siemens/m$ ) رسانایی یا هدایت الکتریکی محیط متخلخل و  $I$  ( $Amp$ ) شدت جریان الکتریکی می‌باشند.  $K_e$  عموماً برای تمام خاک‌ها در دامنه  $(m^2/v.sec)$   $10 \times 10^{-9}$  تا  $1 \times 10^{-9}$  تغییر می‌کند و به غلظت الکترولیت در آب منفذی حساس می‌باشد. مقدار  $(m^2/v.sec)$   $5 \times 10^{-9}$  توسط Casagrande (1941) برای اهداف عملی توصیه شده است [۴]. کارایی و اقتصادی بودن زهکشی الکترواسمزی تحت تأثیر میزان آب انتقال یافته بر واحد بار الکتریکی عبور کرده از خاک می‌باشد که بر حسب راندمان آب انتقال یافته الکترواسمزی،  $K_i$  تعریف می‌شود و در محدوده  $(cm^3/Amp-sec)$   $1/2 - 0/1$  مربوط به محیط‌های متخلخل اشباع تغییر می‌کند (Yeung, 1994).

در این تحقیق سعی شده است اثر تغییرات ولتاژ، معکوس نمودن جریان، و مدت زمان آزمایش در درمان الکترواسمزی خاک و اگر، با بکارگیری آب مقطر و عصاره اشباع آهک در قطب مثبت، روی تغییرات رفتار فیزیکو-شیمیایی خاک، بررسی شود.

## ۲. آزمایشات:

خاک مورد آزمایش از ناحیه‌ای نزدیک روستای خواجه واقع در ۲۰ کیلومتری سمت چپ جاده تبریز- اهر تهیه شد و با رطوبت حدود ۲۶ درصد یک هفته قبل از شروع آزمایش در داخل یک لوله PVC به قطر  $8/2$  cm و طول  $50$  cm در سه لایه تا دانسیته معینی کوبیده شد تا طول نمونه به  $45$  cm برسد. نمونه‌ها به طور عمودی قرار گرفته و آزمایش شدند. جریان الکتریکی توسط منبع تغذیه‌ای با خروجی  $(V) 30-0$  و  $(A) 3-0$  تامین می‌شد. مشخصات اولیه خاک مورد آزمایش در جدول (۱) آورده شده است. در تمام مدت انجام آزمایشات به جز آزمایش دهم که با آب مقطر انجام شد، عصاره اشباع آهک در قطب مثبت وجود داشته و تخلیه سیال الکترواسمزی از قطب منفی انجام می‌گرفت. تعداد نمونه‌های آزمایشی ۱۰ عدد بود که از آزمایش اول تا پنجم با ولتاژهای مختلف و از آزمایش ششم به بعد با ولتاژ ثابت شش ولت انجام گرفت. در تمام آزمایشات جریان از پائین به بالا اعمال گردید. بعد از اتمام هر دوره آزمایش، نمونه را از قالب بیرون آورده و از پنج ناحیه آن نمونه برداری و آزمایشات تعیین درصد رطوبت، حدود اتبرگ، آنالیز

شیمیایی و تعیین یونهای  $Ca^{++}$ ،  $Mg^{++}$ ،  $K^{+}$  و  $Na^{+}$  و همچنین تعیین PH انجام شد. با داشتن این پارامترها و نمودار شرارد (شکل ۱) واگرایی نمونه مورد آزمایش تشخیص داده می شود. در این نمودار بر اساس میزان واگرایی خاک، تغییرات PS بر حسب TDS به سه ناحیه A نشان دهنده خاک های واگرا، B نشان دهنده خاک های غیر واگرا و ناحیه C خاک های مشکوک تقسیم گردیده است، مقادیر ولتاژهای اعمال شده و پریرود آزمایشات به همراه نتایج بدست آمده در جداول ۲ الی ۶ و اشکال ۲ الی ۳ ارائه شده است.

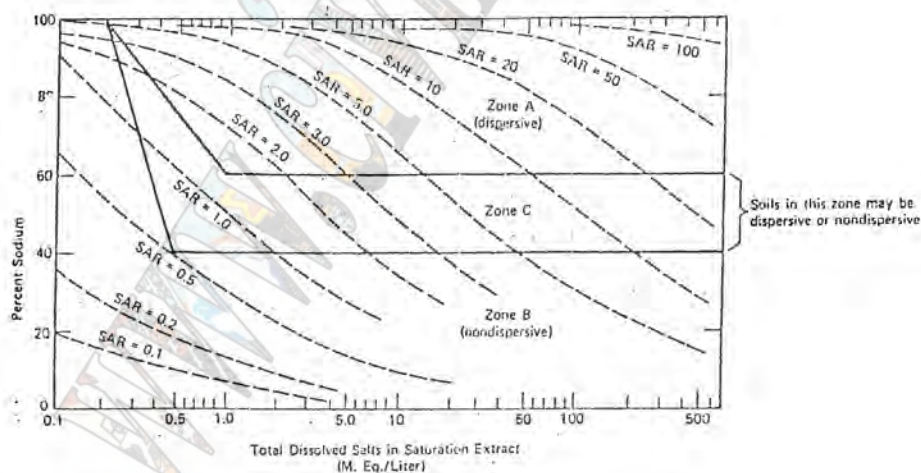
مشخصات نمونه	PH	میلی اکی والان در لیتر				حدود اتربرگ			TDS	SAR	PS	ESP	Gs	$\gamma_m$
		Ca	Mg	Na	K	LL	PL	PI						
خاک اصلی	10.5	11.35	8.65	183.0	0.97	28	14	14	203.97	57.87	89.72	45.7	2.77	2.01

جدول (۱) مشخصات اولیه خاک مورد آزمایش

### ۳. تحلیل نتایج:

#### ۳-۱. انتخاب ولتاژ مناسب جهت آزمایش:

مناسب ترین ولتاژ در آزمایشات، ولتاژیست که غلظت یون سدیم را در قطب مثبت کاهش و غلظت یون های کلسیم و منیزیم را افزایش دهد تا درصد واگرایی خاک در قطب مثبت کاهش یابد و در عین حال باعث ترک خوردگی در نمونه نشود. از این رو با توجه به مطالب عنوان شده و جدول (۲) مقدار ماکزیمم ولتاژ مناسب جهت انجام آزمایش ۶ ولت ( $0.13^V/cm$ ) تشخیص داده شد، زیرا با افزایش ولتاژ آثار ترک خوردگی خاک به تدریج ظاهر گردید.



شکل (۱) نمودار ارزیابی میزان واگرایی با استفاده از نتایج آزمایش های شیمیایی (Sherard, 1984)

مشخصات آزمایش	ولتاژ (Volt)	ولتاژ (V/cm)	میلی اکی والان در لیتر				TDS	PS	SAR
			Ca	Mg	Na	K			
خاک طبیعی	-	-	11.3 5	8.65	183. 0	0.97	203.97	89.7 2	57.87
آزمایش ۱	3	0.067	55.0	26.0	8.6	1.38	90.98	9.45	1.35
آزمایش ۲	6	0.13	99.0	25.8	8.0	1.28	134.3	5.96	1.01
آزمایش ۳	12	0.27	25.2	15.9	2.8	1.03	44.9	6.24	0.62
آزمایش ۴	24	0.53	9.3	19.7	3.4	0.71	33.11	10.3	0.89
آزمایش ۵	12	0.27	30.0	10.75	5.9	0.82	47.5	12.4	1.31

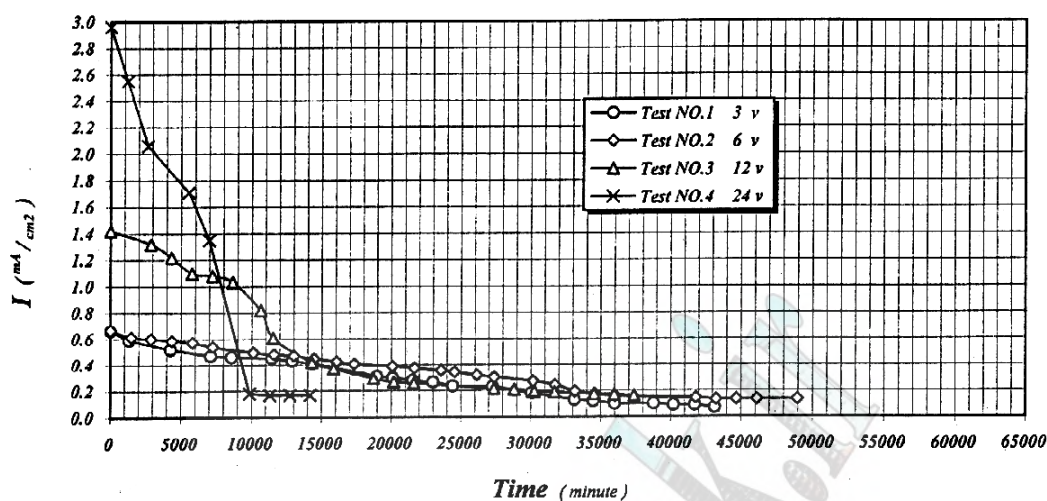
جدول (۲) بررسی غلظت یون‌ها در قطب مثبت تحت ولتاژهای مختلف

### ۲-۲. بررسی تغییرات دانسیته جریان بر حسب زمان:

با مقایسه نتایج تغییرات دانسیته جریان نسبت به زمان در طی آزمایش‌های ۱ الی ۴ (شکل ۲) ملاحظه می‌گردد که دانسیته جریان به مرور زمان روند نزولی داشته است که دلالت بر افزایش مقاومت نمونه مورد آزمایش دارد ولی ملاحظه می‌گردد که تا ۶ ولت (آزمایش شماره ۲) افت جریان نرخ کاهش تدریجی یکنواختی دارد، ولی در ولتاژهای بالاتر نرخ افت جریان در ساعات اولیه از شدت بیشتری برخوردار بوده و منحنی جریان-زمان دچار یک شکستگی یا تغییر شیب ناگهانی شده است. احتمالاً همین پدیده عامل بروز ترک خوردگی خاک می‌باشد. این پدیده به نوبه خود ممکن است موجب بروز جریان سریع آب و در نتیجه فرسایش سریع سازه هیدرولیکی خاکی شود.

### ۳-۳. تأثیر وجود دوغاب آهک در قطب مثبت و اثر آن در تغییرات ناشی از الکترواسمز روی خاک:

با مقایسه نتایج آزمایش‌های ۲ و ۱۰ در جدول (۳) مشاهده می‌گردد که در آزمایش ۲ غلظت یونهای Ca و Mg در قطب مثبت به علت انتقال از عصاره اشباع آهک به داخل خاک، در آزمایش ۲ نسبت به آزمایش ۱۰ (آزمایش با آب مقطر) افزایش چشمگیری نشان می‌دهد. بطور مثال غلظت یون Ca نسبت به مقدار اولیه در خاک طبیعی ۸ برابر و نسبت به آزمایش ۱۰، ۶ برابر شده است. هر چه غلظت این یون‌ها در خاک افزایش یابد از واگرایی خاک کاسته می‌شود. همچنانکه مشاهده می‌شود، مقدار TDS در آزمایش ۲، به علت جذب یونهای Ca و Mg عصاره آهک توسط نمونه مورد آزمایش، از آزمایش ۱۰ بیشتر می‌باشد. حد حالت روانی و خمیری خاک (LL و PL) نیز در هر دو آزمایش نسبت به مقادیر اولیه بیشتر شده‌اند.



شکل (۲) تغییرات دانسیته جریان بر حسب زمان در آزمایشهای ۱ الی ۴

مشخصات نمونه	PH	میلی اکی والان در لیتر				حدود اتربرگ			TDS	SAR	PS
		Ca	Mg	Na	K	LL	PL	PI			
خاک طبیعی	10.5	11.3 5	8.65	183. 0	0.97	28	14	14	204	59.7	89.7
قطب مثبت آز-۲، (با عصاره آهک)	7.6	99.2	25.8	8.0	1.28	34	21	13	134. 3	1.01 2	5.96
قطب مثبت آز-۱۰، (با آب مقطر)	6.5	16.3	8.33	1.99	0.56	33	22	11	27.1 8	0.57	7.3

جدول (۳) آنالیز شیمیایی آزمایشهای ۲ و ۱۰ در قطب مثبت

#### ۳-۴. بررسی تغییرات فیزیکی - شیمیایی خاک در انتهای آزمایش:

جهت انجام این بررسی نتایج آزمایشهای ۱ الی ۴ در دو قطب مثبت و منفی در جدول (۴) درج شده اند. ملاحظه می گردد که در تمام آزمایشات غلظت نسبی یون سدیم، نسبت به حالت اولیه، در قطب مثبت کاهش شدید و در قطب منفی افزایش نشان می دهد، بطوریکه در کلیه آزمایشات مقدار PS در قطب مثبت از مقدار اولیه ۸۹/۷ درصد به کمتر از حدود ۱۰ درصد (درمان کامل واگرایی) و در قطب منفی به حدود ۹۹ درصد رسیده است. این پدیده در واقع درمان کامل واگرایی در قطب مثبت و تشدید نسبی واگرایی در قطب منفی را نشان می دهد. همچنین مشاهده می شود که به دلیل افزایش ولتاژ، سرعت تشکیل رسوبات آلومینات کلسیم ( $\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ ) و سیلیکات کلسیم ( $\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ ) در قطب مثبت محیط کم شده و به همین دلیل میزان یونهای OH افزایش یافته و در نتیجه PH محیط بالا می رود. در قطب منفی به علت پائین بودن خاصیت اسیدی یونهای Na, Mg, Ca تغییرات PH زیاد محسوس نمی باشد. همچنین ملاحظه می گردد که مقدار PS با افزایش ولتاژ تا ۶ ولت کاهش و آنگاه تا حدودی افزایش یافته است. به نظر می رسد که اعمال ولتاژ زیاد موجب تحکیم و سفت شدگی شدید و سریع خاک در قطب مثبت شده و بنابراین انتقال کاتیونها را کندتر می نماید. نکته جالب دیگری که ذکر آن اهمیت دارد آن است که در کلیه آزمایشات مقادیر LL و PI نسبت به مقادیر اولیه افزایش یافته و این افزایش در هر دو قطب مثبت و منفی تقریباً یکسان بوده است. این پدیده نشان می دهد که به ازای یک رطوبت ثابت مقاومت برشی خاک رشد یافته است.

### ۳-۵. بررسی تأثیر معکوس کردن جریان در عملکرد الکترواسمز روی خاک:

قابل استنباط است که نتایج آنالیز شیمیایی در پایان مرحله اول آزمایشات ۸ و ۹ همان نتایج آزمایش ۲ می‌باشد، زیرا در هر دو آزمایش از ولتاژ ثابت ۶ ولت استفاده شده است. در آزمایش ۸ در شروع آزمایش قطب مثبت در پائین نمونه و قطب منفی در بالا قرار گرفته و سپس جای قطب‌ها تعویض شد ولی در آزمایش ۹ عکس این عمل انجام گرفت. بنابراین فقط به مقایسه نتایج آزمایشات ۲ و ۸ اکتفا می‌شود. با توجه به جدول (۵) ملاحظه می‌گردد که یون‌های Na جابجایی قابل ملاحظه‌ای در بین دو قطب نمونه داشته‌اند و به همین دلیل PH محیط تغییر محسوسی داشته است. غلظت یون Na در قطب منفی آزمایش ۲ بعد از معکوس کردن جریان به هم خورده و از ۱۱۴ به ۲۵/۸ میلی‌اکی‌والان در لیتر تقلیل یافته است ولی غلظت این یون در قطب مثبت آزمایش دوم از ۸ به ۹/۲۸ میلی‌اکی‌والان در قطب منفی مرحله دوم آزمایش ۸ افزایش یافته است. همچنین ملاحظه می‌گردد که غلظت یون‌های موجود در نمونه مورد آزمایش نسبت به خاک اولیه کاهش نشان می‌دهند ولی خاک حالت واگرایی خود را از دست نداده است (آزمایش ۸).

شماره آزمایش	مشخصات نمونه	PH	میلی‌اکی‌والان در لیتر				حدود اتربرگ			PS/%
			Ca	Mg	Na	K	LL	PL	PI	
-	خاک طبیعی	10.5	11.35	8.65	183.0	0.97	28	14	14	89.7
آزمایش ۱ (3V)	قطب مثبت	6.8	55.0	26.0	8.6	1.4	35	22	13	9.5
	قطب منفی	10.6	0.54	0.03	98.0	0.51	35	21	14	99.0
آزمایش ۲ (6V)	قطب مثبت	7.6	99.2	25.8	8.0	1.28	34	21	13	5.6
	قطب منفی	10.5	0.66	0.04	88.0	0.74	34	22	12	98.4
آزمایش ۳ (12V)	قطب مثبت	7.9	25.2	15.9	2.8	1.03	36	22	14	6.2
	قطب منفی	10	0.0	0.01	85.0	0.53	37	24	13	99.4
آزمایش ۴ (24V)	قطب مثبت	8.1	9.3	19.7	3.4	0.71	31	20	11	10.3
	قطب منفی	10.7	0.0	0.4	77.0	0.7	32	22	10	99.0

جدول (۴) آنالیز شیمیایی آزمایش‌های ۱ الی ۴ در دو قطب مثبت و منفی

مشخصات نمونه	PH	میلی‌اکی‌والان در لیتر				حدود اتربرگ			TDS	SAR	PS
		Ca	Mg	Na	K	LL	PL	PI			
قطب منفی آز-۲	10.5	0.6	0.0	88.	0.7	34	22	1	115.44	192.7	98.75
		6	4	0	4						
قطب مثبت مرحله دوم آز-۸	7	1.4	1.8	25.	0.6	34	22	1	29.74	20.1	86.8
		7	4	8	3						
قطب مثبت آز-۲	7.6	99.	25.	8.0	1.2	34	21	1	134.28	1.012	5.96
		2	8	8	8						
قطب منفی مرحله دوم آز-۸	10.3	0.1	2.3	9.3	0.2	38	24	1	12.03	8.3	77.1
		5	5	5	5						

جدول (۵) مقایسه نتایج آنالیز شیمیایی نمونه‌ها در پایان مرحله اول و دوم (آزمایشات ۲ و ۸)

### ۳-۶. بررسی تأثیر مدت زمان نتایج آزمایش در تغییرات فیزیکی - شیمیایی خاک:

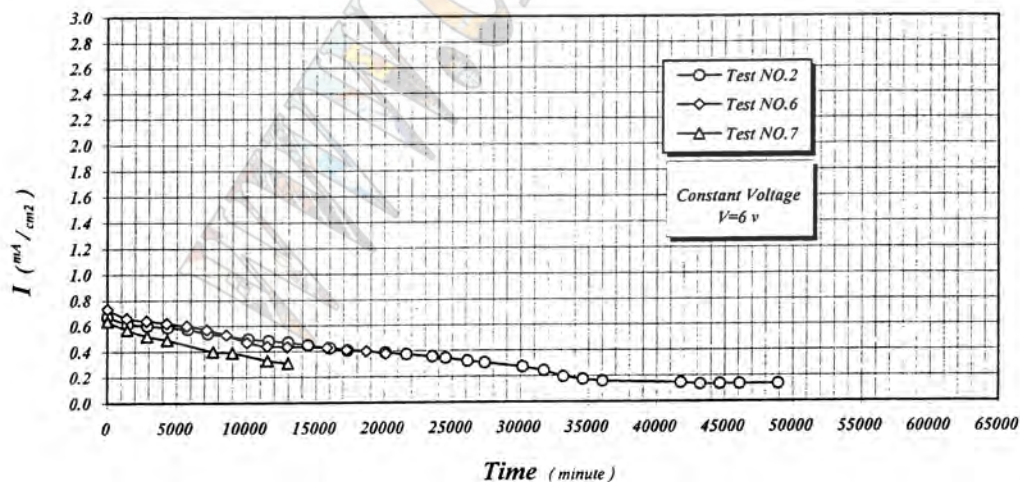
با مقایسه نتایج آزمایشات ۲، ۶ و ۷ در جدول (۶) ملاحظه می‌گردد که تغییرات در ۱۰ روز اولیه (آزمایش ۷) بسیار سریع بوده است. به عنوان مثال غلظت یون سدیم در قطب مثبت آزمایش ۷ در مدت ۱۰ روز از ۱۸۳ به ۴/۶۶ میلی‌اکی‌والان در لیتر کاهش یافته، که فوق‌العاده قابل توجه است. بنابراین راندمان کار در ۱۰ روز اولیه بسیار بالا بوده است. علی‌رغم تغییر TDS از ۶۶ به ۱۱۵ میلی



اکی‌والان در لیتر و PS تقریباً ثابت در قطب منفی آزمایشات، حد حالت روانی و خمیری (PL و LL) تقریباً یکسان بوده و این میزان تغییر در یون‌های جذبی خاک، تغییری در خواص فیزیکی خاک ایجاد نکرده است. همچنین کاهش شدت جریان (یا دانسیته جریان) نیز در ۱۰ روز اول خیلی سریع بوده، بطوری که در خاتمه آزمایش ۷ (۱۰ روزه) شدت جریان به ۴۸/۲۲٪ و در خاتمه آزمایش ۲ (۳۴ روزه) به ۱۸/۸٪ مقدار اولیه کاهش یافته است. یعنی در طول مدت ۲۴ روز آزمایش اضافی کاهش ۲۹/۴٪ بوده که در مقایسه با ۴۸/۲۲٪ کاهش در آزمایش ۷ هنوز کمتر می‌باشد. نحوه تغییرات دانسیته جریان در آزمایش‌های ۲، ۶ و ۷ در شکل (۳) نمایش داده شده است.

شماره آزمایش	زمان (روز)	جریان اولیه (mA)	جریان نهایی (mA)	مشخصات نمونه	میلی اکی‌والان در لیتر				حدود اتربرگ			TDS	SAR	PS
					Ca	Mg	Na	K	LL	PL	PI			
۲ (6 V)	34	35.5	6.7	قطب مثبت	99.2	25.8	8.0	1.28	34	21	13	134.28	1.012	5.96
				قطب منفی	0.66	0.04	88.0	0.74	34	22	12	115.44	192.7	98.75
۶ (6 V)	15	38.8	20.1	قطب مثبت	33.78	11.92	2.41	0.88	33	22	11	48.99	0.51	4.92
				قطب منفی	0.59	0.2	109.9	0.55	32	22	10	111.2	174.8	98.8
۷ (6 V)	10	33.8	16.3	قطب مثبت	30	7.2	4.66	1.046	33	21	12	42.9	1.08	10.86
				قطب منفی	0.32	0.48	64.9	0.41	32	22	10	66.11	102.6	98.2

جدول (۶) مقایسه نتایج آنالیز شیمیایی آزمایش‌های ۲، ۶ و ۷



شکل (۳) تغییرات دانسیته جریان نسبت به زمان در آزمایش‌های ۲، ۶ و ۷

**۴. نتیجه گیری:**

- ۱- کاربرد ولتاژهای بالاتر اصلاح الکترواسمزی خاک باعث ترک خوردگی نمونه مورد آزمایش، مخصوصاً در طرف قطب مثبت، می شود و به نظر می رسد ولتاژ مناسب برای عدم ترک خوردگی نمونه های آزمایشی حدود ۶ ولت  $0.13 \text{ V/cm}$  می باشد.
- ۲- با گذشت زمان پس از شروع آزمایش بتدریج از شدت جریان کاسته شده و واگرایی خاک نیز در حوالی قطب مثبت از بین می رود و کاملاً غیر واگرا می گردد. ولی در قطب منفی حالت واگرایی حفظ شده و احتمالاً تا حدودی هم شدید تر میگردد.
- ۳- در اثر جریان الکترواسمز، در هر حال، مقداری از یون ها از محیط دفع می گردد، و انتقال یون ها در داخل خاک با گذشت زمان افزایش می یابد و موجب کاهش TDS خاک می گردد. معکوس کردن جریان، TDS محیط را کاهش داده ولی کمک چندانی به از بین رفتن حالت واگرایی خاک در قطب منفی نمی نماید. در هر حال تحقیقات بیشتری باید صورت پذیرد.
- ۴- در کلیه آزمایشات مقادیر LL و PI نسبت به مقادیر اولیه افزایش یافته و این افزایش در هر دو قطب مثبت و منفی تقریباً یکسان بوده است. این پدیده نشان می دهد که به ازای یک رطوبت ثابت مقاومت برشی خاک رشد یافته است.

**فهرست منابع:**

- Acar, Y.B. (1992). "Electrokinetic soil processing (a review of the state of the art)". Geotech. Spec. Publ. NO.30, ASCE. New York, N.Y., pp. 1420-1432.
- Alshawabkeh, A., and Acar, Y.B. (1992). "Removal of contaminants from soils by electrokinetics: a theoretical treaties". J. Envir. Sci. Health, Vol. A27, pp. 1832-1861.
- Banerjee, S., and Mitchell, J.K. (1980). "In-situ volume change properties by electro-osmosis: theory". J. Geotech. Engrg., ASCE, 106 (4), pp. 347-365.
- Head, K.H, (1984). Manual of Soil Laboratory Testing, ELE Int. LTD, Pentech press, London.
- Hamed, J. Acar, Y.B., and Gale, R.J. (1991). " PB (II) Removal from kaolinite by electrokinetics". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117(2), pp. 241-271.
- Morris, V.D., Hillis, F.S., and Caldwell, A.J., (1985). "Improvement of sensitive silty clay by electro-osmosis". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, pp. 17-24.
- Saderkarimi, J. (1998). "Lime and distilled water treatment of dispersive soils by electro-osmosis effect". IE (I) Journal of the Institution of Engineers (India), Vol. 79, pp. 78-80
- Soderman, L.G., and Milligan, V, (1961). "Capacity of friction piles in varved clay increased by electro-osmosis". Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, Vol. 2, pp. 143-147.
- Yeung, A.T. (1994). "Electrokinetic flow processes in porous media and their applications". Advances in porous Media, Vol. 2, pp. 309-396.

جمشید صدرکریمی ، غلام مرادی (آبان ۱۳۷۲)، " اصلاح خاک های رسی واگرا به روش الکترواسمزی، " دومین سمینار بین المللی مکانیک خاک و مهندسی پی ایران، صفحه ۱ الی ۱۹.

فرح الله عسگری، علی فاخر (۱۳۷۲)، " تورم و واگرایی خاک ها از دید مهندسی ژئوتکنیک "، انتشارات جهاد دانشگاهی تهران.



## بررسی استفاده از رسوبات سد سفیدرود در تولید آجر و سفال

سهراب ویسه<sup>۱</sup>

ناهید خداپنده<sup>۲</sup>

فرحناز کریمزاده<sup>۳</sup>

### چکیده:

انباشته شدن رسوبات در دریاچه سدها یکی از بزرگترین مشکلاتی است که در مورد سدهای تمامی دنیا وجود دارد، کمالینکه حجم بسیار بزرگی از دریاچه سد سفیدرود توسط رسوبات دو رودخانه قزل اوزن و شاهرود اشغال گردیده و بیش از ۴۰ درصد از حجم مفید دریاچه کاسته شده است. در حال حاضر از روش رسوبات زدایی برای خارج ساختن رسوبات سد سفیدرود استفاده می‌شود. این روش علاوه بر مشکلاتی از قبیل افت سطح آب، لغزشی توده‌های رسوبات به جلوی دریچه‌های سد، فرسایش دیواره دریچه‌های پائینی سد و از بین رفتن تعداد زیادی ماهی، مشکل عدم تخلیه رسوبات انتهایی دریاچه را نیز به همراه دارد. چنانچه این رسوبات به روش لایروبی توسط ماشین‌آلات سنگین تخلیه گردد، علاوه بر کاستن از حجم عظیم رسوبات در طول دریاچه و افزایش حجم مفید کل سد، می‌توان از آنها بعنوان ماده خام در صنعت آجر، کاشی و سفال استفاده نمود. بخصوص اینکه خاک رس مناسب جهت آجرسازی در استان گیلان بسیار محدود بوده و نیازهای این استان از تهران و تاکستان تأمین می‌شود.

بدین منظور از پنج محل مختلف درهر دو شاخه دریاچه سد از رسوبات نمونه‌برداری بعمل آمد. بررسیهای کانی‌شناسی، آزمایشهای شیمیایی و فیزیکی بر روی نمونه‌های خاک شامل شناسایی کانی‌های تشکیل‌دهنده توسط تجزیه XRD و مطالعه میکروسکوپی، تعیین PH، اکسیدهای مشکله رسوبات و میزان نمکهای محلول آنها به روش تجزیه شیمیایی، تغییرات افت وزنی توسط دستگاه TG، تعیین وزن مخصوص، دانه‌بندی ذرات، هم‌ارز مخروط پیرومتریک، سطح ویژه و اندازه‌گیری حدود آتبرگ انجام شد. مقاومت خمشی، جذب آب و انقباض نمونه‌های آجر ساخته شده با رسوبات در دماهای مختلف اندازه‌گیری شد. میزان انقباض پخت و خشک، مقاومت فشاری و جذب آب آجر ساخته شده با نمونه‌های رسوبات تعیین شد. نتایج آزمایشهای انجام شده بویژه مقاومت فشاری و جذب آب نشان داد آجرهای تهیه شده در مقایسه با ویژگیهای استاندارد از کیفیت بالایی برخوردار اند. لذا پیشنهاد می‌شود از رسوبات سد سفیدرود در محل‌های مناسب توصیه شده جهت ساخت آجر و سفال استفاده شود.

### کلمات اصلی:

رسوبات دریاچه سد، سد سفیدرود، آجر، سفال، مقاومت فشاری، جذب آب، دانه بندی، استاندارد

<sup>۱</sup>عضو هیات علمی مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

<sup>۲</sup>کارشناس مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

<sup>۳</sup>کارشناس مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن

**مقدمه:**

انباشته شدن رسوبات در دریاچه سدها یکی از بزرگترین مشکلاتی است که در مورد سدهای تمامی دنیا وجود دارد. سد سپیدرود نیز بطور جدی با این مشکل مواجه است. محاسبه عمر این امر گویای این واقعیت است که سد در مدت نزدیک به سه دهه بخش زیادی از گنجایش مفید خود را از دست خواهد داد. از آنجا که از مدتها پیش نیاز روزافزون به مواد خام جهت صنایع آجر و سرامیک در ایران وجود داشته است، لذا برای برطرف نمودن این نیاز و حل مشکل فوق، اندیشه استفاده از این رسوبات در صنایع ساختمانی بصورت یک طرح صنعتی مورد مطالعه و بررسی قرار گرفت.

هم اکنون از روش رسوبزدایی (Flushing) برای کاهش رسوبات سد سپیدرود استفاده می شود. بدین ترتیب که با باز کردن دریچه های پائینی سد، آب با فشار زیاد رسوبات را با خود به خارج می راند. استفاده از این روش مشکلات زیادی بهمراه دارد، از جمله اینکه پایین آمدن سطح آب در طی عمل رسوبزدایی (حدود یک متر در هفته) باعث لغزش توده ای از رسوبات و تحرک آن می شود که جلوی دریچه های سد انباشته شده و مانع عبور جریان آب می گردد (پازوش، ۱۳۶۱).

مشکل اصلی دیگر در این روش، فرسایش دیواره دریچه های پائینی سد است. علاوه بر آن، هر ساله با خروج رسوبات از دریچه های سد، تعداد بیشماری ماهی نیز از بین می رود. اشکال دیگر روش رسوبزدایی آن است که رسوبات وارد شده به دریاچه سد عمدتاً در قسمتهای بالای دریاچه ته نشین می گردد و حال آنکه با باز شدن دریچه ها تنها رسوبات قسمت انتهایی (نزدیک به سد) تخلیه می شود. ضمناً برای خارج کردن رسوبات، نیز محدودیت زمانی وجود دارد تا میزان ذخیره دریاچه کاهش شدیدی نیابد. بجای روش رسوبزدایی یا به موازات آن می توان رسوبات دریاچه را لایروبی نمود و با استفاده از ماشین های سنگین نظیر بولدوزر و دستگاه های لایروب، رسوبات را از کناره های دریاچه و یا کف آن به کارخانه حمل کرد. با توجه به اینکه در استان گیلان، کارخانه سفال و آجرپزی محدود بوده و نیازهای این استان از تهران و تاکستان تأمین می گردد، لذا تأسیس کارخانه هایی در منطقه سد سپیدرود از اهمیت فراوانی برخوردار است. در این تحقیق ضمن انجام آزمایشهای معمول در شناخت خصوصیات کانی شناسی، شیمیایی و فیزیکی رسوبات، همچنین شناسنامه هر نمونه رسوب ارائه و در مورد کیفیت و مناسب بودن آن برای مصارف خاص ساختمانی، اظهار نظر شده است.

**روش تحقیق:**

در این تحقیق شناخت خصوصیات کانی شناسی، شیمیایی و فیزیکی رسوبات و مصالح ساخته شده از آنها مدنظر می باشد. بدین منظور پس از مطالعات اولیه در مورد مشخصات سد سپیدرود و آشنایی با موقعیت جغرافیایی و زمین شناسی حوزه آبریز از طریق بازدید صحرائی، مبادرت به انتخاب نقاط مناسب جهت نمونه برداری شد.

در نمونه برداری ها حتی المقدور سعی بر این بوده است تا نمونه ها از پراکندگی جغرافیایی مناسبی در محلهای انباشته از رسوب برخوردار باشند. نمونه برداری به روش دست خورده و مستقیم در طی دو مرحله و از پنج مکان مختلف از رسوبات دشت کناری دریاچه سد انجام پذیرفت که دو نمونه از شاخه شاهرود و سه نمونه دیگر از شاخه قزل اوزن برداشت شد.

پس از مراحل آماده سازی، دانه بندی به دو روش سرنندی و هیدرومتری در مورد نمونه ها انجام شد. سپس مطالعات کانی شناسی، شیمیایی و فیزیکی بر روی هر یک از نمونه ها صورت گرفت که منجر به تهیه شناسنامه ای برای رسوبات برداشت شده گردید.

آنالیز کانی شناسی نمونه ها به روش XRD انجام شد و با تعیین منشاء رسوبات از سازندهای زمین شناسی منطقه، نقش هر یک از این سازندها در رسوبزدایی حوزه آبریز تعیین گردید.

از طریق آزمایشات تجزیه شیمیایی درصد عناصر متشکله نمونه ها و افت حرارتی هر یک از آنها، میزان نمکهای محلول و PH نمونه ها مشخص شد. آزمایش آنالیز حرارتی (T.G.) و انبساط حرارتی جهت تعیین تغییر خواص هر یک از نمونه ها در مقابل تغییرات دما انجام پذیرفت.

وزن مخصوص و حدود آتربرگ هر یک از نمونه ها نیز تعیین شد.



از نمونه‌های رسوب نمونه‌های خشت به دو طریق فشاری و سنتی ساخته شده و در دماهای ۸۰۰، ۹۰۰، ۱۰۰۰ و ۱۱۰۰ درجه سانتیگراد در کوره پخته شدند. آزمایشهای مقاومت فشاری، میزان انقباض خطی پخت، انقباض کل، جذب آب و مقاومت خمشی بر روی هر یک از نمونه‌های آجرهای ساخته شده انجام گردید. تمامی آزمایشهای فوق مطابق روشهای استاندارد ایران و همچنین استانداردهای ASTM، BS و DIN انجام و نتایج حاصل از آنها با استانداردهای مربوط مقایسه شده‌اند.

#### یافته ها :

حوزه آبریز علیای سفیدرود که در ارتفاعات واقع شده دارای دو شاخه شاهرود و قزل اوزن است. شاخه شاهرود در امتداد سلسله جبال البرز تا حدود ارتفاعات مشرف به کرج می رسد. سنگهای این منطقه عمدتاً از توفهای اندزیتی و اسیدی و گدازه تشکیل شده اند، بطوری که سنگهای سازند کرج با سن ائوسن، منطقه وسیعی از حوزه را تشکیل می دهند. شاخه قزل اوزن رشته کوههای البرز را قطع نموده و به ارتفاعات اسد آباد و سندج منتهی می گردد که شامل بخشهای منجیل - هشتچین، میانه، زنجان، بیجار - سوجاس و قروه - دهکلان است.

بررسیها نشان می دهد که شاخه بزرگتر سفیدرود یعنی رود قزل اوزن با حدود ۷۶ درصد از کل جریان آب، نزدیک به ۸۴ درصد از کل رسوبات وارد شده به مخزن را به همراه داشته است. بیش از ۸۰ درصد از رسوبات وارد شده به دریاچه سد در بستر آن انباشته می گردد.

نتایج آزمایشهای شیمیایی نشان می دهد که میزان افت وزن در اثر سرخ شدن نمونه های مورد آزمایش از ۸ تا ۱۲/۵ درصد بوده است (جدول ۱). با توجه به ویژگی استاندارد که حداکثر ۱۶ درصد می باشد نمونه های مورد آزمایش از این نظر با استاندارد مطابقت دارند. حد مجاز اکسید سیلیسیم مطابق استاندارد ایران ۴۰ تا ۶۰ درصد است. نتایج آزمایشها نشان می دهد که سیلیس آنها بین ۴۹ و ۵۷ درصد بوده و از این نظر از کیفیت مناسب برخوردارند. اکسید آلومینیم در این نمونه ها بین ۱۳ و ۱۶ درصد بدست آمد که با ویژگی استاندارد (۹ تا ۲۱ درصد) مطابقت دارد. استاندارد شماره ۱۱۶۲ ایران حد مجاز برای اکسید فریک را بین ۳ و ۱۲ درصد معین کرده است. آزمایشها نشان می دهد این مقدار در نمونه های رسوبات سد سفیدرود بین ۶ و ۸ درصد متغیر است و از این نظر نیز مشکل کیفی وجود ندارد. حداکثر مجاز استاندارد برای اکسید کلسیم ۱۷ درصد است در حالی که تمامی نمونه ها کمتر از ۱۲ درصد CaO دارند و از این نظر نیز با استاندارد منطبق است. مقدار MgO در نمونه های رسوبات بین ۱/۲ و ۳ درصد قرار دارد و از حداکثر مجاز استاندارد (۴ درصد) کمتر است. مقادیر کلر و سولفات هم در تمامی نمونه ها صفر بوده و با استاندارد مطابقت است (جدول ۱).

مشخصات	LOI (%)	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	CaO (%)	MgO (%)	SO <sub>3</sub> (%)	NaCl (%)
ویژگیهای استاندارد شماره ۱۱۶۲ ایران	حداکثر ۱۶	۴۰-۶۰	۹-۲۱	۳-۱۲	حداکثر ۱۷	حداکثر ۴	حداکثر ۵	حداکثر ۰/۱
قزل اوزن - شیردشت	۷/۹۶	۵۶/۸۰	۱۲/۸۷	۸/۰۰	۹/۵۲	۱/۲۰	۰/۰۰	۰/۰۰
قزل اوزن - بهرام آباد	۱۲/۵۸	۴۹/۲۸	۱۶/۳۰	۶/۱۰	۱۲/۰۴	۱/۲۰	۰/۰۰	۰/۰۰
شاخه شاهرود - نیروگاه	۹/۲۸	۵۱/۹۸	۱۵/۲۰	۶/۶۰	۱۰/۰۸	۳/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰
قزل اوزن - شاه میدان	۱۲/۵۲	۴۹/۴۴	۱۵/۶۰	۶/۱۰	۱۰/۹۰	۲/۶۰	۰/۰۰	۰/۰۰
پل بین لوشان و منجیل	۱۰/۰۲	۴۹/۹۲	۱۵/۱۰	۶/۶۰	۱۱/۲۰	۲/۸۰	۰/۰۰	۰/۰۰

جدول ۱: نتایج آنالیز شیمیایی نمونه رسوبات برداشته شده از سد سپید رود

منشاء رسوبات دریاچه سد سفیدرود محصولات هواز دگی تشکیلات کرج عمدتاً آذر آواری و شیل با سن انوسن و طبقات قرمز مارن با سن نوژن است. تشکیل دهنده های اصلی کانیهای کوارتز، کلسیت، پلاژیو کلاز پرسدیم، کائولینیت، ایلیت، کلریت یا مونت موریلونیت و کریستوبالیت هستند (جدول ۲).

محل نمونه برداری	کانی های تشکیل دهنده
قزل اوزن - شیردشت	کوارتز - فلدسپات - پلاژیو کلاز سدیک - کلسیت و کریستوبالیت
قزل اوزن - بهرام آباد	کوارتز - کلسیت - پلاژیو کلاز پرسدیم - کائولینیت - ایلیت - کلریت یا مونت موریلونیت و کریستوبالیت
شاخه شاهرود - نیروگاه	کوارتز - کلسیت - پلاژیو کلاز پرسدیم - کائولینیت - ایلیت کلریت یا مونت موریلونیت و کریستوبالیت
قزل اوزن - شاه میدان	کوارتز - کلسیت - پلاژیو کلاز پرسدیم - کائولینیت - ایلیت کلریت یا مونت موریلونیت و کریستوبالیت
پل بین لوشان و منجیل	کوارتز - فلدسپات الکان - کلسیت - کائولینیت - ایلیت - کلریت یا مونت موریلونیت و کریستوبالیت

### جدول ۲: ترکیب کانی شناسی نمونه های رسوب سد سفیدرود

در جدول ۳ نتایج آزمایش دانه بندی نمونه های رسوبات سد سفید رود آمده است.

درصد ذرات کوچکتر از			مشخصات
م م ۰/۰۷۵	م م ۰/۴۲۵	م م ۲	
۴۹/۴	۱۰۰	۱۰۰	قزل اوزن - شیردشت
۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	قزل اوزن - بهرام آباد
۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	شاخه شاهرود - نیروگاه
۱۰۰	۱۰۰	۱۰۰	قزل اوزن - شاه میدان
۹۹/۸۹	۱۰۰	۱۰۰	پل بین لوشان و منجیل

### جدول ۳: دانه بندی نمونه های رسوبات سد سفیدرود

در جدول ۴ نتایج آزمایش PH، سطح ویژه و هم ارز مخروط پیرومتریک ارائه شده است.

مشخصات	PH	سطح ویژه (Cm2/g)	هم ارز مخروط پیرومتریک (C)
قزل اوزن - شیردشت	۸/۳۳	۷۴۷	۱۲۱۰
قزل اوزن - بهرام آباد	۸/۱۶	۷۲۴۷	۱۲۴۰
شاخه شاهرود - نیروگاه	۸/۲۳	۴۹۷۶	۱۲۱۵
قزل اوزن - شاه میدان	۸/۱۹	۵۰۴۳	۱۲۱۹
پل بین لوشان و منجیل	۲/۲۸	۵۰۴۳	۱۲۱۳

**جدول ۴:** نتایج آزمایشهای PH، سطح ویژه و هم ارز مخروط پیرومتریک نمونه رسوبات

در جدول ۵ نتایج آزمایشهای فیزیکی انجام شده بر روی نمونه های رسوبات سد سفیدرود ارائه شده است.

مشخصات	حد حالت روانی خاک، درصد	حد حالت خمیری خاک، درصد	نشانه حالت خمیری خاک، درصد	انقباض در اثر خشک شدن، درصد	انقباض در اثر پخت، درصد	جمع کل انقباض درصد	جذب آب آجر، درصد	مقاومت فشاری، (Kg/Cm2)
ویژگیهای استاندارد شماره ۷ و ۱۱۶۲ ایران	-	۳۰ تا ۱۷	-	-	-	-	۸ تا ۲۳	نما حداقل ۱۰۰ توکار حداقل ۶۰
قزل اوزن - شیردشت	NP	NP	NP	*	*	*	*	*
قزل اوزن - بهرام آباد	۴۶/۸۰	۲۹/۴۶	۱۷/۳۴	۱/۴۸	۱/۸۲	۳/۳۰	۱۷/۲۸	۴۶۷
شاخه شاهرود - نیروگاه	۴۰/۹۴	۲۸/۴۷	۱۲/۴۷	۰/۴۱	۰/۶۶	۱/۰۷	۱۸/۳۳	۳۲۸
قزل اوزن - شاه میدان	۴۱/۶۱	۲۵/۸۳	۱۵/۷۸	۰/۹۱	۱/۵۶	۲/۴۷	۱۸/۲۸	۳۹۷
پل بین لوشان و منجیل	۳۸/۴۴	۲۴/۹۹	۱۳/۴۵	۰/۲۹	۰/۱۷	۰/۴۶	۱۹/۷۰	۱۶۵

**جدول ۵:** نتایج آزمایشهای فیزیکی نمونه رسوبات برداشته شده از سد سپید رود

(NP) غیر خمیری

\* بعثت عدم چسبندگی لازم ساخت و پخت نمونه آجر امکان پذیر نشد.

نتایج آزمایش انقباض پخت و کل ، جذب آب و مقاومت خمشی آجر پخته شده در دماهای مختلف از نمونه رسوبات برداشته شده از بهرام آباد ، نیروگاه ، شیردشت و پل بین لوشان - منجیل به ترتیب در جداول ۶ ، ۷ ، ۸ و ۹ ارائه شده است.

۱۱۰۰	۱۰۰۰	۹۰۰	۸۰۰	دمای پخت ( C )
۱۰/۶۰	۱/۸۲	۱/۳۳	۱/۳۳	انقباض پخت خطی ( درصد )
۱۲/۰۸	۳/۳۰	۲/۸۱	۲/۸۱	انقباض کل ( درصد )
۰/۶۶	۱۷/۲۸	۱۸/۲۰	۱۹/۱۱	جذب آب ( درصد )
۳۴۵	۱۵۰	۹۸/۵	۹۰/۵	مقاومت خمشی ( Kg/Cm2 )

جدول ۶: نتایج آزمایش نمونه های پخته شده در دماهای مختلف با خاک بهرام آباد

۱۱۰۰	۱۰۰۰	۹۰۰	۸۰۰	دمای پخت ( C )
۱۳/۷۶	۰/۶۶	۰/۴۹	۰/۴۵	انقباض پخت خطی ( درصد )
۱۴/۱۷	۱/۰۷	۰/۹	۰/۸۶	انقباض کل ( درصد )
۰/۴۱	۱۸/۳۳	۱۹/۰۹	۱۹/۵۱	جذب آب ( درصد )
۴۱۹	۱۱۳/۹	۱۰۷/۵	۹۱/۸	مقاومت خمشی ( Kg/Cm2 )

جدول ۷: نتایج آزمایش نمونه های پخته شده در دماهای مختلف با خاک نیروگاه ، شاخه شاهرود

۱۱۰۰	۱۰۰۰	۹۰۰	۸۰۰	دمای پخت ( C )
۱۳/۱۰	۱/۵۶	۱/۳۴	۱/۳۳	انقباض پخت خطی ( درصد )
۱۴/۰۱	۲/۴۷	۲/۲۵	۲/۲۴	انقباض کل ( درصد )
۰/۵	۱۸/۲۸	۱۸/۶۸	۱۹/۱۹	جذب آب ( درصد )
۴۹۷	۱۵۰	۱۴۵/۵	۷۹/۶	مقاومت خمشی ( Kg/Cm2 )

جدول ۸: نتایج آزمایش نمونه های پخته شده در دماهای مختلف با خاک شیردشت

۱۱۰۰	۱۰۰۰	۹۰۰	۸۰۰	دمای پخت ( C )
۵/۹۶	۰/۱۷	۰/۱۷	۰/۱۷	انقباض پخت خطی ( درصد )
۶/۲۵	۰/۴۶	۰/۴۶	۰/۴۶	انقباض کل ( درصد )
۷/۵	۱۹/۷۰	۲۱/۰۸	۲۱/۳۲	جذب آب ( درصد )
۲۵۹/۵	۴۰/۱	۳۲/۶	۲۱/۵	مقاومت خمشی ( Kg/Cm2 )

جدول ۹- نتایج آزمایش نمونه های پخته شده در دماهای مختلف با خاک نزدیک پل بین لوشان و منجیل ، شاخه شاهرود

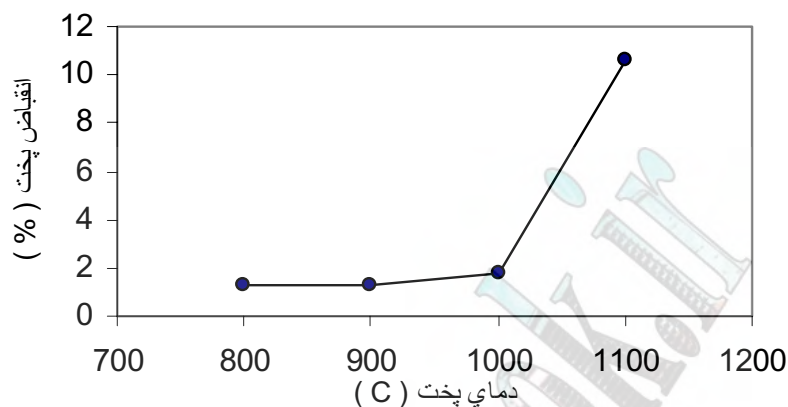
در شکل‌های ۲، ۳ و ۴ به ترتیب نمودار انقباض پخت ، جذب آب و مقاومت خمشی آجرهای ساخته شده با رسوبات بهرام آباد نسبت به دمای پخت ارائه شده است .

شکل‌های ۴، ۵ و ۶ به ترتیب نمودار انقباض پخت ، جذب آب و مقاومت خمشی آجرهای ساخته شده با رسوبات نیروگاه را نسبت به دمای پخت نشان می دهد.

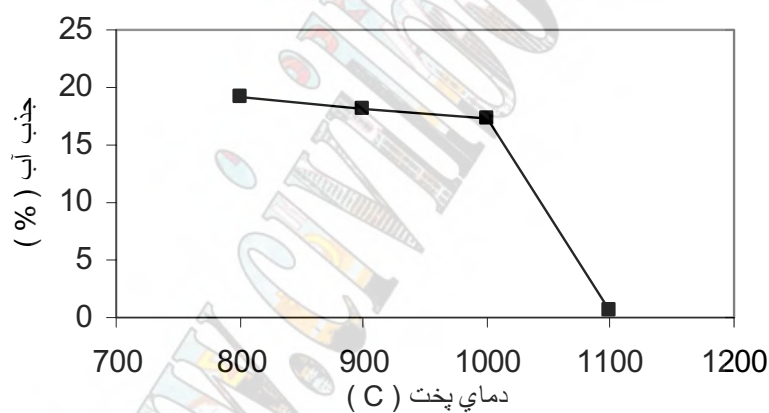
در شکل‌های ۷، ۸ و ۹ به ترتیب نمودار انقباض پخت ، جذب آب و مقاومت خمشی آجرهای ساخته شده با رسوبات شاه میدان نسبت به دمای پخت ارائه شده است .



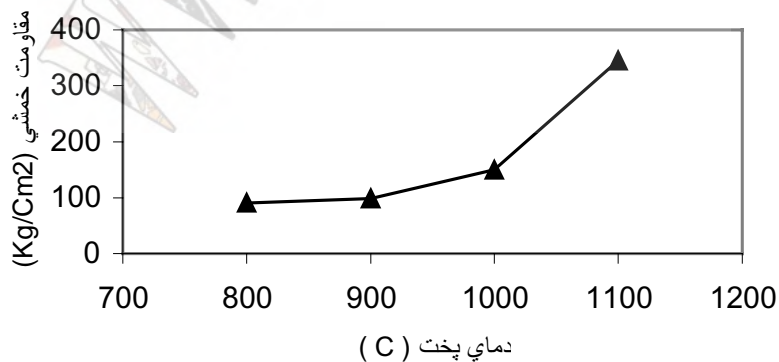
شکل‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲ به ترتیب نمودار انقباض پخت، جذب آب و مقاومت خمشی ساخته شده با رسوبات اطراف پل بین لوشان و منجیل را نسبت به دمای پخت نشان می‌دهد.



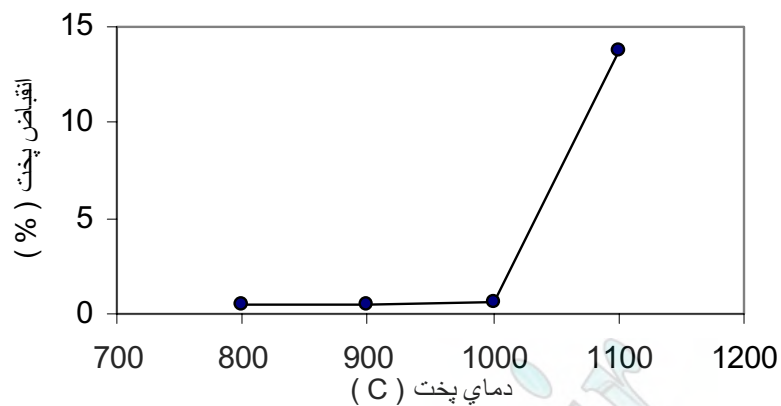
شکل ۱- نمودار تغییرات انقباض پخت نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات بهرام آباد



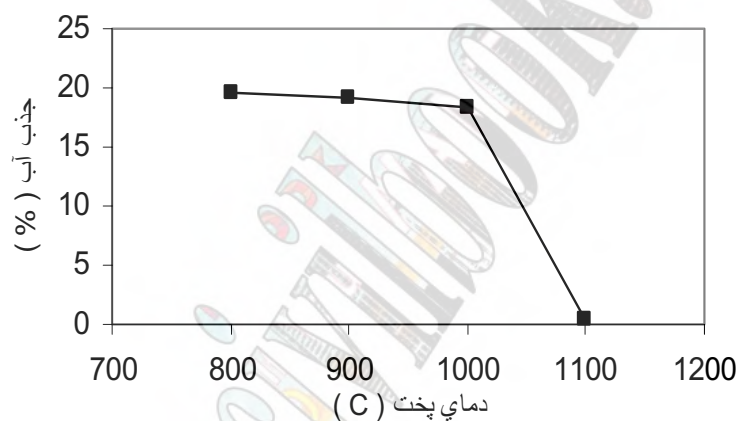
شکل ۲: نمودار تغییرات جذب آب نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات بهرام آباد



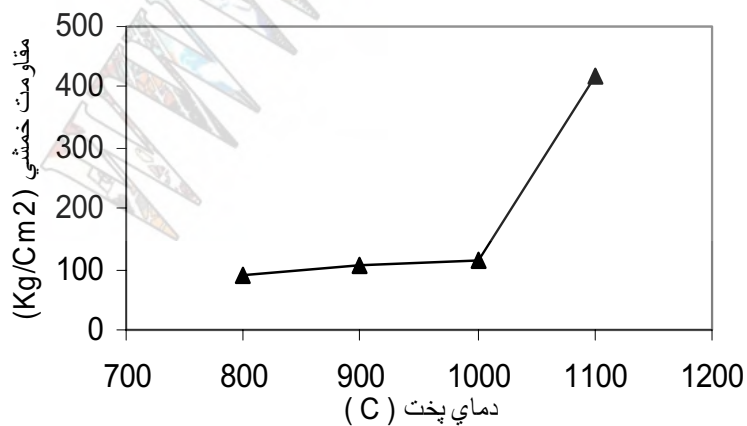
شکل ۳: نمودار تغییرات مقاومت خمشی نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات بهرام آباد



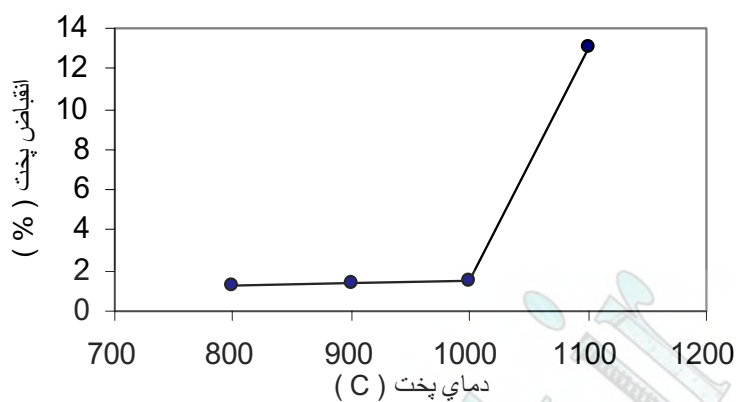
شکل ۴- نمودار تغییرات انقباض پخت نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات نیروگاه



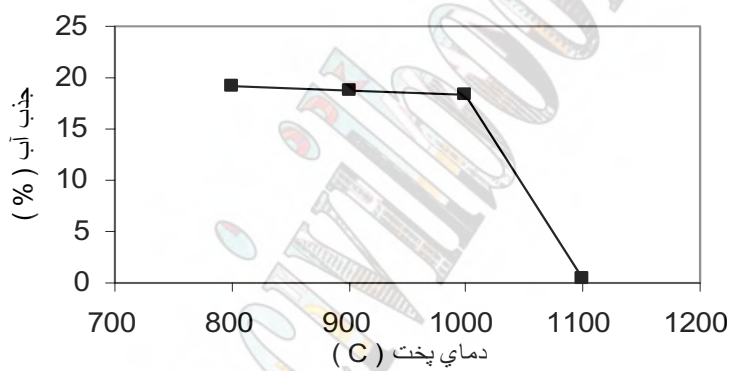
شکل ۵- نمودار تغییرات جذب آب نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات نیروگاه



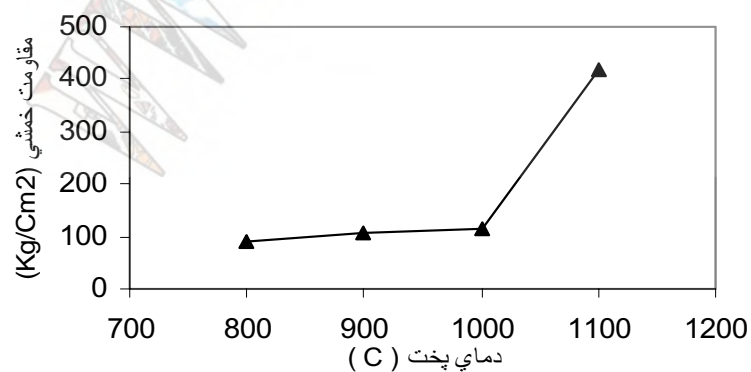
شکل ۶- نمودار تغییرات انقباض پخت نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات نیروگاه



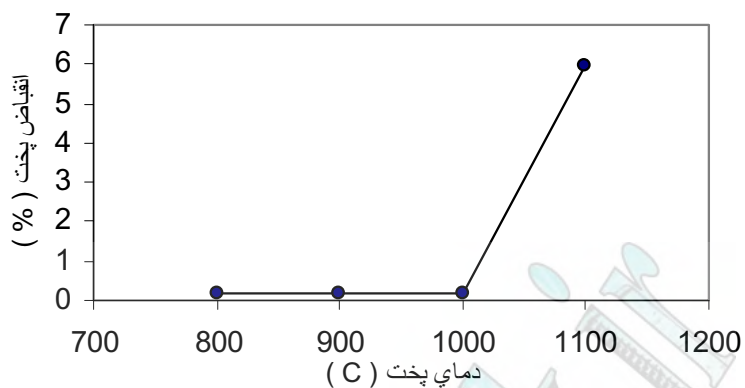
شکل ۷- نمودار تغییرات انقباض پخت نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات شیردشت



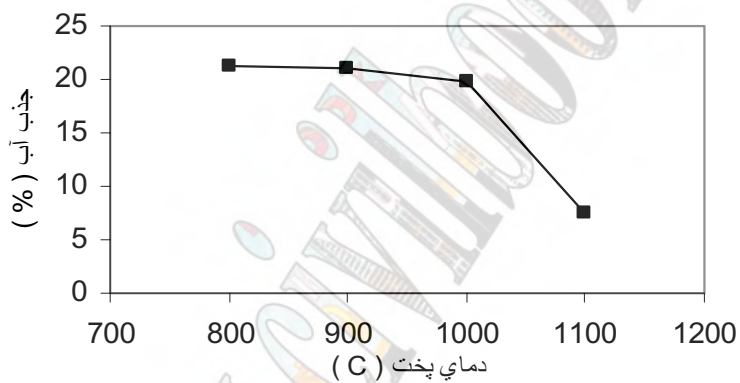
شکل ۸- نمودار تغییرات جذب آب نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات شیردشت



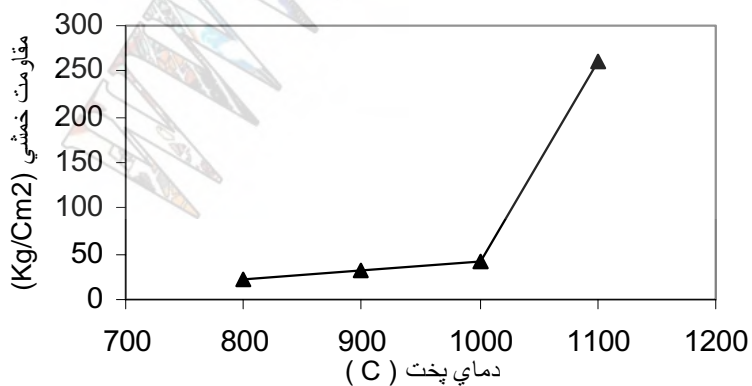
شکل ۹- نمودار تغییرات مقاومت خمشی نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات شیردشت



شکل ۱۰- نمودار تغییرات انقباض پخت نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات پل بین لوشان و منجیل



شکل ۱۱- نمودار تغییرات جذب آب نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات پل بین لوشان و منجیل



شکل ۱۲- نمودار تغییرات مقاومت خمشی نسبت به دمای پخت در آجرهای ساخته شده با رسوبات پل بین لوشان و منجیل

### نتیجه گیری

نتایج آزمایشهای شیمیایی نشان می دهد که کلیه نمونه های مورد آزمایش از نظر مشخصات شیمیایی با ویژگیهای استاندارد ایران مطابقت دارند. از نظر ترکیب کانی شناسی، کانی های عمدۀ عبارتند از کوارتز، پلاژیوکلاز و انواع رس شامل ایلیت، کائولینیت و مونت موریلونیت. اندازه دانه های رسوبات کوچکتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر است. اما نمونه شیردشت بعلت کم بودن میزان رس نسبت به سایر نمونه ها درشت دانه تر بوده و سطح ویژه کمتری (۷۴۷ سانتیمتر مربع بر گرم) دارد. سایر نمونه ها دارای سطح ویژه بیش از ۵۰۰۰ سانتیمتر مربع بر گرم بوده که نشانگر زیاد بودن میزان رس در آنهاست. از نظر دانه بندی و سطح مخصوص نمونه های اخیر برای تولید آجر و سفال بسیار مناسبند. هم ارزشمخروط پیرومتریک نمونه ها بیش از ۱۲۰۰ درجه سانتیگراد است. این نشان می دهد که مقدار مواد گداز آور در رسوبات کم و در حد قابل قبول است.

نتایج آزمایشهای حد حالت خمیری، روانی و نشانه حالت خمیری رسوبات منطقه شیردشت نشان داد که این نمونه غیر خمیری بوده و برای تولید آجر مناسب نیست. سایر نمونه ها دارای حدود روانی و خمیری قابل قبول هستند. میزان جذب آب اجرهای ساخته شده با رسوبات مناطق بهرام آباد، نیروگاه، شاه میدان و پل بین لوشان و منجیل ۱۷ تا ۲۰ درصد است که در مقایسه با ویژگی استاندارد از کیفیت مناسبی برخوردارند. مقادیر مقاومت فشاری نمونه های آجر ساخته شده بیش از حداقل مجاز برای آجر نما (۱۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) است. نتیجه آزمایش مقاومت فشاری نمونه بهرام آباد حدود ۴۷۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع بدست آمد که با ویژگیهای آجر مهندسی مرغوب درجه ۱ مطابقت دارد.

بدلیل حجم عظیم خاک مرغوب (رسوبات) برای ساخت آجر و سرامیک، و نزدیک بودن به جاده، تأسیس کارخانه آجر و سفال در منطقه بهرام آباد توصیه می شود.

### مراجع

- هرمز پازوش (۱۳۶۱)، "سوبگذاری در مخازن سدها - مسئله سد سفیدرود"، نشریه دانشکده فنی شماره ۴۴ سهراب ویسه (۱۳۷۳)، "آجر رسی خواص و تولید"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
- موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران (۱۳۷۵)، "استاندارد آجر رسی - ویژگی و روش آزمون"، شماره ۷، تجدید نظر دوم، چاپ هفتم

ASTM C62-97, " (1998) , Standard Specification for Building Brick ( Solid Masonry Units Made From Clay or Shale ), Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.05

Bender , W . , Hundle , F. ,(1982) , "Brick and Tile Making" , Berlin: Bauverlag

BSI, (1995), "Amendment No.1 to BS 3921:1985 ", British Standards Institution

BS 3921:(1985), "British Standard Specification for Clay Bricks", British Standards Institution

DIN 15065, Part 1; (1985) "Testing of ceramic materials: Determination of bulk density of shaped articles and fragments.

DIN 105 ,(1989), " Clay Bricks", Beuth Verlag Gmbh, Berlin

McNally G. H, (1998) , Soil & Rock Construction Materials , E & FN Spon  
Singer, F., Singer s., (1964), "Industrial Ceramics", Chapman & Hall LTD., London, (1964)



## تأثیر دانه‌بندی مصالح سنگی بر رفتار هسته بتن آسفالتی در سدهای خاکی و سنگریزه‌ای

سیروس احمدی<sup>۱</sup>

سید محسن حائری<sup>۲</sup>

### چکیده:

بتن آسفالتی یکی از گزینه‌های مورد استفاده به عنوان عنصر نفوذناپذیر سدهای خاکی و سنگریزه‌ای است. هدف از این تحقیق استفاده از دانه‌بندی‌های مختلف در طرح اختلاط بتن آسفالتی و بررسی ویژگی‌های مخلوط است. معیار بررسی، منحنی تنش و کرنش در آزمایش‌های تک محوری و سه محوری، نتایج آزمایش کشش غیر مستقیم و مقدار نفوذپذیری است. دانه‌بندی معیار فولر برای حداکثر اندازه سنگدانه ۰/۵ اینچ و ۱/۰ اینچ، به عنوان دانه‌بندی اصلی مورد مطالعه و دانه‌بندی‌های حدود بالا و پائین استاندارد ASTM D3515 (standard specification for hot-mixed paving mixture) به عنوان دانه‌بندی فرعی در این تحقیق بکار گرفته شد.

نتایج بدست آمده از آزمایش‌ها نشان می‌دهد که رفتار کلی نمونه‌های آزمایشی که دانه‌بندی آنها مطابق معیار فولر باشد، حتی با تغییر در حداکثر اندازه مصالح سنگی یکسان است. دانه‌بندی معیار فولر نسبت به دو دانه‌بندی دیگر استحکام و مقاومت بیشتری را سبب می‌شود. نمونه‌های بتن آسفالتی با معیار دانه‌بندی فولر و حداکثر اندازه درشت دانه مختلف، ضریب نفوذپذیری بسیار کوچکی دارند.

### کلمات کلیدی:

هسته بتن آسفالتی، دانه‌بندی مخلوط بتن آسفالتی، دستگاه آزمایش نفوذپذیری، نفوذپذیری بتن آسفالتی، مقاومت برشی بتن آسفالتی.

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد مکانیک خاک و پی دانشگاه صنعتی شریف، شرکت خدمات مهندسی طوس آب

Ahmadi\_Eng@yahoo.com

<sup>۲</sup> دانشیار دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شریف، مدیر گروه مرکز زلزله،

Haeri@civil.sharif.ac.ir

**(۱) مقدمه:**

مصالح سنگی و فیلر ۹۰ تا ۹۵ درصد وزن بتن آسفالتی و ۸۰ تا ۸۵ درصد حجم بتن آسفالتی را اشغال می‌کنند. در نتیجه بسیاری از خواص بتن آسفالتی، ناشی از مصالح سنگی بکار رفته در آن و بخصوص دانه‌بندی آن می‌باشد. اصول اولیه و پایه‌ای برای تعیین دانه‌بندی بتن آسفالتی برای سازه‌های هیدرولیکی، به تحقیقات و آزمایشهای انجام گرفته از طرف مهندسين راه سازی بر می‌گردد. این دانه‌بندی به نام منحنی دانه‌بندی فولر<sup>۱</sup> معروف است. بیان ریاضی منحنی دانه‌بندی فولر به صورت زیر است:

$$P_i = \left( \frac{D_i}{D_{\max}} \right)^n \times 100 \quad (\text{رابطه ۱})$$

که در آن:

$$P_i = \text{درصد رد شده مصالح از الک با ابعاد چشمه } D_i \quad D_i = \text{اندازه الک}$$

$$D_{\max} = \text{حداکثر اندازه ذرات بکار رفته در ساخت مخلوط بتن آسفالتی} \quad n = \text{توان معادله (بین ۰/۴ تا ۰/۵)}$$

مقدار عددی بکار رفته برای  $n$  (توان معادله) متغیر می‌باشد. به عنوان مثال مقدار عددی برای ساخت بتن آسفالتی، به عنوان عضو آب بند در برخی از پروژه‌های ساخته شده در اروپا، ۰/۴۱ می‌باشد [Creagan & Monsimith, 1996]. انستیتو آسفالت مقدار عددی ۰/۵ را به عنوان توان معادله برگزیده است و معتقد است که منحنی دانه‌بندی با این مشخصات می‌تواند حداکثر دانسیته و کمترین فضای خالی را در مخلوط بتن آسفالتی ایجاد کند [Asphalt Institute, 1994]. رابطه ریاضی منحنی دانه‌بندی فولر بر اساس آزمایشهای انجام گرفته از سوی L. W. Nijboer ارائه گردیده است. در واقع وی اولین نفری بود که در سال ۱۹۴۳ از توابع نمایی<sup>۲</sup> برای ارائه رابطه دانه‌بندی استفاده کرد. او به رسم منحنی دانه‌بندی‌هایی که کمترین فضای خالی بین مصالح و بیشترین دانسیته در مخلوطهای آسفالتی را سبب می‌شدند در شکلی، که هم محور افقی (اندازه الک‌ها) و هم محور قائم (درصد عبوری مصالح از الک‌ها) آن لگاریتمی<sup>۳</sup> بود، پرداخت. همانطور که در شکل (۱) مشاهده می‌گردد، در هر دو نوع دانه‌ها منحنی‌های دانه‌بندی که دارای کمترین فضای خالی مصالح و بیشترین دانسیته در مخلوط آسفالتی باشد، دارای شیب ۰/۴۵ بودند.

نیز Lufsey, Goode، دانه‌بندی‌هایی را که دارای شیب مختلف بر روی چارت دانه‌بندی با محور افقی و قائم لگاریتمی بودند، مورد آزمایش قرار دادند. شیب منحنی‌ها و شماره دانه‌بندی‌ها در شکل (۲)، مشخص است. شکل (۳) بیانگر نتایج در مورد مقادیر مقاومت مارشال و فضای خالی بین مصالح (در مورد دانه‌بندی شماره ۱ الی ۶) می‌باشد. از روی شکل (۳) می‌توان این نتیجه را گرفت که منحنی دانه‌بندی با شیب ۰/۴۳۵ در روی چارت دانه‌بندی با محور افقی و قائم لگاریتمی، کمترین فضای خالی بین مصالح و یا بیشترین دانسیته را برای مخلوط بتن آسفالتی ارائه می‌کند. تفاوت این عدد با معیار ۰/۴۵ که Nijboer طی تحقیقاتش به آن دسترسی پیدا کرده، قابل اغماض و صرف‌نظر کردن است.

**(۲) شرح آزمایشها:**

در این پژوهش حداکثر اندازه سنگدانه‌ها (Maximum Size of Aggregate :M.S.A)، برابر ۰/۵ اینچ (۱۲/۵ mm) و یک اینچ (۲۵/۴ mm) برای ساخت نمونه‌های آزمایشی در نظر گرفته شد. علت انتخاب این ابعاد به عنوان حداکثر اندازه سنگدانه‌ها، محدودده‌ای است که تا به حال به طور معمول، به عنوان حداکثر اندازه سنگدانه‌ها در ساخت هسته بتن آسفالتی سدها به کار گرفته شده

<sup>۱</sup> Fuller Gradation Curve

<sup>۲</sup> Exponential Functions

<sup>۳</sup> Double Log Chart

است (۱۹ mm تا ۳۸ mm) در شکلهای (۴) و (۵) منحنی دانه‌بندی‌های ارائه شده توسط ASTM D3515<sup>۴</sup>، به همراه معیار دانه‌بندی فولر برای حداکثر اندازه مصالح سنگدانه‌ای، به ترتیب برابر ۱۰، اینچ و ۰/۵ اینچ رسم شده است. جنس مصالح سنگدانه، سنگ آهک شکسته شده بود.

## ۱-۲) مشخصات کمی دانه‌بندی مصالح سنگی و قیر مورد مصرف در طرح اختلاط

جدول (۱) مشخصات کمی دانه‌بندی‌های مورد مصرف را نشان می‌دهد. مقادیر این جدول توسط نمایش منحنی هر کدام از دانه‌بندی‌ها، بدست آمده است.

آزمایشها و مشاهدات اولیه به کمک آزمایشهای تک محوری، سبب انتخاب مقدار قیر با درصدهای ۵/۰ و ۵/۵ و ۶ درصد، برای مصالح با بزرگترین اندازه دانه برابر یک اینچ و انتخاب قیر در مقادیر ۵/۵ و ۶/۰ و ۶/۵ درصد، برای مصالح با بزرگترین اندازه دانه برابر ۰/۵ اینچ شد.

برای ساخت نمونه‌ها از قیر خالص، با درجه نفوذ ۷۰-۶۰ تولیدی پالایشگاه تهران، استفاده شد.

## ۲-۲) نحوه ساخت نمونه‌های آزمایشی بتن آسفالتی

در این تحقیق جهت انجام آزمایشات قالب استوانه‌ای شکل ساخته شد. ارتفاع و قطر داخلی، به ترتیب ۲۹۲/۱ mm و ۱۰۱/۶ mm (مشابه سایر تحقیقات) می‌باشد. بعنوان مثال قالبها و دستک‌های مربوط به ساخت نمونه‌های آزمایشی، که جهت انجام آزمایش سه محوری توسط Smith طراحی شده است، دارای ارتفاع ۸ اینچ (۲۰۳/۲ mm) و قطر ۳/۸۲ اینچ (۹۷ mm) می‌باشد. برای آنکه در مراحل مختلف ساخت نمونه‌های آزمایشی، از یک روش معتبر و یکنواخت تبعیت گردد، از استاندارد ASTM D1074<sup>۵</sup> استفاده شد. این استاندارد روش انجام آزمایش مقاومت فشاری مخلوطهای قیری متراکم را بیان می‌کند.

نیم ساعت قبل از ساختن هر سری از نمونه‌ها، قیر داخل گرمخانه قرار داده میشود، تا بتدریج به دمای  $163+28^{\circ}C$  برسد. پس از گذشت نیم ساعت، مصالح سنگی توزین شده متناسب با دانه‌بندی مطلوب و قیر در داخل ظرف اختلاط قرار داده می‌شود و بمدت ۱۲۰ ثانیه توسط دستگاه اختلاط مخلوط می‌گردد. هنگامی که دمای مخلوط مطابق استاندارد به محدوده ۱۲۱ تا ۱۲۷ درجه سانتی‌گراد رسید، می‌توان به قالب گیری مخلوط پرداخت. سپس دستک پایینی را در انتهای قالب استوانه‌ای قرار داده و چهار بار و هربار ۱/۴ از مخلوط آسفالتی را داخل قالب می‌ریزیم و سپس ۲۵ ضربه روی نمونه وارد میکنیم. طبق استاندارد این ۲۵ ضربه طوری وارد می‌شود، که ۱۵ ضربه دور نمونه و ۱۰ ضربه بعدی در قسمت مرکزی بر روی نمونه وارد می‌گردد. در انتها، دستک بالایی روی نمونه قرار داده می‌شود.

نحوه انجام عمل تراکم به گونه‌ای است، که میزان انرژی لازم برای عمل تراکم، مانند روش مذکور در استاندارد است. برای آن که نمونه آزمایشی دارای وجوه صاف باشد، در ابتدا تحت فشار  $10 \text{ kg/cm}^2$  قرار می‌گیرد. در مرحله دوم به کفه بالایی و پایینی فشار  $207 \text{ kg/cm}^2$ ، به مدت ۲ دقیقه وارد می‌شود، تا نمونه متراکم گردد.

پس از انجام عمل تراکم به مدت ۱۰ تا ۱۵ دقیقه قالب در برابر جریان هوای پهنه قرار می‌گیرد، تا نمونه به تدریج خنک گردد سپس توسط یک جک هیدرولیکی، نمونه به نحوی که صدمه نبیند، به آرامی از قالب خارج می‌گردد.

مطابق استاندارد، نمونه پس از خارج شدن از قالب استوانه‌ای، به مدت ۲۴ ساعت در داخل گرمخانه با دمای  $60^{\circ}C$  قرار می‌گیرد. بعد از گذشت این زمان، نمونه‌ها در داخل کیسه‌های محافظ قرار داده می‌شود تا برای انجام آزمایشها از آنها استفاده گردد.

<sup>۴</sup> Specification for Hot - Mixed , Hot - Laid Bituminous Paving Mixtures

<sup>۵</sup> Test Method for Compressive Strength of Bituminous Mixtures

### ۳-۲) آزمایش فشاری تک محوری و سه محوری

به کمک آزمایشهای تک محوری و سه محوری، می توان سطح تنش واقعی بتن آسفالتی در هسته را مدل سازی نمود. در این تحقیق فشار همه جانبه صفر در آزمایش تک محوری و فشار همه جانبه ۳ و ۶ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در آزمایش سه محوری، برای نمونه های آسفالتی در نظر گرفته شد. این آزمایش توسط دستگاه سه محوری که در مکانیک خاک از آن استفاده می شود، انجام گرفت ولی، با توجه به مقاومت برشی زیاد مخلوط آسفالت نسبت به خاک، قبل از انجام آزمایش بایستی تغییراتی در آن ملحوظ می گردید. در این راستا از حلقه فشاری<sup>۱</sup> قوی تری استفاده شد. سرعت کرنش،  $5 \text{ mm/min}$ ، در نظر گرفته شد. این چنین سرعتی برای نمونه های به ارتفاع حدود ۲۰ سانتیمتر، برابر ۰،۷۵ درصد در دقیقه است. (نرخ کرنش در آزمایش های مکانیک خاک معمولاً ۲ درصد در دقیقه در نظر گرفته می شود).

با داشتن مقدار نیرو و میزان تغییر شکل محوری می توان منحنی تنش-کرنش بتن آسفالتی را به دست آورد. منحنی ها از میانگین نتایج آزمایش روی دو نمونه با شرایط یکسان، که نزدیکترین نتایج را نسبت به هم دارند، به دست آمده است.

### ۴-۲) آزمایش نفوذ پذیری

. استاندارد ASTM D3637<sup>۲</sup>، مشخصات انجام آزمایش برای نفوذپذیری مخلوطهای قیری، چه در آزمایشگاه و چه در محل، را ارائه می کند. این دستگاه دارای جزئیات فراوانی می باشد، بالطبع روش انجام آزمایش مطابق این استاندارد، مراحل زیادی را شامل می گردد.

برای بدست آوردن ضریب نفوذپذیری، می توان از ایده بکار رفته در استاندارد ASTM D2434 استفاده کرد. این استاندارد روش انجام آزمایش نفوذپذیری با پتانسیل ثابت<sup>۳</sup>، برای خاکهای دانه ای را بیان می کند. در این آزمایش، از همان نمونه های استوانه ای، استفاده گردید. شکل های (۶) و (۷) به ترتیب دستگاه تعیین ضریب نفوذپذیری را به صورت شماتیک و تصویر نشان داده اند. گرادیان هیدولیکی ایجاد شده در نمونه ها تحت فشار مزبور در حدود ۶۷۰ می باشد.

### ۳) نتایج آزمایشها

#### ۳-۱) نتایج آزمایش تک محوری و سه محوری بر روی نمونه ها، با حداکثر اندازه مصالح ۰/۵ اینچ

در ابتدای آزمایشها، قیر به میزان ۵/۵، ۶ و ۶/۵ درصد وزنی کل مخلوط با سنگدانه هایی که دارای دانه بندی معیار فولر بودند، مخلوط می شد. شکل های (۸)، (۹) و (۱۰) تاثیر مقدار قیر را در منحنی تنش و کرنش نمونه هایی که با فشار جانبی به ترتیب صفر، سه و شش کیلوگرم بر سانتی متر مربع، مورد آزمایش قرار گرفته اند، نشان می دهد. نتایج آزمایشهای تک محوری نشان داد در میزان قیر ۶ درصد، بیشترین مقاومت نصیب نمونه های آزمایشی می گردد. انجام آزمایشهای سه محوری نیز مقدار قیر ۶ درصد را به عنوان قیر بهینه، برای چنین مخلوطی معرفی نمود.

#### ۳-۲) نتایج آزمایش تک محوری و سه محوری بر روی نمونه ها، با حداکثر اندازه مصالح ۱/۰ اینچ

با ثابت نگه داشتن منحنی دانه بندی در معیار فولر و تغییر مقدار قیر به میزان ۵/۰، ۵/۵ و ۶ درصد وزن کل مخلوط، آزمایشهای تک محوری و سه محوری بر روی نمونه ها صورت گرفت. برای بررسی این اثر می توان از شکل های (۱۱)، (۱۲) و (۱۳)، که منحنی های تنش و کرنش نمونه ها را در فشارهای جانبی به ترتیب صفر، سه و شش کیلوگرم بر سانتی متر مربع نشان می دهند، استفاده کرد. می توان به این نتیجه دست یافت که مقدار قیر بهینه در نمونه های آزمایشی، برابر ۵/۵ درصد است

<sup>۱</sup> Ring

<sup>۲</sup> Standard Test Methods for Permeability of Bituminous Mixtures

<sup>۳</sup> Constant Head

### ۳-۳) مقایسه نتایج حاصل از آزمایشهای مقاومت فشاری بین حداکثر اندازه مصالح ۰/۵ اینچ و ۱/۰ اینچ

#### ۳-۳-۱) مقدار قیر بهینه

مقدار قیر بهینه بدست آمده برای دانه بندی با معیار فولر و بزرگترین اندازه مصالح ۰/۵ اینچ، برابر ۶ درصد می باشد. این مقدار، نزد مصالح سنگی با دانه بندی منحنی فولر و حداکثر مصالح سنگی ۱۰، اینچ، ۵/۵ درصد است. مقدار قیر لازم از دیدگاه اندیس قیری<sup>۹</sup>، قابل توجه است. اندیس قیری، از تقسیم مقدار قیر لازم برای آغشته کردن سطح دانه ها، به سطح مخصوص دانه ها<sup>۱۰</sup> بدست می آید [Creagan & Monismith, 1966]. اگر فرض شود، مقدار ضخامت قیر لازم برای آغشته کردن دانه ها به اندازه t باشد، درصد وزنی قیر از رابطه زیر بدست می آید:

$$\text{Bitumen content (\%)} = \frac{(S.A)(t)(\text{unit wgt. Bitumen})}{100} \quad (\text{رابطه ۲})$$

طبق رابطه فوق هر قدر سطح مخصوص دانه ها بیشتر شود، مقدار قیر لازم بیشتری برای آغشته کردن دانه ها لازم است. مقدار سطح مخصوص دانه ها، با حداکثر اندازه ۱/۰ اینچ برابر  $86.7 \text{ cm}^2/\text{gr}$  و برای مصالح با حداکثر اندازه ۰/۵ اینچ برابر  $121.7 \text{ cm}^2/\text{gr}$  محاسبه شده است، در نتیجه مقدار درصد قیر بهینه بیشتر نزد مصالح با حداکثر اندازه ۰/۵ اینچ توجه می گردد.

#### ۳-۳-۲) مقایسه منحنی های تنش و کرنش در مقدار قیر ثابت

مقایسه بین منحنی های تنش و کرنش در میزان قیر ثابت با حداکثر اندازه درشت دانه یک اینچ و ۰/۵ اینچ برای مقدار قیر ۵/۵ و ۶ درصد، میسر خواهد بود.

به کمک شکل های (۱۴) تا (۱۹) می توان به مقایسه بین منحنی های تنش و کرنش در فشارهای جانبی صفر، ۳ و ۶ کیلوگرم بر سانتی متر مربع پرداخت. نتایج زیر قابل حصولند:

۱) نزدیک بودن نسبی منحنی های تنش و کرنش، بیانگر خصوصیات رفتاری یکسان نمونه ها، در برابر اعمال نیرو می باشد.  
 ۲) سختی (مدول یانگ) نمونه های آسفالتی با تغییر حداکثر اندازه سنگدانه ها، تقریباً ثابت باقی می ماند. (۳) تفاوت بین منحنی های تنش و کرنش در مقدار قیر ۶ درصد، بیشتر می باشد. (۴) کشیدگی نسبی منحنی های تنش و کرنش، نزد نمونه ها با حداکثر اندازه سنگدانه ای ۱/۰ اینچ، بیشتر می باشد (به غیر از یک مورد). (۵) کرنش نظیر مقاومت گسیختگی بین نمونه ها، یکسان است. (۶) به صورت نسبی حداکثر تنش ایجاد شده در نمونه ها، با حداکثر اندازه سنگدانه ۰/۵ اینچ، بیشتر است.

#### ۳-۳-۳) مقایسه منحنی های تنش و کرنش در مقدار قیر بهینه

در شکل های (۲۰) تا (۲۲) منحنی تنش و کرنش نمونه های آزمایشی، در درصد قیر بهینه متناظر با حداکثر اندازه سنگدانه ها، در فشارهای جانبی صفر، ۳/۰ و ۶/۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع نشان داده شده است. می توان موارد ذیل را از مقایسه منحنی ها با یکدیگر، بدست آورد:

۱) شکل کلی منحنی ها، در هر دو نمونه یکسان می باشد. (۲) سختی نمونه های آزمایشی، نزد هر دو نوع مخلوط آسفالتی، تفاوت چندانی ندارد. (۳) کرنش نظیر مقاومت گسیختگی، بین نمونه ها مانند هم است. (۴) حداکثر اندازه سنگدانه ای ۰/۵ اینچ، در درصد قیر بهینه خود، بطور نسبی دارای مقاومت گسیختگی بیشتری است.

<sup>۹</sup> Bitumen Index (B.I)

<sup>۱۰</sup> Surface Area (S.A)



### ۳-۴) مقایسه منحنی‌های تنش و کرنش در معیار دانه‌بندی فولر و حدود بالا و پایین استاندارد ASTM

#### ۳-۴-۱) حداکثر اندازه مصالح سنگی ۰/۵ اینچ

منحنی تنش و کرنش با معیار دانه‌بندی مختلف، در فشارهای جانبی صفر، سه و شش کیلوگرم بر سانتی متر مربع در شکل‌های (۲۳)، (۲۴) و (۲۵) نشان داده شده است. مقدار قیر در این مخلوط‌ها، ۶ درصد، برابر مقدار قیر بهینه است. با بررسی این شکلها موارد زیر حاصل می‌گردد:

۱) شکل کلی منحنی‌های تنش و کرنش، تفاوت جزئی نسبت به یکدیگر دارند. ۲) تنش گسیختگی، به ترتیب از معیار دانه‌بندی فولر، حد بالا و حد پایین مقدار کمتری را به خود اختصاص می‌دهد. این مسئله نشان دهنده این مورد است که منحنی دانه‌بندی فولر، می‌تواند مقاومت بهتری را نسبت به دو دانه‌بندی دیگر ارائه کند. علت این امر نیز، به سبب توزیع متناسب دانه‌ها، از کوچکترین تا بزرگترین اندازه می‌باشد. ۳) منحنی تنش و کرنش حاصل از دانه‌بندی حد بالای استاندارد، به منحنی تنش و کرنش ناشی از دانه‌بندی معیار فولر نزدیکتر است. ۴) مقدار مدول یانگ بترتیب از معیار دانه‌بندی فولر، حد بالا و حد پایین استاندارد، کمتر می‌شود. در این بین اختلاف در مقدار مدول یانگ ناشی از دانه‌بندی حد پایین، نسبت به دو معیار دیگر بیشتر است. ۵) تنش حداکثر ایجاد شده در معیار حد پایین، نسبت به دو معیار دیگر کمتر است. ۶) کرنش نظیر تنش گسیختگی در معیار دانه‌بندی حد پایین بیش از کرنش گسیختگی در دو معیار دیگر است.

علت بیشتر بودن مقاومت گسیختگی حد بالا نسبت به حد پایین استاندارد در سه مورد ذیل خلاصه شده است:

الف) محدوده بالایی منحنی دانه‌بندی، تراکم پذیری بیشتری را نسبت به محدوده پایینی دارد [ICOLD, 1992]. (ب) طبق پیشنهاد ICOLD با افزایش مقدار درصد ریزدانه تاحدودی، تراکم مخلوط با صرف کردن انرژی ثابت برای عمل تراکم، بیشتر می‌شود. تراکم پذیری بیشتر در حد بالا، که ریز دانه آن بیشتر از حد پایین است، سبب افزایش جزئی مقاومت می‌شود [ICOLD, 1992]. (ج) در یک حجم ثابت از مخلوط بتن آسفالتی، تعداد دانه‌های مصالح در دانه‌بندی حد بالا، بیش از دانه‌بندی حد پایین است. با توجه به آنکه مقدار در صد قیر در هر دو نمونه‌ها ثابت است و این مقدار همان درصد قیر بهینه مربوط به منحنی دانه‌بندی فولر است، در نتیجه درگیری و قفل و بست شدن مکانیکی<sup>۱۱</sup> در مصالح، که از دانه‌بندی حد بالای استاندارد تبعیت می‌کنند، بیشتر اتفاق می‌افتد.

#### ۳-۴-۲) حداکثر اندازه مصالح سنگی یک اینچ

شکل‌های (۲۵)، (۲۶) و (۲۷) منحنی تنش و کرنش مخلوط‌های آسفالتی، با استفاده از دانه‌بندی فولر، حد بالا و حد پایین استاندارد، در فشارهای جانبی صفر، سه و شش کیلوگرم بر سانتی متر مربع را نشان می‌دهند. موارد که در قسمت قبل بیان شد، در اینجا نیز قابل تعمیم است.

#### ۳-۵) محاسبه پارامترهای مقاومت برشی

در جدول (۳) محاسبات پارامترهای مقاومت برشی در دو حالت، با در نظر گرفتن و بدون در نظر گرفتن فشار جانبی  $6 \text{ kg/cm}^2$  آمده است.

#### ۳-۶) مشخصات فیزیکی نمونه‌های بتن آسفالتی

. هر گاه حداکثر میزان حفره‌های هوا، ۳ درصد حجم کل مخلوط باشد، نفوذپذیری بتن آسفالتی حتمی است [Hoeg, 1993]. کمتر بودن مقدار فضای خالی مخلوط بتن آسفالتی، کمتر از ۳ درصد، معیاری برای اطمینان از نفوذناپذیری آن است. جدول‌های (۴) و (۵) به ترتیب مشخصات فیزیکی نمونه‌های آزمایشی با حداکثر اندازه سنگدانه ۰/۵ اینچ ۱۱/۰ اینچ را نشان می‌دهد. همانطور که از این جدولها پیداست، مقدار فضای خالی " $V_v$ " نزد دانه بندی‌های معیار فولر و حد بالای استاندارد ASTM کمتر از ۲ درصد میباشد

<sup>۱۱</sup> Mechanical Interlocking

در صورتی که این مقدار در دانه بندی حد پائین استاندارد بیش از ۳ در صد است. علائم و اختصارات بکار رفته در این جداول بصورت زیر است:

$G_b$ : چگالی قیر	$G_{se}$ : چگالی مؤثر کل دانه‌ها
$G_{mm}$ : چگالی حداکثر مخلوط بدون حفره‌های هوا	$G_{mb}$ : چگالی واقعی مخلوط متراکم
$P_b$ : درصد وزنی قیر نسبت به وزن کل مخلوط	$P_{ba}$ : درصد وزنی قیر جذب شده توسط دانه‌ها نسبت به وزن کل دانه‌ها
$P_{be}$ : درصد وزنی قیر مؤثر نسبت به وزن کل مخلوط	$P_{mm}$ : درصد وزنی کل مخلوط غیر متراکم برابر ۱۰۰
$P_s$ : درصد وزنی دانه‌های مصالح نسبت به وزن کل دانه‌ها	$V_a$ : درصد حجمی حفره‌های هوای مخلوط متراکم شده نسبت به حجم کل مخلوط
$VFA$ : درصد حجمی حفره‌های هوای پر شده از قیر	$VMA$ : درصد حجمی حفره‌های هوای بین مصالح نسبت به حجم کل مخلوط

### ۲-۳) بررسی نتایج حاصل از آزمایش نفوذپذیری

#### ۲-۳-۱) نتایج حاصل از آزمایش با حداکثر اندازه سنگدانه ۱/۰ اینچ

نتایج حاصل از انجام آزمایش نفوذپذیری، بر روی دو نمونه آزمایشی که برای ساخت آنها از مصالح سنگدانه‌ای با حداکثر اندازه ۱/۰ اینچ و مقدار قیر ۵/۵ درصد استفاده شده است، در شکل (۲۸) ارائه شده است ضریب نفوذپذیری با گذشت زمان انجام آزمایش، افزایش پیدا کرده و بعد از گذشت زمان حدود ۲۰۰۰۰ ثانیه (۵/۵ ساعت) از ابتدای شروع آزمایش به یک حالت حدی نزدیک می‌شود.

علت این تغییرات زمانی بدین دلیل است که، حفرات خالی به تدریج با گذشت زمان، جای خود را به آب می‌دهند و در نتیجه آب مسیر بیشتری برای تراوش و نفوذ از میان نمونه را پیدا میکند و مقدار تراوش آب از میان نمونه، به یک حالت حدی می‌رسد. در نتیجه ضریب نفوذپذیری به مقدار ثابتی نزدیک می‌شود. آنچه را که در واقع می‌توان به عنوان ضریب نفوذپذیری بتن آسفالتی استفاده کرد، مربوط به این حالت حدی می‌گردد. ضرایب نفوذپذیری در نمونه‌ها، از مقدار  $4/67 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  در یکی و  $4/68 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  در دیگری آغاز می‌گردد. حداکثر میزان ضریب نفوذپذیری، در یکی از نمونه‌ها برابر  $4/89 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  و در دیگری برابر  $10^{-7} \text{ cm/s}$  بدست آمد.

#### ۲-۳-۲) نتایج حاصل از آزمایش با حداکثر اندازه سنگدانه‌ای ۰/۷۵ اینچ

شکل (۲۹) نتایج آزمایش نفوذپذیری، روی دو نمونه آزمایشی با حداکثر اندازه مصالح سنگی ۰/۷۵ اینچ با مقدار قیر بهینه و برابر با ۶ درصد را نشان می‌دهد. ضرایب نفوذپذیری از مقادیر  $4/63 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  و  $4/69 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  آغاز می‌گردد. حداکثر نفوذپذیری در یکی از نمونه‌ها  $4/82 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  و در دیگری  $4/87 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  بدست آمد.

#### ۲-۳-۳) نتایج حاصل از آزمایش با حداکثر اندازه سنگدانه‌ای ۰/۵ اینچ

آزمایش نفوذپذیری که بر روی دو نمونه آزمایشی، با حداکثر اندازه مصالح سنگی برابر ۰/۵ اینچ در این تحقیق صورت پذیرفت، منتج به ارائه شکل (۳۰) گردید. مقدار قیر مصرفی برای ساخت این دو نمونه، ۶ درصد بود. ضرایب نفوذپذیری در نمونه‌ها از مقدار  $4/61 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  و  $4/75 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  شروع می‌شود. نهایتاً مقدار حداکثر ضرایب نفوذپذیری دو نمونه مزبور  $4/97 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  و  $5/15 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$  بدست آمد.

### ۳-۲-۴) مقایسه نتایج حاصل از آزمایشهای نفوذپذیری با حداکثر اندازه سنگدانه‌ای مختلف

در جدول (۶) می‌توان نتایج حاصل از آزمایش را خلاصه کرد.

شکل (۳۱) برای مقایسه نتایج حاصل از آزمایشهای نفوذپذیری، به روی نمونه‌هایی با حداکثر اندازه مصالح سنگی یک اینچ، ۰٫۷۵، ۰٫۵ اینچ و ۰٫۲۵ اینچ، ارائه شده است. دانه‌بندی مصالح سنگی این نمونه‌ها مطابق معیار فولر بوده است. شکل مذکور نشان دهنده این امر است که، ضرایب نفوذپذیری حتی با تغییر دانه‌بندی (تغییر حداکثر اندازه سنگدانه‌ها) بسیار نزدیک به هم می‌باشد. مطابق انجام آزمایش نفوذپذیری در این تحقیق، بعد از حدود ۲۰۰۰۰ ثانیه (۵،۵ ساعت) از زمان شروع آزمایش، ضرایب نفوذپذیری به یک حالت حدی می‌رسند.

بطور کلی می‌توان گفت تفاوت ضریب نفوذپذیری، در نمونه‌های مختلف ناچیز است، که این امر نشان دهنده این مطلب است که، با استفاده از منحنی دانه‌بندی فولر و درصد قیر بهینه می‌توان به آب بند بودن بتن آسفالتی، حتی با تغییر حداکثر اندازه مصالح سنگی، اطمینان داشت.

## مسائل تعیین دانه بندی مناسب برای فیلتر ریزدانه سدهای خاکی

### در مواجهه با پدیده واگرایی

مطالعه موردی سد شهید یعقوبی

اورنگ فرزانه<sup>۱</sup>

#### چکیده:

تعیین دانه بندی مناسب برای فیلتر ریزدانه هسته سدهای خاکی، علیرغم سادگی ظاهری معیارهای تجربی موجود، در تعداد زیادی از پروژه های بزرگ مسائل فنی - اقتصادی مهمی را پیش روی مهندسان قرار داده است. این مشکل، در شرایطی که خاک قرصه واگرا یا مشکوک به واگرایی بوده، ابعاد بزرگتری یافته است زیرا از یک سو، ارزیابی میزان واقعی واگرایی این خاک ها، بسبب تعدد آزمایش های شناسایی، چندان ساده نیست و، از سوی دیگر، کاربرد معیارهای معدودی که در مراجع برای طراحی فیلتر مانع فرسایش خاک های واگرا در دسترس هستند، معمولاً به انتخاب دانه بندی های بسیار ریز و پرهزینه منجر می گردد. در این مقاله، پس از مروری بر مسائل شناسایی خاک های واگرا و محدودیت های معیارهای تعیین فیلتر برای آنها، گزیده ای از نتایج تحقیقات آزمایشگاهی صورت گرفته در دانشکده فنی دانشگاه تهران ارائه شده و در پایان، نتایج مطالعه انجام شده در جریان اجرای سد شهید یعقوبی تشریح می گردد.

#### واژه های کلیدی:

سد خاکی - فیلتر ماسه ای - خاک های واگرا - آزمایش فیلتر مانع فرسایش - سد شهید یعقوبی

<sup>۱</sup> استادیار دانشکده فنی دانشگاه تهران - عضو کمیته مواد و مصالح برای سدهای خاکی - ofarzane@chamran.ut.ac.ir

## مقدمه

در دو دهه اخیر، مسئله واگرایی خاک، در جریان مطالعات اولیه و نیز اجرای تعداد قابل ملاحظه ای از سدهای خاکی بزرگ کشور، مانند سدهای پیشین، مارون، پانزده خرداد، طالقان و شهید یعقوبی، مطرح شده و مورد بررسی قرار گرفته است.

رس های واگرا، خاک های چسبنده ای هستند که در تماس با آب جاری بصورت کلئیدی در آن پراکنده شده و بسرعت شسته می شوند. خطر این پدیده برای هسته رسی سدهای خاکی - که معمولاً در معرض ترک خوردگی و هجوم آب تحت فشار در داخل این ترک ها هستند - به اندازه ای مهم است که طراح و متخصص ژئوتکنیک هر سد خاکی، ناگزیر باید در همان مراحل اولیه مطالعات بدانند آیا خاک قرصه خاصیت واگرایی دارد یا نه. در صورتیکه خاک واگرا تشخیص داده شود، سه گزینه در وهله نخست مطرح خواهند شد: (۱) حمل خاک رس غیر واگرا از فواصل دورتر، (۲) اصلاح خاک واگرای موجود با افزودن موادی مانند آهک و (۳) ساخت هسته با خاک واگرای موجود بهمراه فیلتری که بتواند با ایمنی کافی از فرسایش و شسته شدن هسته ترک خورده جلوگیری کند.

در این حالت، مسئله نخست این است که غالباً شناسایی میزان واقعی واگرایی خاکها بسادگی میسر نیست. این مشکل از تعدد آزمایشهای لازم و نیز تغییرات میزان واگرایی خاک از یک نقطه به نقطه دیگر قرصه ناشی می شود. مسئله دیگر این است که معیارهایی که مراجع بین المللی برای تعیین دانه بندی فیلتر جهت خاکهای واگرا ارائه کرده اند مبهم و محافظه کارانه هستند. مسئله اول، انتخاب بین گزینه های فوق الذکر را دشوار می سازد و، در صورتی که گزینه (۳) اقتصادی تر باشد، که غالباً نیز چنین است، ترکیب آن با مسئله دوم معمولاً به انتخاب دانه بندی بسیار ریزی برای فیلتر بالا دست می انجامد که هم تهیه آن سخت و پرهزینه است و هم می تواند حاشیه ایمنی پروژه را از لحاظ خطر "چسبنده" بودن و ترک خوردن فیلتر کاهش دهد.

## ۱ - مسائل مربوط به شناسایی خاک های واگرا

واگرایی پدیده ای است فیزیکی - شیمیایی. فیزیکی است، زیرا میزان پراکندگی ذرات رس در آب جاری وابسته به عوامل فیزیکی مختلف و بویژه سرعت جریان آب است. شیمیایی است، چونکه چسبندگی بین ذرات مجاور تابع ضخامت لایه دوگانه و این یک خود تابع نوع و میزان کاتیون های جذب شده به سطح باردار ذرات است.

ترکیب عوامل فیزیکی و شیمیایی بررسی پدیده واگرایی را بسیار مشکل می سازد. بهمین سبب، علیرغم کوشش های زیادی که در چهاردهه اخیر صورت گرفته و طی آن آزمایش های شناسایی گوناگونی برای این خاک ها ابداع شده است، هنوز هیچ آزمایش فیزیکی و یا شیمیایی که بتوان آنرا بتهایی جهت شناسایی میزان واگرایی خاکها بکار برد، معرفی نشده است.

روش که بنا به توصیه شرارد امروزه در بیشتر کشورهای جهان بکار برده میشود، عبارتست از انجام همزمان چهار آزمایش کرامب، هیدرومتری دوگانه، بین هول و اندازه گیری میزان کاتیون های محلول در آب منفذی خاک.

از چهار آزمایش فوق، تنها آزمایش بین هول است که شرایط واقعی فرسایش خاک در اثر جریان آب را - آنهم بطور ناقص - مدلی می کند. در این آزمایش جریان آب مقطر، تحت بارهای آبی (گردیان) متفاوت از داخل سوراخی بقطر یک میلیمتر که در وسط نمونه خاک ایجاد شده، عبور داده میشود. براساس ارزیابی دبی آب و رنگ آب خروجی و نیز میزان فرسایش جداره سوراخ در پایان آزمایش، نمونه مورد آزمایش از لحاظ واگرایی جزء یکی از ۶ گروه زیر قرار می گیرد.

خاک واگرا		خاک با واگرایی متوسط		خاک غیر واگرا	
D2	D1	ND3	ND4	ND1	ND2

جدول ۱ - رده بندی میزان واگرایی خاک براساس آزمایش بین هول



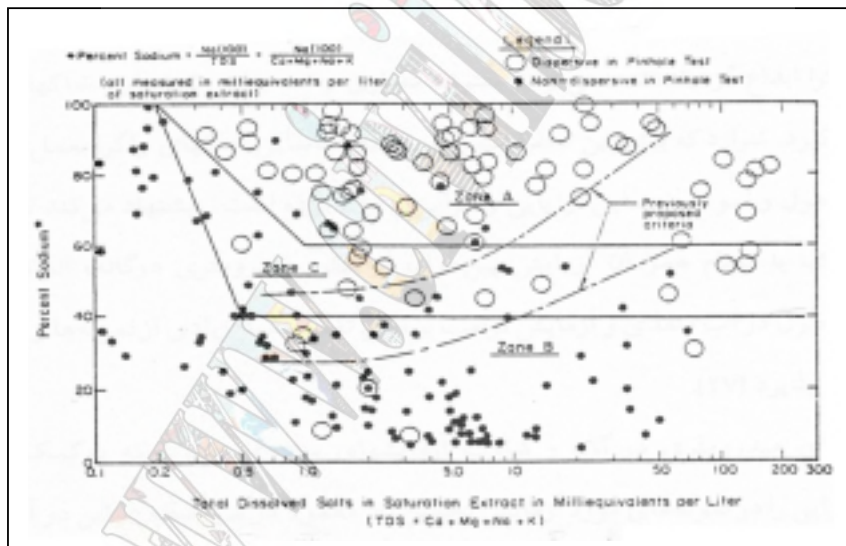
در آزمایش هیدرومتری دو گانه ، توزیع دانه بندی ذرات ریز خاک به روش متعارف هیدرومتری، یکبار با استفاده از محلول پراکنده ساز و بار دیگر بدون آن اندازه گیری می شود. از تقسیم درصد ذرات کوچکتر از ۵ میکرون در آزمایش دوم به همان درصد در آزمایش اول عددی حاصل می شود که به «نسبت واگرایی» و یا «درصد واگرایی» موسوم است.

شرارد نامگذاری ، یارده بندی خاک از لحاظ میزان واگرایی اندازه گیری شده در این آزمایش را چنین توصیه می کند : درصد واگرایی کمتر از ۳۰: خاک غیر واگرا، از ۳۰ تا ۵۰: خاک بطور متوسط واگرا، از ۵۰ تا ۷۰: خاک با پتانسیل واگرایی زیاد، بزرگتر از ۷۵: خاک کاملاً واگرا. (نشریه شماره ۸ IRCOLD، ۱۳۷۵)

آزمایش کرامب ، آزمایش ساده ای است که میزان واگرایی خاک را بطور کیفی ارزیابی می کند. در این آزمایش نمونه کوچکی از خاک در داخل ظرفی حاوی آب مقطر انداخته شده و پس از گذشت حدود ۵ تا ۱۰ دقیقه میزان پراکندگی ذرات خاک در آب مورد ارزیابی قرار می گیرد.

شرارد براساس همزمان آزمایش پین هول و آزمایش شیمیایی یعنی اندازه گیری غلظت چهار کاتیون محلول در آب منفذی خاک (  $Na^+$ ،  $K^+$ ،  $Ca^{++}$  و  $Mg^{++}$  )، بر روی حدود ۱۹۰ نمونه خاک از نقاط مختلف جهان ، نمودار همبستگی شکل شماره ۱ را ارائه کرده است .

در این بررسی وی تنها نمونه هایی را که در آزمایش پین هول واگرا (D2 و D1) و یا غیر واگرا (ND2 و ND1) بوده اند در نظر گرفته و خاک های بطور متوسط واگرا (ND4 و ND3) را از مجموعه حذف کرده است .



شکل ۱ - نتایج آزمایشهای شرارد و نمودار شناسایی خاک های واگرا و غیر واگرا (شرارد ۱۹۷۶)

چنانکه در شکل شماره ۱ ملاحظه میشود طول و عرض مختصات انتخاب شده عبارتند از غلظت مجموع چهار کاتیون (TDS)، به میلی اکی والان در لیتر عصاره، و درصد سدیم یا نسبت غلظت سدیم به TDS. این نمودار به سه ناحیه A و B و C تفکیک شده است. اگر نقطه مربوط به نمونه مورد آزمایش در ناحیه A قرار گیرد واگرا، و چنانچه در ناحیه B واقع شود، غیر واگرا ارزیابی خواهد شد. و در صورتیکه در ناحیه C بیفتد (ناحیه نامعین) خاک ممکن است واگرا یا غیر واگرا باشد.

یادآور می شود که پس از شرارد محققین بسیاری بر روی معیار شیمیایی وی تحقیق نموده و به تناقض های بین نتایج این معیار و نتایج آزمایشهای فیزیکی اشاره کرده اند. از جمله، پژوهشگران آفریقای جنوبی معیار شیمیایی دیگری را پیشنهاد کرده اند که در آن، علاوه بر میزان کاتیون های موجود در عصاره اشباع خاک، پارامترهای PH و ECE (ضریب هدایت الکتریکی) عصاره

اندازه گیری می شود. حسن رحیمی نیز معیار مشابهی با معیار محققین آفریقای جنوبی را برای خاکهای شور منطقه خوزستان پیشنهاد کرده است. (نشریه ش ۸ IRCOLD، ۱۳۷۵)

ابوالفضل علی عسگری (۱۳۷۴)، آرش رضوانی (۱۳۷۶) و رضا بیجرانلو (۱۳۷۸) با انجام تعداد زیادی آزمایش بر روی نمونه های مختلف خاکهای واگرا، تاثیر میزان رطوبت عصاره گیری (رطوبت خاک آماده شده برای عصاره گیری) را بر روی نتایج حاصل از معیار شیمیایی شرارد مورد تحقیق قرار دادند. نتایج این مطالعات نشان می دهد که در مورد بعضی از انواع خاکها میزان این رطوبت نقش تعیین کننده ای در نتیجه حاصل از این معیار دارد.

در مکانیک خاک کلاسیک پدیده یا خاصیت دیگری نداریم که شناسایی و ارزیابی آن نیازمند انجام همزمان چهار نوع آزمایش متفاوت باشد. توصیه انجام چهار آزمایش بدین معناست که هیچکدام از آزمایش ها به تنهایی و یا هیچ ترکیبی از ۲ یا ۳ آزمایش ملاک قابل اعتمادی برای شناسایی نخواهد بود. وجه دیگر این موضوع عبارتست از این که باید منتظر نتایج متناقض آزمایش ها بوده و بتوانیم از مجموعه ناهماهنگ نتایج، به یک جمع بندی واقع بینانه و منطقی برسیم. با توجه به اینکه میزان واگرایی یک قرضه می تواند در طول فواصل کم، از یک نقطه به نقطه دیگر تغییر قابل ملاحظه ای داشته باشد، در پروژه هایی مانند سدهای خاکی، متخصص ژئوتکنیک نقش و مسئولیت سنگینی در تفسیر مجموعه نتایج و ارائه یک جمع بندی نهایی بر عهده دارد.

بعنوان مثال، در تحقیقی که بر روی میزان واگرایی قرضه A2 سد پانزده خرداد بعمل آمد، آزمایشهای چهارگانه فوق بر روی ۴۳ نمونه اخذ شده (در مساحتی برابر حدود ۱۵ هکتار) انجام داده شد. بررسی نتایج نشان می دهد که در مورد ۱۶ نمونه، نتایج آزمایش های بین هول و هیدرومتری دوگانه مطابقت نداشتند (اولی میزان واگرایی را بیش از دومی نشان میدهد). در ۳۲ نمونه، آزمایش شیمیایی میزان واگرایی را بیش از سه آزمایش دیگر نشان می دهد که در میان آنها ۱۴ نمونه، در آزمایش شیمیایی واگرا ولی در هر سه آزمایش دیگر غیر واگرا تشخیص داده میشود. علاوه بر این، در این قرضه تعداد سه نمونه در هر چهار آزمایش واگرا و یک نمونه در هر چهار آزمایش غیر واگرا بوده است. (فرزانه و عسگری، ۱۳۷۳)

## ۲ - مسائل مربوط به طراحی فیلتر مانع فرسایش برای هسته واگرا

اساسی ترین مسئله در طرح یک سد خاکی استفاده بیشینه از مصالح موجود در محل، با ایمنی کافی، می باشد و یکی از موارد بسیار مهم در این زمینه طراحی و اجرای سیستم زهکش ها به منظور کنترل فشار آب منفذی و نیروی تراوش و جلوگیری از وقوع آب شستگی است.

یکی از قسمت های پرهزینه در ساخت سد های خاکی مربوط به تهیه مصالح فیلتر می باشد. معمولاً هر اندازه فیلتر مورد نیاز ریزتر و با دانه بندی یکنواخت تر باشد، هزینه تهیه آن بیشتر خواهد شد. بعنوان مثال، تهیه مصالح فیلتری با  $D_{15} \leq 0.3mm$  اندازه ای است که ۱۵٪ وزنی مصالح کوچکتر از آن باشد) و  $Cu < 20$ ، در حجمی در حدود یکصد هزار متر مکعب برای یک سد خاکی نه چندان بزرگ می تواند، بسته به زمانبندی پروژه، قرضه در دسترس برای مصالح فیلتر، دانه بندی سایر مصالح دانه ای مورد نیاز (فیلتر بالا دست، زهکشها، بتن) مسائل فنی - اقتصادی بسیار مهمی را در مقابل مسئولین پروژه قرار دهد. تهیه چنین مصالحی با تولید روزانه ای در حدود چند صد متر مکعب تجهیز ظرفیت قابل ملاحظه ای از دستگاه های ماسه ساز (هیدروکن و...) و حتی آسیاب (بال میل و...) و سرندهای ویژه را می طلبد. در چنین شرایطی، امکان افزایشی در حدود ۰/۱ تا ۰/۲ میلیمتر در قطر مشخصه فیلتر میتواند بمعنای صرفه جویی اقتصادی بمیزان حدود یک میلیارد ریال باشد.

یادآوری این نکته لازم است که عملکرد مانع فرسایش فیلتر بدین معنا نیست که فیلتر از فرار ریزترین ذرات خاک جلوگیری کند. بلکه فیلتر باید قادر باشد، در صورت ترک خوردن هسته ناتراوا و شسته شدن جدار ترک، از عبور بخش درشت دانه خاک هسته (لاقل ذرات درشت تر از  $d_{85}$ ) جلوگیری نماید. در این صورت، منافذ فیلتر در سطح تماس آن با خاک، با سرعت بوسیله ذراتی که به تدریج ریزتر می شوند مسدود شده و لایه نازکی از خاک بسیار ناتراوا در محاذات ترک بوجود می آید.

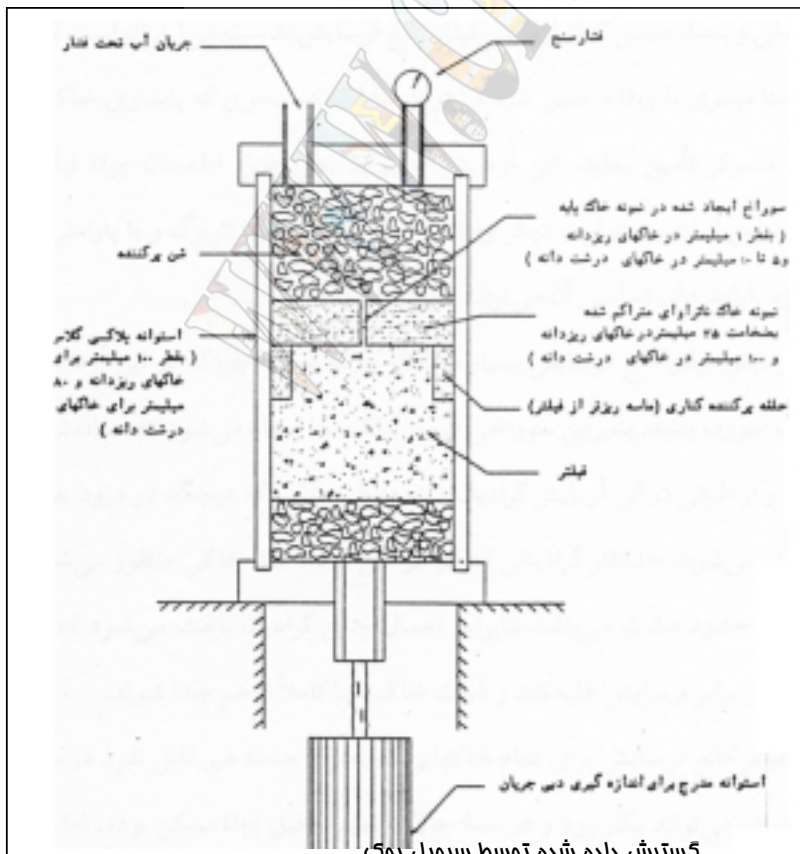
در خصوص طراحی فیلتر مانع فرسایش برای خاکهای واگرا، مطالعات و آزمایش های محدودی انجام شده است و محققانی که در این زمینه پژوهش کرده اند نتوانسته اند آزمایش های بتعداد لازم و کافی برای تبیین علمی روابط حاکم بر فیلتراسیون

خاکهای واگرا انجام دهند و نهایتاً با توجه به حساسیت این خاک ها در مقابل اثر آب، معیارهای نسبتاً محافظه کارانه ای را توصیه نموده اند.

شرارد در جریان تحقیقات اولیه خود تعدادی آزمایش آزمایشگاهی فیلتر بر روی خاک های واگرا در سال ۱۹۷۹ انجام داد . در این آزمایش ها آب تحت گرادیان حدود ۴ تا ۶ از میان سوراخی به قطر حدود ۶ تا ۱۲ میلیمتر در نمونه خاک متراکم شده بطول ۱۵۲ تا ۲۳۹ میلیمتر و فیلتر ماسه ای متوسط (مشابه ماسه بتن) عبور داده شد. نتیجه گیری شرارد از این آزمایش ها چنین است : فیلترهای ماسه ای حاوی حداقل درصد کوچکی ماسه ریز دانه (کوچکتر از الک ۴۰) نشت متمرکز از داخل خاک های واگرا را بند آورده و تراوش آن را کنترل می کنند.

در جریان مطالعات بعدی (۱۹۸۳ تا ۱۹۸۶) بر روی انواع خاک های مختلف ، شرارد آزمایش های کاملتری مانند «آزمایش شیاری» (Slot Test)، آزمایش «گل آب» (Slurry Test) و «آزمایش فیلتر مانع فرسایش» (No Erosion filter Test – NEF) را ابداع کرد. (Sherard et al, 1984, 1989)

شمای دستگاه آزمایش NEF در شکل شماره ۲ نشان داده شده است . در سلول دستگاه ابتدا مصالح فیلتر به ضخامت ۱۰ سانتیمتر ریخته شده و بر روی دستگاه لرزاننده و زیر سربار ثابت در شرایط اشباع متراکم می گردد . سپس خاک مینا در ضخامت ۲/۵ سانتیمتر (برای خاک های ریزدانه ) یا ۱۰ سانتیمتر (برای خاک های درشت دانه) ریخته شده و در رطوبت بهینه کوبیده میشود. آنگاه در وسط نمونه سوراخی بقطر یک میلیمتر (برای خاک های ریز) و یا ۱۰ میلیمتر (برای خاک های درشت) ایجاد شده و پس از ریختن یک لایه شن بر روی نمونه خاک مینا و بستن درپوش و اشباع کردن و هواگیری، جریان آب (آب مقطر در مورد خاک های واگرا) با فشار حدود ۴/۲ کیلوگرم بر سانتی متر مربع بر نمونه اعمال می شود. مدت آزمایش ۵ تا ۱۰ دقیقه است که در طول آن دبی ظاهری آب خروجی ، اندازه گیری شده درجه تیرگی آن ثبت می گردد و در پایان آزمایش وضعیت فرسایش سوراخ داخل نمونه و قطر نهایی آن یادداشت میشود. از دیدگاه شرارد، میزان فشار آب ، بشرط آنکه فرسایش اولیه جدار سوراخ امکان پذیر باشد، تاثیر چندانی بر نتایج ندارد. (سخا ، فرشاد ، ۱۳۷۳)



شکل ۲

شمای دستگاه  
آزمایش فیلتر مانع  
فرسایش – NEF  
(نشریه ش ۸ ،  
IRCOLD)

آزمایش فیلتر مانع فرسایش کاملترین و بهترین آزمایش ابداعی شرارد است که شدیدترین شرایط نشت متمرکز از داخل هسته رسی ترک خورده به سمت فیلتر را مدل می کند. این آزمایش امروزه یکی از رایج ترین آزمایش های فیلتر است و انجام آن توسط بولتن (ICOLD) و آیین نامه های (USBR) و (USDA, SCS) توصیه شده است.

نتیجه اصلی و بسیار مهم آزمایش NEF عبارتست از این که به ازای هر نمونه خاک مینا، فیلتری با  $D_{15}$  منحصر بفرد می توان یافت ( $D_{15b}$  یا  $D_{15cr}$ ) بنحوی که پایداری خاک مینا را تحت شرایط نشت متمرکز تامین نماید. به اعتقاد شرارد  $D_{15cr}$  را می توان در ردیف ضرایب مقاومت برشی خاک و حدود اتربرگ جزء پارامترهای اساسی خاک تلقی نمود.

شرارد با انجام تعداد زیادی آزمایش فیلتر بر روی انواع مختلف خاک ها، آنها را به چهار گروه تقسیم کرد و برای هر گروه معیار طراحی فیلتر مانع فرسایش ارائه نمود. این نتایج با کمی تغییر و به صورتی که از آیین نامه های (USDA SCS) (1986) و (USBR 1987) در بولتن ICOLD 95 نقل شده است، در جدول زیر ملاحظه میشود.

معیار طراحی فیلتر	توصیف خاک مینا	گروه خاک مینا
$D_{15} \leq 9d_{85}$	رس ها یا لای های ریز با بیش از ۸۵٪ ذرات کوچکتر از الک ۲۰۰	۱
$D_{15} \leq 0.7 \text{ mm}$	ماسه ها، لای ها، رس ها و ماسه های رس دار و لای دار با ۸۵٪ تا ۴۰٪ ذرات ریزتر از الک ۲۰۰	۲
$D_{15} \leq 0.7 + [(40-A)(4d_{85}-0.7\text{mm})]/25$	ماسه ها یا شن های رس دار یا لای دار با ۱۵٪ تا ۳۹٪ ذرات کوچکتر از الک ۲۰۰	۳
$D_{15} \leq 4d_{85}$	ماسه ها و شن های با حداکثر ۱۵٪ ذرات کوچکتر از الک ۲۰۰	۴

### جدول ۲ - معیارهای طراحی فیلتر مانع فرسایش

طبقه بندی خاک ها در جدول فوق، برای گروه های ۱ تا ۳ بر اساس دانه بندی بخش عبور کرده از الک شماره ۴ (۴/۷۵ میلیمتر) انجام گرفته و درصد ریزتر از الک ۲۰۰ در این منحنی دانه بندی اصلاح شده مینای طراحی فیلتر قرار داده می شود. A، درصد گذشته از الک ۲۰۰ است.

شرارد در ارائه معیارهای فوق الذکر هیچگونه اشاره ای به محدودیت این معیارها در ارتباط با خاکهای واگرا نکرده است.

(Sherard, 1989)

۲-۱ - معیارهای توصیه شده برای تعیین دانه بندی فیلتر خاکهای واگرا

بولتن ICOLD 77 ("خاک های واگرا در سدهای خاکی"، ۱۹۹۰) نظر شرارد را در مورد خاکهای واگرا بشرح زیر خلاصه کرده است.

الف - فیلتر ماسه ای یا ماسه شنی با  $D_{15}$  مساوی یا کوچکتر از ۰/۵ میلیمتر با اطمینان می تواند نشت متمرکز از میان اغلب

خاکهای رسی واگرا با  $d_{85}$  بزرگتر از ۰/۰۳ میلیمتر را کنترل نماید.

$$D_{15} \leq 0.5 \text{ mm} \quad \text{برای} \quad d_{85} > 0.03 \text{ mm} \quad (۱)$$

ب - فیلتر ماسه ای با  $D_{15}$  مساوی یا کوچکتر از  $0.2$  میلی‌متر بطور محافظه کارانه برای ریزترین نوع خاکهای واگرا بکار برده می شود.

$$D_{15} \leq 0.2 \text{ mm} \quad (2)$$

بولتن 95 ICOLD ("سدهای خاکی - فیلترها و زهکش های دانه ای"، ۱۹۹۴) سه روش رایج برای طراحی فیلتر مانع فرسایش انواع خاکها را بشرح زیر می شمارد .

### الف - روش تجربی انتخاب فیلتر ماسه ای ریز

در این روش ماسه یا ماسه شن دار نسبتاً ریزی (ریزتر از الک  $12/7$  تا  $19/0$  میلی‌متر) و با  $55\%$  تا  $80\%$  ریزتر از الک  $4$  - شبیه دانه بندی ماسه بتن ، ASTM C33 - بعنوان فیلتر ریز دانه هسته رسی سدهای خاکی در نظر گرفته میشود. هیچ اشاره ای به خاک های واگرا در این روش نشده است.

### ب - روش کلاسیک ترزاقی

کاربرد معیار ترزاقی با اعمال روش های اصلاح دانه بندی که توسط محققانی مانند لافلر (Lafleur) پیشنهاد شده ، توصیه گردیده است.

$$D_{15} < (4-5) d_{85}$$

در این روش در مورد خاکهای (ریزدانه) واگرا، معیار لافلر بقرار زیر ارائه شده است.

$$D_{15} \leq 0.2 \text{ mm} \quad (3)$$

### ج - روش شرارد و همکاران او از سرویس حفاظت خاک آمریکا

این روش مطابق جدول شماره ۲ فوق به نقل از آیین نامه (USDA, SCS, 1986) ارائه و توصیه شده است که برای پروژه های بزرگ و یا در مواجهه با خاک های مشکوک ، آزمایش NEF انجام داده شود. این مرجع انجام آزمایش NEF در مورد خاک های واگرا را ضروری دانسته و متذکر میشود که معیار زیر

$$0.1 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 0.3 \text{ mm} \quad (4)$$

در اغلب حالات فیلتر مناسبی را برای خاک های واگرا تامین می کند. علاوه براین، اشاره می کند که کاربرد معیار زیر (پس از انجام آزمایش فیلتر) مسئله ای نداشته است.

$$0.3 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 0.5 \text{ mm} \quad (5)$$

چنانکه از بررسی روابط شماره ۱ تا ۵ فوق بر می آید، معیارهای متفاوتی برای خاکهای واگرا ارائه شده است که اولاً بنا به اعتراف پیشنهاد دهندگان، اغلب محافظه کارانه هستند، ثانیاً هیچکدام از آنها میزان واگرایی خاک را در نظر نمی گیرند، عبارت دیگر معلوم نیست مثلاً اگر میزان واگرایی خاک کم باشد، آیا طراح اجازه دارد مرز بالای رابطه شماره (۴) را بعنوان قطر مشخصه فیلتر انتخاب کند یا خیر. و یا اگر خاک بسیار واگرا باشد، لزوماً باید مرز پایین رابطه (۴) را مبنا قرار دهد؟

## ۲-۲ نتایج مطالعات مربوط به تاثیر میزان واگرایی بر روی دانه بندی فیلتر

لیو، پژوهشگر مؤسسه حفاظت آب و هیدروالکترونیک پکن ۱۷ نوع خاک چسبنده، شامل رس های لاتریتی، گس و خاک های واگرا را در آزمایشگاه در داخل سلول افقی مشابه سلول آزمایش پین هول، همراه با مصالح فیلتر، مورد آزمایش قرار داده است. گرادیان هیدرولیکی بکار رفته ۲۵۰ و قطر سوراخ وسط نمونه ۱ تا ۴ میلی‌متر بوده است. براساس نتایج این آزمایش ها، وی قطر مشخصه فیلتر بحرانی برای خاک های ترک خورده را بصورت تابعی از درصد واگرایی خاک مبنا بیان می کند. (Liu-jie 1993)

$$D_{20cr} = 0.25 / (0.1 + D - 0.6D^2) \quad (6)$$

در این رابطه:  $D$  = نسبت واگرایی در آزمایش هیدرومتری دو گانه

$D_{20}$  - اندازه ای که  $20\%$  وزنی مصالح فیلتر از آن کوچکترند (mm)



مطابق این معیار، قطر مشخصه فیلتر بحرانی از ۲/۵ میلیمتر برای خاک‌های غیرواگرا ( $D=0$ ) تا ۵۶/۰ میلیمتر برای  $D = 50$  و بالاخره ۵۰/۰ میلیمتر برای  $D = 10$  تغییر می‌کند.

ملاحظه می‌شود که براساس این رابطه، تأثیر میزان واگرایی بر روی قطر مشخصه فیلتر بحرانی، برای خاک‌های با واگرایی متوسط به بالا، ناچیز است. علاوه بر این، بنظر می‌رسد که این رابطه برای خاک‌های غیر واگرا یا با واگرایی بسیار کم به دانه بندی‌های نسبتاً درشتی برای فیلتر می‌انجامد. با این وجود، معیار پیشنهادی لئو از این لحاظ که قطر مشخصه فیلتر را بصورت تابعی از میزان واگرایی خاک مبنا ارائه می‌کند، تازگی دارد.

محمد روحانی، در چارچوب رساله کارشناسی ارشد خود، با استفاده از دستگاه آزمایش فیلتر مانع فرسایش تعداد ۱۷ آزمایش بر روی دو نمونه خاک بطور متوسط واگرا ( $N D3$ ) و غیرواگرا ( $ND1$ ) از قرضه "باسفر" در ۷ کیلومتری سد شهید یعقوبی (به ترتیب، SC با ۴۳٪ ریزتر از الک ۲۰۰ و CL با ۵۵٪ ریزتر از الک ۲۰۰ و  $PI=8$ ) و نیز یک نمونه خاک بطور متوسط واگرا ( $D = 50$ ) از محل سد نهند در آذربایجان شرقی (CL با ۶۴٪ ریزتر از الک ۲۰۰ و  $PI=10$ ) انجام داد. وی همچنین تأثیر گرادیان آب بر روی فیلتر بحرانی نمونه خاک نهند را با اعمال گرادیان‌های برابر ۱۶۸۰، ۴۰۰، ۸۰۰، ۲۰۰ و ۱۰۰ در دستگاه NEF و گرادیان‌های برابر ۱۰۰ و ۴۰ در دستگاه بین هول مورد بررسی قرار داد. (روحانی، ۱۳۷۵)

مهمترین نتایج بدست آمده از این تحقیق را می‌توان بشرح زیر خلاصه نمود.  
الف - برخلاف خاک‌های واگرا که سوراخ داخل آنها در آزمایش فیلتر موفق معمولاً فرسایش نمی‌یابد، سوراخ خاک‌های واگرا در آزمایش‌های موفق نیز دچار فرسایش جزئی می‌گردد.  
ب - سرعت مسدود شدن مرز بین خاک مبنا و فیلتر موفق در خاک‌های واگرا، نسبت به خاک‌های غیرواگرا بسیار زیادتر است.

ج - برای خاک‌های بطور متوسط واگرا و غیر واگرایی قرضه سد شهید یعقوبی و نیز برای خاک بطور متوسط واگرایی قرضه سد نهند مقادیر  $D_{15cr}$  به ترتیب برابر ۱/۱ و ۱/۲ و ۰/۷۵ میلیمتر بدست آمد. این مقادیر در مقایسه با مقادیر معیارهای شرارد و لافلر، برای خاک‌های واگرا، بسیار بزرگ تر و در مقایسه با مقادیر حاصل از معیار لئو، در مورد نمونه غیر واگرا، کوچکتر می‌باشند.  
د - تغییرات گرادیان آب تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی  $D_{15cr}$  خاک بطور متوسط واگرا (قرضه نهند) نداشته است.

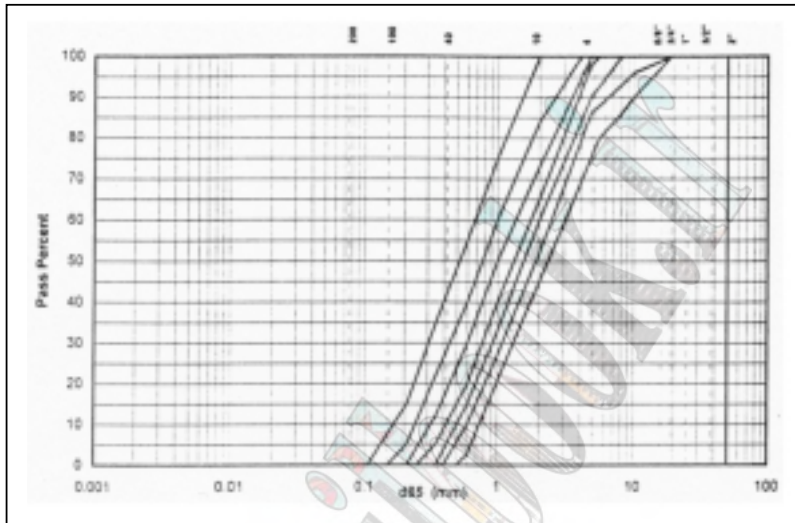
در ادامه مطالعات محمد روحانی، جواد کمالی حسین زاده، بمنظور بررسی تأثیر میزان واگرایی خاک مبنا بر روی قطر مشخصه فیلتر بحرانی، تعداد ۲۷ نمونه خاک واگرا با درصد‌های مختلف واگرایی را، با انجام آزمایش‌های دانه بندی، حدود اتربرگ، تراکم استاندارد، کرامب، بین هول، هیدرومتری دوگانه و آزمایش فیلتر مانع فرسایش مورد بررسی قرار داد. (کمالی حسین زاده، ۱۳۷۸)

همگی این خاک‌ها از رده CL بوده، حدود روانی، خمیری و نشانه خمیری آنها (براساس آزمایش چند نمونه شاخص) به ترتیب در محدوده‌های ۲۶-۴۳، ۱۸-۲۳ و ۸-۲۰ می‌باشد. مقادیر حداکثر، حداقل و میانگین درصد ریزتر از الک ۲۰۰ این ۲۷ نمونه به ترتیب ۰ و ۴۰ و ۱۴ بوده و  $d_{85}$  آنها از حدود ۰/۰۱۸ میلیمتر تا ۰/۱۴ میلیمتر تغییر میکند. نتایج آزمایش‌های بین هول (بر روی ۱۶ نمونه) بقرار زیر است:

و اگر تا بسیار واگرا ( $D1$  و  $D2$ ): ۹ نمونه، بطور متوسط واگرا ( $ND3, ND4$ ): ۲ نمونه و غیر واگرا ( $ND1$ ): ۵ نمونه.  
آزمایش کرامب بر روی ۲۳ نمونه و آزمایش هیدرومتری دوگانه بر روی همه نمونه‌ها انجام گرفت. درصد واگرایی حاصل از آزمایش اخیر بین ۰ تا ۹۵ متغیر است.

بمنظور تعیین  $D_{15}$  فیلتر بحرانی، تعداد ۵۴ آزمایش فیلتر مانع فرسایش (NEF) بر روی ۲۴ نمونه منتخب انجام داده شد. منحنی‌های دانه بندی ماسه‌های فیلتر مورد استفاده در شکل شماره ۳ نشان داده شده است.

تعداد ۳ نمونه از ۲۴ نمونه خاک مینا، جزء خاکهای گروه ۲ رده بندی شرارد (درصد ریزتر از الک ۲۰۰، بین ۴۰ تا ۸۵) و بقیه جزء گروه ۱ (درصد ریزتر از الک ۲۰۰، بزرگتر از ۸۵) قرار می گیرند. در همه آزمایش ها ضخامت نمونه خاک مینا و قطر سوراخ وسط آن به ترتیب ۲۵ میلیمتر و یک میلیمتر بوده است. حداکثر، حداقل و میانگین گرادیان هیدرولیکی اعمال شده به ترتیب برابر با ۱۲۰۸، ۲۶۰۰ و ۱۸۰۰ می باشد.



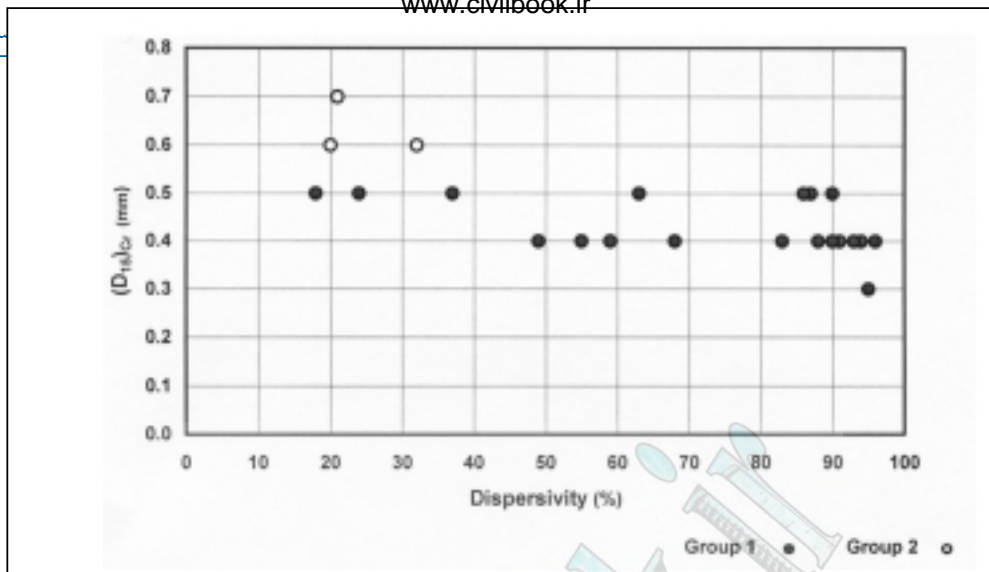
شکل ۳ - منحنی های دانه بندی مصالح فیلتر در آزمایش های NEF (کمالی حسین زاده، ۱۳۷۸)

از آنجا که ارائه همه نتایج حاصل از این تحقیق خارج از گنجایش مقاله حاضر است، در اینجا فقط بخشی از این نتایج به اختصار آورده می شود.

تغییرات قطر مشخصه فیلتر بحرانی نمونه های مورد آزمایش بر حسب افزایش درصد واگرایی خاک مینا در شکل ۴ نشان داده شده است.

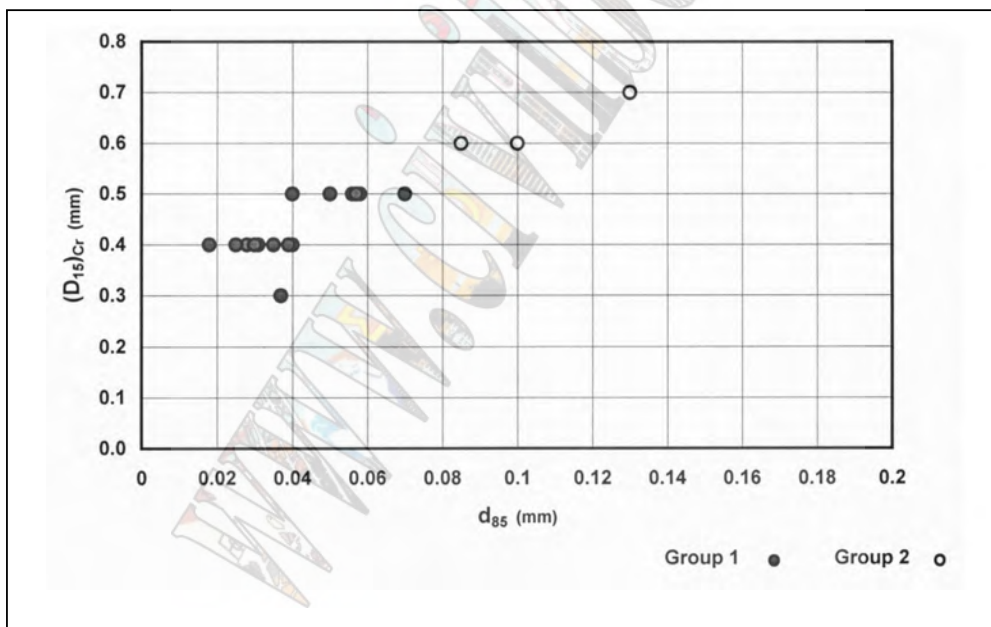
چنانکه دیده می شود، در صورتیکه از تأثیر دانه بندی  $d_{85}$  خاک مینا صرف نظر کنیم، تغییر  $D_{15cr}$  برای نسبت های واگرایی بزرگتر از ۵۰٪ چندان قابل ملاحظه نیست. یادآور می شود که دقت آزمایش فیلتر مانع فرسایش برابر ۰/۱ میلیمتر می باشد.

علاوه بر این، ملاحظه می شود که معیار لافلر ( $D_{15} \leq 0.2 \text{ mm}$ ) در مقایسه با نتایج این آزمایش ها بسیار محافظه کارانه و معیار شرارد ( $0.1 \leq D_{15} \leq 0.3 \text{ mm}$ ) محافظه کارانه می باشد. معیار سوم مورد اشاره در بولتن شماره ۹۵ ICOLD ( $D_{15} \leq 0.3 \text{ mm}$ ) سازگاری خوبی با نتایج خاکهای گروه اول دارد ولی برای سه نمونه خاک متعلق به گروه دوم محافظه کارانه می باشد.



شکل ۴ - تغییرات قطر مشخصه فیلتر برحسب افزایش درصد واگرایی (D)

حال اگر از تأثیر واگرایی صرف نظر کنیم و تنها دانه بندی خاک مینا را مد نظر قرار دهیم، نتایج مطابق شکل شماره ۵ خواهد بود.



شکل ۵ - تغییرات قطر مشخصه فیلتر (D<sub>15cr</sub>) برحسب تغییرات دانه بندی خاک مینا (d<sub>85</sub>)

ملاحظه می شود که در مورد خاکهای گروه دوم، قطر مشخصه حاصل از آزمایش ها اندکی کوچکتر از آنچه است که معیار اصلی شرارد (بدون اشاره خاص به مسئله واگرایی) برای خاک های این گروه پیشنهاد کرده است:  $D_{15} \leq 0.7mm$ .

برای خاکهای گروه اول، کلیه نقاط حاصل از آزمایش در بالای خط  $D_{15cr} = 7d_{85}$  قرار می گیرند. این رابطه منطبق بر مرز پایین رابطه اولیه پیشنهاد شده از سوی شرارد و همکاران (۱۹۸۵) است:  $D_{15} = (7-12)D_{85}$ . ولی در مقایسه با معیار مندرج در

توصیه نامه‌های (VSDA, SCS, 1986) و (USBR, 1987) و (ICOLD95, 1994)، یعنی  $D_{15} \leq d_{85}$ ، دست‌پایین می‌باشد.

البته مجدداً یادآور می‌شود که مراجع فوق برای خاک‌های واگرا معیارهای طراحی محافظه کارانه‌ای را توصیه موده‌اند که در بالا مورد بحث قرار داده شد.

### ۳ - مطالعه قرضه سد شهید یعقوبی

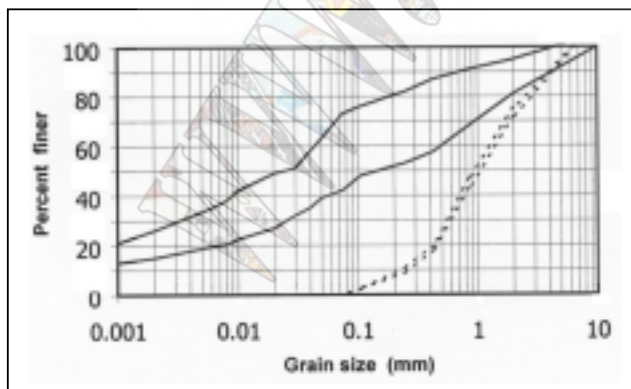
سد شهید یعقوبی در ۲۷ کیلومتری جنوب شرقی تربت حیدریه احداث شده است. مطابق طرح اولیه، حداکثر ارتفاع سد ۵۶ متر، طول تاج ۸۸۷ متر، عرض تاج ۱۰ متر، عرض خاکریز در تراز پی ۲۲۵ متر و حجم خاکریزی در حدود ۲ میلیون متر مکعب می‌باشد.

برای مصالح ریزدانه هسته رسی، قرضه‌های مختلفی در طرح اولیه پیش‌بینی شده بود که در جریان اجرا، بعلت نداشتن خاصیت خمیری کافی، نامناسب تشخیص داده شدند. لذا قرضه دیگری در ۷ کیلومتری پایین دست سد بنام «معدن رس باسفر» مورد بررسی قرار داده شد. اما بسبب اینکه اغلب آزمایش‌های شیمیایی و تعداد معدودی از آزمایش‌های فیزیکی خاک را واگرا نشان می‌داد، نظر اولیه براین قرار گرفت که با افزودن حدود ۱٪ آهک، خاک قرضه بصورت شیمیایی اصلاح گردد.

بدلیل نبودن فرصت کافی برای نصب تجهیزات لازم جهت اختلاط همگن حدود ۴۰۰ هزار متر مکعب خاک رس با آهک و نیز هزینه سنگین این روش، انجام بررسی‌های تکمیلی، مشتمل بر آزمایش‌های شناسایی میزان واگرایی و آزمایش فیلترمانع فرسایش (NEF) در دستور قرار گرفت. البته تا این زمان، مصالح فیلتر پیش‌بینی شده در طرح اولیه، تولید شده بود و هدف از انجام آزمایش فیلتر در این مطالعه، بررسی عملکرد این مصالح در مقابل فرسایش خاک قرضه جدید بود.

تعداد ۱۴ نمونه خاک از نقاط مختلف قرضه (به مساحت تقریبی ۳۰ هکتار) از تراشه‌های بعمق ۲ متر اخذ و همراه با دو نمونه شاخص از ماسه فیلتر مورد آزمایش قرار داده شد. آزمایش‌های انجام شده عبارت بودند از، دانه‌بندی، حدود خمیری، کرامب، هیدرومتری دوگانه، بین هول، اندازه‌گیری غلظت کاتیون‌های محلول در آب منفذی، (P H) و آزمایش NEF. (فرزانه، ۱۳۷۴)

محدوده دانه‌بندی‌های خاک قرضه و ماسه فیلتر در شکل ۶، نتایج آزمایش‌های طبقه‌بندی در جدول ۳ و خلاصه آزمایش‌های شناسایی میزان واگرایی در جدول ۴ ارائه شده است.



شکل شماره ۶ - محدوده دانه بندی نمونه های خاک مینا و فیلتر ماسه ای مورد آزمایش (فرزانه، ۱۳۷۴)

همانگونه که در جدول ۴ ملاحظه می‌شود، نتایج آزمایش‌های فیزیکی در مجموع هماهنگی نسبی با همدیگر دارند. براساس این آزمایش‌ها، نمونه‌های شماره ۱ و ۱۸/۲ بطور متوسط واگرا و بقیه نمونه‌ها غیرواگرا ارزیابی میشوند. در صورتیکه، در نمودار شیمیایی شرارد، نمونه‌های شماره ۱، ۳، ۹، ۱۸/۱، ۲۱ و ۲۴ در ناحیه "واگرا" و بقیه نمونه‌ها در ناحیه "نامعین" قرار می‌گیرند. در آزمایش هیدرومتری دوگانه، درصد واگرایی همه نمونه‌ها، بجز نمونه ۱۸/۱، برابر صفر و در نمونه مزبور برابر ۲۳ است.

شماره نمونه	(P.L) حد خمیری %	(LL) حد روانی %	(PI) نشانه خمیری %	درصد گذشته از الک ۲۰۰	درصد ریزتر از ۰/۰۰۵	نوع خاک	PH	درصد رطوبت نمونه های ارسالی
۱	۱۷	۲۶	۹	۴۳	۱۸	SC	۸/۸۴	۴/۳
۳	۱۷	۲۵	۸	۷۳	۲۸	CL	۷/۷۷	۴/۵
۵	۱۸	۲۶	۸	۶۰	۲۳	CL	۷/۷۵	۵/۵
۹	۱۶	۲۴	۸	۴۹	۲۲	SC	۸/۸۶	۵/۲
۱۱	۱۷	۲۴	۷	۵۰	۲۳	CL	۸/۴۸	۲/۷
۱۳	۱۸	۲۴	۶	۵۹	۲۲	CL-ML	۸/۷۵	۶/۲
۱۵	۱۶	۲۵	۹	۶۲	۲۲	CL	۸/۵۲	۲/۶
۱۸/۱	۱۷	۲۴	۷	۵۲	۲۲	CL	۸/۸۲	۳/۰
۱۸/۲	۱۶	۲۴	۸	۵۰	۲۸	CL	۹/۳۷	۳/۴
۱۹	۱۹	۲۸	۹	۶۳	۲۶	CL	۸/۱۳	۴/۰
۲۱	۱۵	۲۴	۹	۶۰	۲۴	CL	۸/۷۶	۳/۸
۲۳	۱۸	۲۴	۶	۵۴	۲۲	CL-ML	۸/۵۹	۶/۷
۲۴	۱۷	۲۵	۸	۷۰	۳۲	CL	۸/۵۰	۳/۰
۲۵	۱۶	۲۲	۶	۶۹	۲۴	CL-ML	۸/۶۳	۲/۲

### جدول شماره ۳ - نتایج آزمایشهای طبقه بندی نمونه های خاک قرضه باسفر

حال اگر به اتکای نتایج آزمایش های فیزیکی بتوانیم در مجموع توده خاک را غیرواگرا تلقی کنیم، با توجه به اینکه جزء رده دوم طبقه بندی شرارد محسوب می شوند، خواهیم داشت:

$$D_{15} \leq 0.7\text{mm}$$

اما چنانچه براساس نتایج آزمایشهای شیمیایی و چند آزمایش فیزیکی توده خاک را در مجموع واگرا بدانیم، خواهیم

داشت:

$$0.1 \leq D_{15} \leq 0.3\text{mm} \quad \text{:- بر طبق معیار شرارد (SCS):}$$

$$D_{15} \leq 0.2\text{mm} \quad \text{:- بر طبق معیار لافلر:}$$

در این صورت، با توجه به اینکه  $D_{15}$  مصالح فیلتر تولید شده برابر ۰/۳۵ میلیمتر می باشد، این فیلتر هیچکدام از دو معیار

فوق را ارضاء نخواهد کرد.

در آزمایش های فیلتر مانع فرسایش، با توجه به اهمیت موضوع مورد بررسی، تعدادی از آزمایش ها در شرایط کاملاً

یکسان تکرار شد. خوشبختانه در همه این آزمایش ها، فیلتر تولید شده بخوبی توانست از فرسایش خاک در مقابل جریان آب (مقطر)

تحت گردان بسیار زیاد جلوگیری نماید.

در پایان این مطالعات، براساس مجموع نتایج آزمایشها، فیلتر تولید شده مناسب دانسته شد و بلافاصله عملیات خاکریزی

سد آغاز گردید.



شماره نمونه	آزمایش بین هول	آزمایش هیدرومتری دوگانه	آزمایش شیمیایی	آزمایش کرامب
۱	باواگرائی متوسط	غیر واگرا	واگرا	باواگرائی متوسط
۳	غیرواگرا	غیرواگرا	واگرا	باواگرائی کم تا متوسط
۵	غیرواگرا	غیرواگرا	نامعین	غیرواگرا
۹	غیرواگرا	غیرواگرا	واگرا	باواگرائی کم تا متوسط
۱۱	غیرواگرا	غیرواگرا	نامعین	غیرواگرا
۱۳	غیرواگرا	غیرواگرا	نامعین	غیرواگرا
۱۵	غیرواگرا	غیرواگرا	نامعین	غیرواگرا
۱۸/۱	غیرواگرا	غیرواگرا	نامعین	باواگرائی متوسط
۱۸/۲	باواگرائی متوسط	غیرواگرا	واگرا	باواگرائی متوسط
۱۹	غیرواگرا	غیرواگرا	نامعین	غیرواگرا
۲۱	غیرواگرا	غیرواگرا	واگرا	باواگرائی کم تا متوسط
۲۳	غیرواگرا	غیرواگرا	نامعین	غیرواگرا
۲۴	غیرواگرا	غیرواگرا	واگرا	غیرواگرا
۲۵	غیرواگرا	غیرواگرا	نامعین	غیرواگرا

#### جدول شماره ۴ - نتایج آزمایشهای میزان واگرایی

در ادامه این آزمایشها و بنا به درخواست شرکت ساختمانی مجری پروژه، با اصلاح موازی دانه بندی ماسه (بسمت درشت دانه ها) قطر مشخصه فیلتر بحرانی مورد بررسی قرار گرفت. تعداد ۱۶ آزمایش N EF بر روی نمونه های شماره ۱ و ۱۸/۲ (هر دو بطور متوسط واگرا) و ۱۹ (غیرواگرا) انجام داده شد و نتایج زیر حاصل گردید.

$$D_{15cr} = 1.1 \text{ mm}$$

برای نمونه غیر واگرا:

$$D_{15cr} = 1.2 \text{ mm}$$

برای نمونه های بطور متوسط واگرا:

ملاحظه می شود که اولاً تفاوت چندانی بین فیلتر مناسب برای خاک واگرا با فیلتر مناسب برای خاک غیر واگرا بدست نیامده است. ثانیاً، همگی معیارهای پیشنهاد شده برای خاکهای واگرا که در بالا مورد بحث قرار گرفت، برای این خاک محافظه کارانه می باشند.

#### نتیجه گیری

دشواری های ارزیابی میزان واقعی واگرایی خاک های مشکوک به واگرایی و، از سوی دیگر، محافظه کارانه بودن معیارهایی که - در غیاب داده های تجربی کافی - برای تعیین دانه بندی فیلتر جهت خاک های واگرا توصیه شده است، به انتخاب دانه بندی بسیار ریز برای فیلتر پایین دست هسته رسی در بعضی از پروژه ها می انجامد. این امر، بسته به نوع قرضه در دسترس برای فیلتر، در بسیاری از موارد موجب افزایش قابل ملاحظه هزینه تولید این مصالح و بعضاً کاهش حاشیه ایمنی بلحاظ چسبیده بودن و خطر ترک خوردگی فیلتر می شود.

تأکید مراجع معتبر مبنی بر انجام آزمایش های فیلتر در پروژه های مهم و ضروری دانسته شدن این آزمایشها در صورت واگرا بودن خاک قرضه، از دیدگاه دیگری نیز قابل تأمل است: بررسی های آزمایشگاهی مناسب می توانند، لاقلاً در بعضی از موارد، موانع غیر لازم ناشی از معیارهای مبهم و محافظه کارانه را از پیش پای پروژه ها بردارند.

### فهرست مراجع

- بیجرانلو، رضا، (۱۳۷۸) " بررسی معیار شیمیایی شرارد به لحاظ نقش رطوبت عصاره گیری در شناسایی میزان واگرایی خاکها"، رساله کارشناسی ارشد، دانشکده فنی دانشگاه تهران.
- رضوانی، آرش، (۱۳۷۶) " بررسی تجربی تأثیر رطوبت خاک بر روی نتایج آزمایش های تعیین میزان واگرایی"، رساله کارشناسی ارشد، دانشکده فنی دانشگاه تهران.
- روحانی، محمد، (۱۳۷۵) " بررسی تجربی فیلتر مانع فرسایش هسته رس واگرا در سدهای خاکی"، رساله کارشناسی ارشد، دانشکده فنی دانشگاه تهران.
- سخا، فرشاد، (۱۳۷۳) " بررسی آزمایشگاهی معیار طراحی فیلتر خاک های واگرا در سدهای خاکی"، رساله کارشناسی ارشد، دانشکده فنی دانشگاه تهران.
- علی عسگری، ابوالفضل، (۱۳۷۴) " مقایسه معیارهای مختلف شیمیایی شناسایی خاک های واگرا"، رساله کارشناسی ارشد، دانشکده فنی دانشگاه تهران.
- فرزانه، اورنگ و عسگری، فرج الله، (۱۳۷۲) " بررسی پتانسیل واگرایی خاک هسته ناتراوای یک سد خاکی"، مجموعه مقالات دومین سمینار بین المللی خاک و پی ایران.
- فرزانه، اورنگ، (۱۳۷۴) " گزارش نتایج آزمایش های تعیین میزان واگرایی و آزمایش فیلتر مانع فرسایش خاک معدن باسفر تربت حیدریه"، آزمایشگاه مکانیک خاک دانشکده فنی دانشگاه تهران.
- کمالی حسین زاده، جواد، (۱۳۷۸) " بررسی آزمایشگاهی معیار طراحی فیلتر خاک های واگرا در سدهای خاکی"، رساله کارشناسی ارشد، دانشکده فنی دانشگاه تهران.
- کمیته ملی سدهای بزرگ ایران، (۱۳۷۵) " شناسایی و کاربرد خاک های واگرا در سدهای خاکی"، نشریه شماره ۸.
- ICOLD, (1996) " Dispersive soils in Embankment Dams", Bulletin No. 77.
- ICOLD, (1994) "Embankment Dams Granular Filters and Drains", Bulletin No. 95.
- Liu, Jie (1993) " Analysis of piping Failure of Earth Dams", ?
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Decker, R.S. (1976) "Identification and Nature of Dispersive Soils",  
Journal of Geotechnical Eng. Div., ASCE, Vol. 102, No. GT4.
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Talbot, J.R. (1984) " Filters for Silts and Clays", Journal of Geotechnical  
Eng. Div., ASCE, Vol.110, No.6,
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Talbot, J.R. (1984) " Basic Properties of Sand & Gravel Filters", Journal  
of Geotechnical Eng. Div., ASCE, Vol.110, No.6 .
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., (1989) " Critical Filters for Impervious Soils", Journal of Geotechnical  
Eng. Div., ASCE, Vol.115, No.7.
- USBR (1987), "Design standard No. 13 - Embankment Dams, ch.5: Protective Filters"

## مواد افزودنی در پروژه های سد سازی (کاربرد، مکانیزم واکنش، عوامل موثر بر عملکرد، معیارهای انتخاب)

محمود ابراجیان<sup>۱</sup>

### چکیده:

امتیازات فیزیکی و اقتصادی قابل ملاحظه ای که مواد افزودنی برای بتن ایجاد می کنند و همچنین در بسیاری موارد، مزایای فنی موجب رشد روز افزون کاربرد این مواد در بتن شده است.

این مواد نه تنها امکان به کار بردن بتن را در شرایط پیچیده فراهم کرده اند که پیش از آن امکان استفاده از بتن در این شرایط به دلایل مختلف فنی وجود نداشت، بلکه امکان استفاده از گستره وسیع تری از مواد متشکله در مخلوط بتن را نیز به وجود آورده اند. سدها به علت نقش اساسی که در سیستم اقتصادی، اجتماعی، سیاسی کشور دارند و نیز به علت سرمایه گذاری کلانی که برای ساخت آنها می شود، جز سازه های استراتژیکی محسوب می شوند که لازم است از عملکرد و دوام مناسبی در دراز مدت برخوردار ی باشند.

ملاحظات اقتصادی مانند استفاده از مصالح در دسترس و کاهش مصرف سیمان، ضوابط پایایی از جمله هوزایی، کاهش نفوذ پذیری، آب بندی و کاهش نسبت آب به مواد سیمانی، استفاده از مواد کمک سیمانی مانند پوزولانها، سرباره و دوده سیلیسی برای بهبود خواص و پایایی بتن که عموماً منجر به افزایش آب مورد نیاز مخلوط می شوند، بهبود شرایط اجرایی مانند حمل و نقل، ریختن و تراکم کردن بتن، بهبود خواص فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی بتن و امکان ادامه عملیات اجرایی و بتن ریزی در شرایط آب و هوایی مختلف از جمله مواردی هستند که استفاده از مواد افزودنی در پروژه های سد سازی را اجتناب پذیر می کنند.

با توجه به اندرکنش مواد افزودنی با مواد سیمانی و سایر اجزای تشکیل دهنده بتن و از آنجا که گستره وسیعی از مواد افزودنی با نامهای تجاری گوناگون موجود و در دسترس می باشند، آگاهی از خصوصیات کلی، مکانیزم واکنش و عوامل موثر بر عملکرد این مواد می تواند در انتخاب آنها برای یک پروژه خاص، به ویژه پروژه سد سازی، سودمند باشد.

در این مقاله پس از بررسی کاربرد، مکانیزم واکنش و عوامل موثر بر عملکرد مواد افزودنی متداول در پروژه های سد سازی، راهکارهایی برای انتخاب این مواد برای یک پروژه سدسازی ارائه می گردد.

**کلمات کلیدی:** مواد افزودنی - مکانیزم واکنش - عملکرد مواد افزودنی

<sup>۱</sup> مدیر فنی شرکت نامیکاران

## ۱- مقدمه

بتن یکی از مهمترین یکی از فراگیرترین مصالح ساختمانی است که مصرف آن در پروژه های مختلف عمرانی همگام با پیشرفت تکنولوژی رشد روزافزونی دارد.

امروزه برای بهبود خواص بتن، بالابردن کیفیت آن، کاهش نارسایی ها و تغییر بعضی از مشخصه های بتن از مواد افزودنی استفاده می شود. مواد افزودنی بنا به تعریف (ACI 116R) موادی تغیر از آب سنگدانه سیمان هیدرولیکی و الیاف هستند که درست پیش از اختلاط یا در حین اختلاط به بتن افزوده می شوند.

مواد افزودنی به دو دسته کلی

۱. مواد معدنی

۲. مواد افزودنی شیمیایی

تقسیم می شوند.

مواد افزودنی شیمیایی نیز بر حسب نوع عملکرد خود به گروه های مختلف (مانند هوازا، کاهنده های آب، کنگدگیرنده ها و ...) تقسیم می شوند. دسته بندی مبسوط تری از مواد افزودنی در نشریه PCA و ACI 212.3R آورده شده است.

در این مقاله کاربرد، مکانیزم واکنش، و عوامل موثر بر عملکرد مواد افزودنی شیمیایی متداول در پروژه های سد سازی، مانند روان کننده ها، دیرگیر کننده ها، هوازاها و مواد کمکی تزریقی مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در انتها ملاحظات دربارۀ کاربرد این نوع افزودنی ها و راهکاری برای انتخاب مناسب آنها برای یک پروژه سدسازی ارایه می گردد.

## ۲- دلایل کاربرد مواد افزودنی در بتن سدها

امتیازات فیزیکی و اقتصادی قابل ملاحظه ای که مواد افزودنی برای بتن ایجاد می کنند از یک سو و در بسیاری موارد مزایای فنی از دیگر سو، موجبات رشد روزافزون کاربرد، این مواد را در بتن فراهم آورده اند بلکه امکان استفاده وسیع تری از مواد متشکله در مخلوط را نیز بوجود آورده اند.

بطور کلی دلایل و مزایای حاصل از استفاده مواد افزودنی در بتن مصرفی در پروژه های سدسازی را می توان به شرح زیر دسته بندی کرد:

### ملاحظات اقتصادی:

اغلب سعی می شود که سنگدانه مورد نیاز پروژه سدسازی را از منابع قرضه های نزدیک به ساختگاه سد تامین شود. دستیابی به مشخصات مورد نظر سنگدانه پرهزینه و در شرایطی بسته به خصوصیات قرضه، ممکن است غیر عملی باشد با استفاده از مواد افزودنی می توان بر بسیاری از نارسایی های فیزیکی و شیمیایی سنگدانه موجود غلبه کرد و از همان مصالح در دسترس برای ساخت بتن استفاده کرد. تحقیقات انجام شده توسط پرهیز کار و همکاران بیانگر این واقعیت است که دوده سیلیسی به عنوان یک افزودنی معدنی می تواند به میزان قابل توجهی انبساط ناشی از واکنش قلیایی سنگدانه را کاهش دهد. با استفاده از مواد افزودنی شیمیایی نیز می توان بر بسیاری از نقایص فیزیکی سنگدانه ها مانند کمبود ریز دانه ها غلبه کرد. بدیهی است که در این موارد باید بین هزینه دستیابی به مشخصات مورد نظر از طریق تغییر قرضه، نصب تجهیزات اضافی، طولانی تر کردن فرایند تولید سنگدانه از یک سو و بهبود خواص سنگدانه موجود با استفاده از مواد افزودنی از سوی دیگر یک مقایسه اقتصادی انجام گیرد.

**بهبود خواص بتن سخت شده:**

استفاده از مواد افزودنی خواص فیزیکی، مکانیکی و شیمیایی بتن را به نحوی چشمگیری بهبود می بخشد. مواد افزودنی کاهنده آب با کاهش نسبت به آب به مواد سیمانی و کاهش تخلخل بتن، خواص مکانیکی آن مانند مقاومت فشاری، خمشی و سایشی را بهبود می بخشد (رمضانیان پور-۱۳۶۸)

**کنترل گرمایی در بتن حجیم:**

برای کاهش گرمای ناشی از هیدراسیون در بتن های حجیم باید از سیمان های با گرما زایی کم مانند پرتلند نوع ۴ و سیمان پوزلانی استفاده کرد. از آنجا که سیمان پرتلند نوع ۴ در ایران تولید نمی شود یک راه عملی برای کاهش حرارت ناشی از هیدراسیون، کاستن از مقدار سیمان مصرفی در بتن است بدون آنکه لطمه ای به خواص بتن تازه و سخت شده وارد شود. اینکار با استفاده از مواد افزودنی کاهنده آب و فوق روان کننده ها امکان پذیر است. در صورت استفاده از سیمانهای پوزلانی نیز، چون مقدار آب مورد نیاز این سیمانها بیشتر می باشد (Famili et al 2000) استفاده از مواد کاهنده آب برای حفظ نسبت به آب مواد سیمانی و نیز بهبود کارایی سودمند خواهد بود. استفاده از مواد افزودنی کندگیر کننده در کاهش سرعت گرمایی در سنین اولیه (تا ۷ روز) بسیار موثر است.

بدیهی است که این مواد تاثیری در کاهش مقدار کل گرمای حاصل نخواهد داشت.

**۳- چگونگی تاثیر مواد افزودنی شیمیایی در بتن**

مواد افزودنی شیمیایی را می توان بر حسب چگونگی تاثیر آنها در بتن به دو گروه:

۱. مواد افزودنی با اثر فیزیکی

۲. مواد افزودنی با اثر شیمیایی در بتن تقسیم کرد:

مواد افزودنی که اثر فیزیکی در بتن دارند معمولا مواد اثر کننده بر سطح هستند اینها مواد هستند که در سطح مشترک بین دو فاز آمیخته نشدنی متمرکز می شوند و نیروهای فیزیکی - شیمیایی موثر بر این سطح مشترک را تغییر می دهند این مواد موجب کاهش نیروی کشش سطحی بیم مایع و جامد و یامایع و گاز می شوند و باعث روان شدن بتن می شوند یا ایجاد حباب هوا را بتن میسر می سازند. این مواد تغییری در روند هیدراسیون سیمان بوجود نمی آورند.

مواد افزودنی که اثر شیمیایی در بتن دارند، موجب تغییر در روند هیدراسیون سیمان می شوند. این تغییر می تواند در تاخیر گیرش و یا تسریع گیرش و سخت شدن موثر باشد. به این ترتیب می توان زمان قابل کارکردن با بتن را کنترل کرد. و یا مقاومت های اولیه آنرا تغییر داد.

بطور کلی می توان گفت که مواد افزودنی کاهنده آب (روان کننده ها و فوق روان کننده ها) خواص کاهنده های نفوذپذیری دارای اثر فیزیکی هستند و مواد افزودنی کندگیر کننده و تسریع کننده (زودگیر کننده ها و زود سخت کننده ها) اثر شیمیایی در بتن دارند. مواد افزودنی کمک کننده تزریق دارای هر دو اثر فیزیکی و شیمیایی هستند. جمع بندی اثر مواد بر بتن در جدول ۱ آورده شده است.



نوع افزودنی	نوع تاثیر
کاهنده های آب	فیزیکی
هوازاها	فیزیکی
کاهنده های نفوذپذیری	فیزیکی
کندگیر کننده ها	شیمیایی
تسریع کننده ها	شیمیایی
کمک کننده های تزریق	فیزیکی - شیمیایی

جدول ۱ - تاثیر مواد افزودنی شیمیایی در بتن

#### ۴- هیدراسیون سیمان

از آنجا که اندر کنش مواد افزودنی و سیمان تاثیر مستقیمی بر عملکرد مواد افزودنی دارد، شیشه شایسته است که ابتدا هیراسیون سیمانی بطور اجمالی مورد بررسی قرار گیرد.

هیدراسیون عبارت است که ترکیب شدن آب با اجزای تشکیل دهنده سیمان که در نتیجه این واکنش شیمیایی، عمل گیرش و سخت شدن انجام می گیرد با وجود تحقیقات زیادی که در مورد روند هیدراسیون سیمان انجام شده است تاکنون این پدیده به طور کامل شناخته نشده است و اختلاف نظرهایی که مورد جزئیات آن وجود دارد. ولی جدا از این اختلاف نظرها، روند کلی هیراسیون را می توان به ترتیب زیر توصیف کرد.

#### مرحله اول:

در اثر اختلاط سیمان با آب، سولفات بصورت محلول در آمده و با آلومینات کلسیم و آلومینوفریت موجود در سیمان ترکیب شده و تشکیل سولفور آلومینات کلسیم نامحلول (اترینگایت) می دهد. وجود اترینگایت را می توان حدود ۳۰ ثانیه بعد از مخلوط کردن سیمان با آب مشاهده کرد. (رضانیان پور و همکاران، ۱۳۶۷).

کریستالهای اترینگایت در ابتدا بصورت رشته های نازک سوزنی شکل هستند، با رشد این کریستالها گیرش سیمان نیز آغاز می شود. علاوه بر این همانند بتدا بر اثر ترکیب شدن آب با سیلیکاتهای سیمان (به ویژه C32) هیدروکسید کلسیم ساخته می شود.

#### مرحله دوم:

تقریب یک ساعت پس از اختلاط آب با سیمان می توان کریستالهای سیلیکات کلسیم هیدراته (CSH) را مشاهده کرد. این کریستالها که بر اثر هیدراسیون سیلیکاتهای سیمان بوجود می آیند در ابتدایه صورت رشته های نازکی هستند که به راحتی در فضای بین دانه های سیمان که پر از آب است، حرکت و رشد می کند با بهم چسبیدن این رشته ها به یکدیگر و چسبیدن آنها به ذرات سیمان هیدراته نشده و سایر محصولات هیدراسیون، بافت متخلخلی پدید می آید که بر اثر ادامه هیدراسیون این بافت متراکم ترمی شود مقاومت اولیه سیمان ناشی از رشد همین بافت اولیه است.

#### مرحله سوم:

در این مرحله بر اثر ادامه عمل هیدراسیون، داخل حفرات و خلل و فرجها پر می شود و بتن متراکم تر غیر قاب نفوذتر می شود و مقاومت آن افزایش می یابد.

روند هیدراسیون ترکیبات شیمیایی سیمان در شکل ۲ نشان داده شده است. همانگونه که دیده می شود بخش عمده ای از آلومیناتهای سیمان در همان ابتدا هیدراته می شوند در حالیکه روند هیدراسیون سیلیکاتها کندتر است (به ویژه C2S) یا توجه به بحث

انجام شده می توان چنین انگاشت که رفتار سفت شدگی خمیر سیمان در ساعات اولیه ناشی از هیدراسیون تشکیل و متراکم شدن سیلیکات هیدراته ناشی از هیدراسیون C3S حاصل می شود .



شکل ۱- روند هیدراسیون ترکیبات سیمان

#### ۵- مکانیزم واکنش مواد افزودنی شیمیایی

آشنایی با مکانیزم واکنش و چگونگی تاثیر مواد افزودنی شیمیایی در بتن و شناخت عوامل موثر بر عملکرد آنها در بکارگیری مناسب تر آنها مفید است .

#### ۵-۱ مواد افزودنی با اثر فیزیکی در بتن :

مواد سیمانی به همراه ریزترین مصالح سنگی (کمتر از ۲۵۰ میکرون ) ریزدانه های بتن را تشکیل می دهند. این مواد ریز نقش تعیین کننده ای در میزان آب ، کارایی و تراکم بتن دارند. از آنجا که مواد افزودنی که با اثر فیزیکی نیز باعث تغییر خواص یاد شده می شوند، لذا ریزدانه های بتن و مواد افزودنی دارای اثر فیزیکی ، بر روی یکدیگر اندکند خواهند داشت .

#### ۵-۱-۱ الف - مواد افزودنی هوازا

مولکولهای قطبی آب نیز تمایل شدیدی به جذب یکدیگر دارند و برای جدا کردن آنها از یکدیگر به انرژی قابل ملاحظه ای نیاز است ، بنابراین آب دارای انرژی سطحی (کشش سطحی) زیادی است مکانیزم واکنش افزودنی هوازا کاهش کشش سطحی آب است .

مواد افزودنی هوازا از مولکولهای زنجیره طولی تشکیل شده اند که یکسر آنها "آب گریز" (hydrophobic) و یکسر آنها "آب دوست" (hydrophilic) است . سر آب دوست آنها جذب مولکولهای آب می شود و سر آب گریز آنها موجب کاهش کشش سطحی آب می شود. کاهش کشش سطحی آب امکان ایجاد حباب هوا را میسر می سازد.

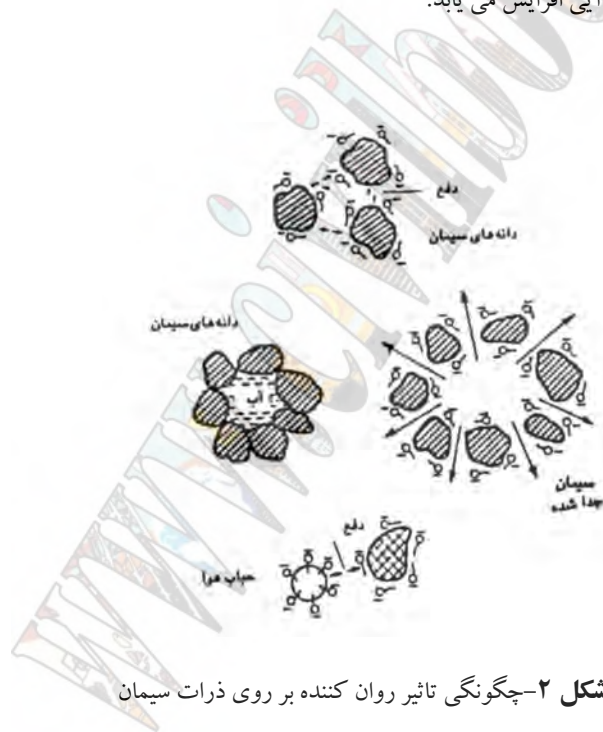
مواد افزودنی هوازا یک فیلم محکم و دافع آب (مانند حباب صابون) با مقاومت و الاستیسیته کافی در اطراف حبابهای هوا پدید می آورد، بگونه ای که حبابهای هوا را در بر گرفته و پایدار می کند و از به هم پیوستن حبابها نیز جلوگیری بعمل می آورد . خاصیت دافع آب بودن این فیلم از ورود آب به داخل حباب هوا جلوگیری می کند. عمل هم زدن و اختلاط مخلوط موجب پراکنده شدن این حبابها در بتن می شود .

حبابهای هوای محبوس ، که در همه بتن ها ایجاد می شوند و در حقیقت تابعی از ویژگیهای سنگدانه هستند، دارای اندازه ۱۰۰۰ میکرون (۱ میلیمتر) یا بیشتر هستند در حالیکه حبابهای هوایی که به طور عمدی ایجاد می شوند بطور عمده دارای قطری بین ۱۰ تا ۱۰۰ میکرون هستند.

### ۱-۵ ب - مواد افزودنی روان کننده

جز فعال اصلی مواد افزودنی روان کننده ، عوامل اثر کننده بر سطح است . اینها مواردی هستند که در سطح مشترک بین دو فاز آمیخته نشدنی متمرکز می شوند و نیروهای فیزیکی- شیمیایی موثر بر این سطح را تغییر می دهند. این مواد جذب سطح دانه های سیمان می شوند و به آنها بار منفی می دهند که منجر به نیروی دافعه بین دانه های سیمان و پراکنده شدن آنها می شوند چگونگی تاثیر روان کننده ها بر روی سیمان در شکل ۲ نشان داده شده است .

در مخلوطی که از مواد روان کننده استفاده نشود، ذرات سیمان به یکدیگر می چسبند و لخته می شوند. در اثر این لخته شدگی قسمت از آب در فضای بین ذرات لخته شده محبوس می شود و از طرفی در نقاطی که ذرات سیمان به یکدیگر می چسبند، سطح پیوستگی آنها برای هیدراسیون اولیه در دسترس نمی باشد. مواد افزودنی روان کننده با جلوگیری از لخته شدن ذرات سیمان ، مساحت سطح سیمان را که می تواند پذیرایی هیدراسیون اولیه باشد افزایش می دهند و همچنین با جلوگیری از محبوس شدن در فضای لخته شدگی ، مقدار لخته شدگی ، مقدار آب موجود برای هیدراسیون افزایش می یابد بعلاوه بارمنفی ساکن اطراف ذرات سیمان سبب می شود که در اطراف هر ذره سیمان قشری از مولکولهای جهت داده شده آب ، که از نزدیک شدن ذرات به یکدیگر جلوگیری می نمایند. تشکیل گردد بنابراین ذرات سیمان قابلیت تحرک بیشتر پیدا می کنند و آب آزاد شده تحت اثر مجموعه لخته شده ، صرف روان سازی مخلوطی می گردد و لذا کارآیی افزایش می یابد.



شکل ۲- چگونگی تاثیر روان کننده بر روی ذرات سیمان

### ۱-۵ پ - مواد افزودنی فوق روان کننده

مکانیزم واکنش فوق روان کننده ها شبیه مکانیزم واکنش روان کننده ها ولی با اثر قوی تر است . فوق روان کننده ها، پلیمری های آلی محلول در آب هستند که دارای رشته های دراز مولکولی هستند این رشته های دراز مولکولی به دور ذرات سیمان می پیچند و بار منفی زیادی به آنها می دهند، به طوری که یکدیگر را دفع می نمایند. این امر منجر به پراکندگی و پخش سیمان می گردد .

### ۲-۵ مواد افزودنی با اثر شیمیایی در بتن

همچنانکه گفته شد مواد افزودنی با اثر شیمیایی در بتن بر روند هیدراسیون سیمان تأثیری گذارند. سیمانهای مختلف دارای خواص شیمیایی متفاوتی هستند و بنابراین واکنش های متفاوتی نسبت به مواد افزودنی با خصوصیات شیمیایی مختلف از خود نشان می دهند .

#### ۲-۵- الف - مواد افزودنی تسریع کننده

مواد افزودنی تسریع کننده سبب کاهش زمان گیرش ، افزایش روند کسب مقاومت و یا هر دومی شوند. این مواد در حقیقت روند هیدراسیون را تسریع می کنند. بطور کلی این مواد را می توان به دودسته کلی مواد افزودنی زودگیر و مواد افزودنی زود سخت کننده تقسیم کرد .

#### ۲-۵- الف - ۱- مواد افزودنی زودگیر (Setting accelerator)

مواد افزودنی زودگیر عموم با تسریع بین سولفات و آلومیناتها و تشکیل اترینگایت ، سرعت سخت شدن خمیر سیمان را افزایش می دهند. افزایش سرعت این واکنش منجر به پدید آمدن کریستالهای سوزنی شکل کوچک اترینگایت می شود. طول کریستالها در ای حالت از طول کریستالهای پدید آمده در خمیر سیمان شاهد کوتاهتر خواهد بود. در هم فرو رفتن این اترینگایت های ظریف موجب تسریع زمان گیرش می شود. کاربرد عمده این مواد در بتن پاشی است .

#### ۲-۵- الف - ۲- مواد افزودنی سخت کننده (Hardening accelator)

این مواد با تسریع واکنش C3S موجب افزایش مقاومت های اولیه و نیز کاهش زمان گیرش می شوند. تأثیر این مواد بر زمان گیرش کمتر از مواد افزودنی زودگیر است . مواد افزودنی زود سخت کننده یا مانند کلریدها بعنوان یک کاتالیزور در واکنش هیدراسیون C3S عمل می کنند و یا مانند کربناتها با هیدروکسید ترکیب شده و کربنات کلسیم و یک قلیایی نامحلول تشکیل می دهند. قلیایی حاصل از واکنش موجب تسریع واکنش سیلیکات و آلومینات می شود.

#### ۶- عملکرد مواد افزودنی در بتن

صرفنظر از جنس و مقدار مصرف مواد افزودنی ، اجزای تشکیل دهنده بتن ، شرایط محیطی ، شرایط ساخت و حمل و نحوه بتن ریزی نیز از جمله عواملی هستند که بر عملکرد مواد افزودنی در بتن تأثیر می گذارند.

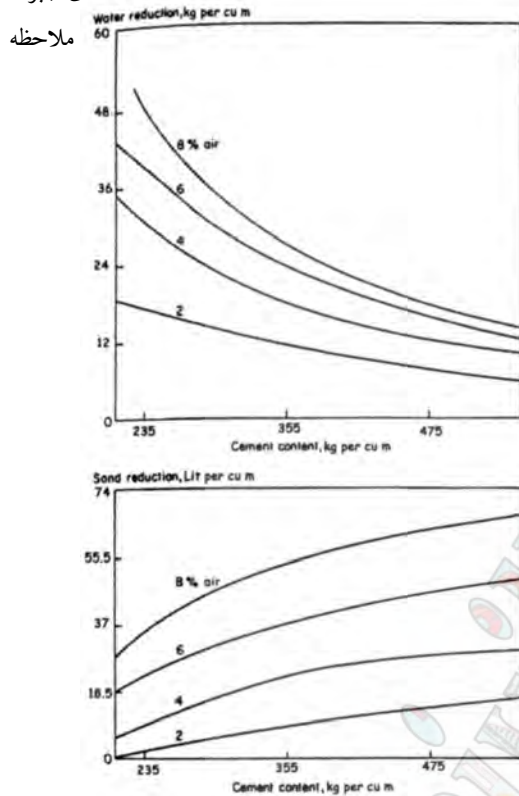
#### ۶-۱ مواد افزودنی هوازا

مهمترین دلیل هوازایی در بتن بهبود پایداری آن در برابر یخبندان و نمکهای یخ زدا است . هنگامیکه آب یخ بزند، افزایش حجم پیدا می کند. چنانچه تمهیداتی برای این افزایش حجم در نظر گرفته نشود موجب پدید آمدن فشار در منافذ مویبیه بتن می شود. اگر مقدار این فشار از مقاومت کششی بتن فراتر رود سبب ایجاد ترک در بتن و در نهایت موجب فروپاشی بتن می شود. تشکیل بلورهای نمک در بتن (ناشی از کاربرد نمکهای یخ زدا) نیز موجب پدید آمدن فشار در بتن و خرابی بتن می شود. حبابهای هوا در بتن فضای مورد نیاز برای انبساط ناشی از یخ زدگی و فضای لازم برای رشد بلورهای نمک را فراهم می آورد و از ایجاد فشار داخلی جلوگیری می کند. علاوه بر موارد گفته شده، هوازایی سایر خواص بتن را نیز، به ویژه برای مقاصد سدسازی ، بهبود می بخشد. کارآیی:

هوازایی کارآیی بتن به ویژه بتن های کم سیمان و خشن را بهبود می بخشد. علت افزایش و بهبود کارآیی بتن و استفاده از مواد افزودنی هوازا این است که حبابهای هوا در اثر نیروهای کشش سطحی کروی شکل می شوند و مانند غلتهای با اصطکاک سطحی کم و خاصیت الاستیسیته قابل ملاحظه ، عمل می کنند. در حقیقت حباب های هوا نقش ریزدانه های بتن (مواد سیمانی و ریزترین مصالح سنگی (را در کارآیی یاری می کنند. همچنان که در شکل سه نشان داده شده است ، برای بتنی با روانی و کارآیی ثابت ، با افزایش مقدار هوا می توان از مقدار آب اختلاط و مقدار ماسه کاست . این موضع برای بتن های کم سیمان مشهودتر است . در بتنهای حجیم ، که علاقه به کاهش سیمان آنها به منظور کنترل گرمای هیدراسیون می باش ، هوازایی می تواند بدون نیاز به افزایش آب (

W/C ثابت)، کارآیی را ثابت نگه دارد از طرفی هرچه بزرگترین اندازه سنگدانه افزایش یابد، سنگدانه های درشت حجم بیشتری از بتن را اشغال می کنند و بنابراین جبران ریزدانه و حفظ کارآیی می توان از هوازایی استفاده کرد.

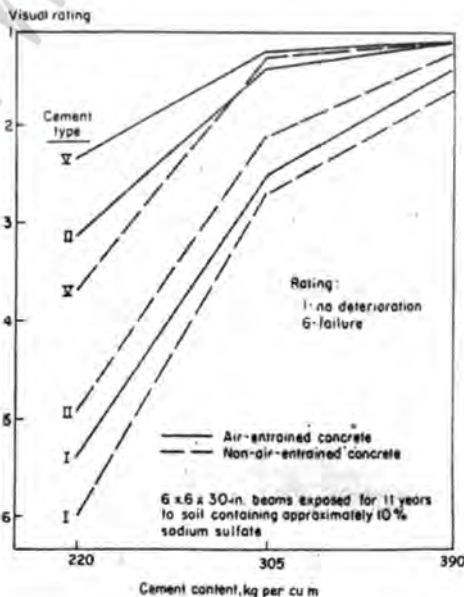
در مورد ماسه هایی که کمبود ذرات ریز دارند (زیر الک نمبر ۵۰) نیز تا اندازه ای تا حدود ۱۰ تا ۱۵ درصد مادی جبران کرد. هوازایی همچنین جداسدگی و آب انداختگی (به ویژه در بتنهای ای کاهش می دهد .



شکل ۳- کاهش مقدار آب و ماسه برای مقادیر مختلف سیمان و هوای بتن

### مقاومت در برابر سولفات :

برای کارآیی ثابت چنانچه کاهش نسب آب به سیمان در نتیجه هوازایی در نظر گرفته شود، مقاومت بتن در برابر سولفات ها بهبود می یابد. در یک کار مطالعاتی (PCA - 1994) اثر هوازایی بر عملکرد بتنی که در معرض خاک سولفاتی قرار داشته است مورد بررسی قرار گرفته شده است نمونه به مدت ۵ سال در تماس با خاک سولفاتی بوده است . همچنان که در شکل ۴ دیده می شود هوازایی مقاومت در برابر سولفات بتن را، به ویژه در مقادیر سیمان پایین تر، بهبود می بخشد.

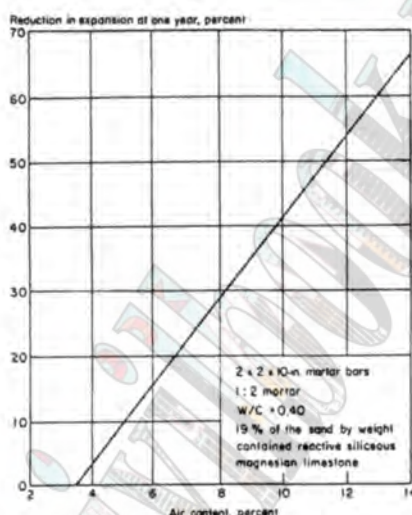


شکل ۴- عملکرد بتن های هوازایی شامسیتیش در این شرایط به نسبت با بویک بوکس در معرض خاک سولفاتی قرار داشته اند.



### مقاومت در برابر واکنش قلیایی - سنگدانه :

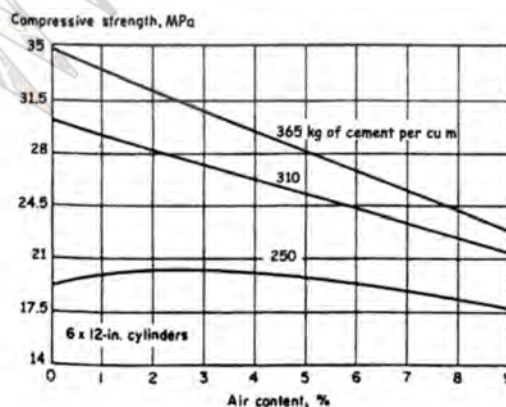
هوای انبساط مخرب ناشی از واکنش قلیایی - سنگدانه را کاهش می دهد قلیایی های سیمان باسیلیس سنگدانه های واکنش زا نشان می دهند و پیامد آن ، که تولید محصولات منبسط شونده است ، موجب منبسط شدن بتن می شود. انبساط بیش از اندازه سبب خراب شدن بتن می شود. همچنان که در شکل ۵ نشان داده شده است ، هوای انبساط منشورهای ملات ساخته شده با سنگدانه های واکنش زار کاهش می دهد این موضوع به درستی در طراحی تونلهای انحراف آب سد سیمره توسط مشاور در نظر گرفته شده است و امکان استفاده از سنگدانه های محلی کوچک به واکنش زایی را فراهم آورده است. ضمن اینکه امکان مطالعه و بررسی دراز مدت تاثیر هوایی بر واکنش قلیایی - سنگدانه را در حجمی وسیع پدید آورده است .



شکل ۵ - اثر مقدار هوا بر کاهش انبساط ناشی از واکنش قلیایی سنگدانه

### مقاومت :

در مخلوطهای پر سیمان ، مقاومت بتن با افزایش مقدار هوا کاهش می یابد در مخلوطهای کم سیمان و خشن ، مقاومت در اثر مقدار مناسب هوایی افزایش می یابد. این موضوع به علت کاهش نسبت آب به سیمان و بهبود کارایی این نوع بتن ها در اثر هوایی است . نمونه ای از این روابط در شکل ۶ نشان داده شده است . در مخلوطهای مورد استفاده ، برای حفظ کارایی ثابت ، متناسب با افزایش مقدار هوا مقدار آب کاهش داده شده است .



شکل ۶ - رابطه بین مقدار هوا و مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن های کم سیمان تا پرسیمان. متناسب با افزایش مقدار هوا، مقدار آب تا آن اندازه کاهش یافته است که اسلامپ ثابت باقی بماند.

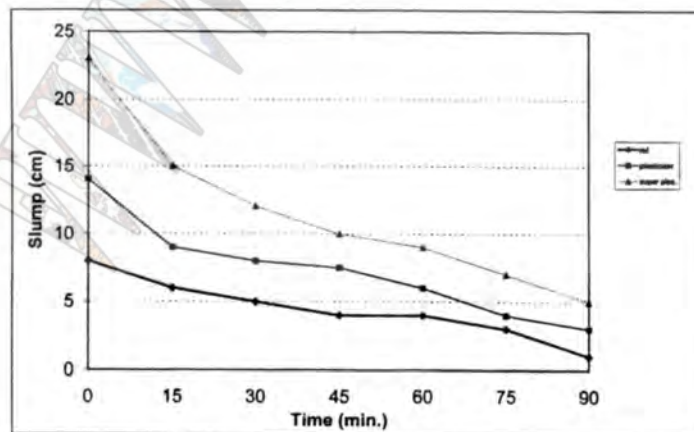
## ۶-۲ مواد افزودنی کاهنده آب (روان کننده)

همانگونه که از اسم مواد بر می آید، اثر مواد افزودنی کاهنده آب، کاستن از مقدار آب مخلوط (معمولاً بین ۵ تا ۱۰٪) است. بنابراین هدف از بکار بردن مواد افزودنی کاهنده آب مخلوط در بتن، کاستن از نسبت آب به سیمان با حفظ کارایی مورد نظر یا بهبود کارایی در یک نسبت آب به سیمان معین خواهد بود. مواد افزودنی کاهنده آب خواص بتن تازه ساخته شده با سنگدانه های با دانه بندی نامناسب را بهبود می بخشد به عنوان مثال، یک مخلوط خشن بتن حاوی مواد افزودنی کاهنده آب عموم جفا شدگی کم و قابلیت جریان یافتن مطلوبی از خود بروز می دهد.

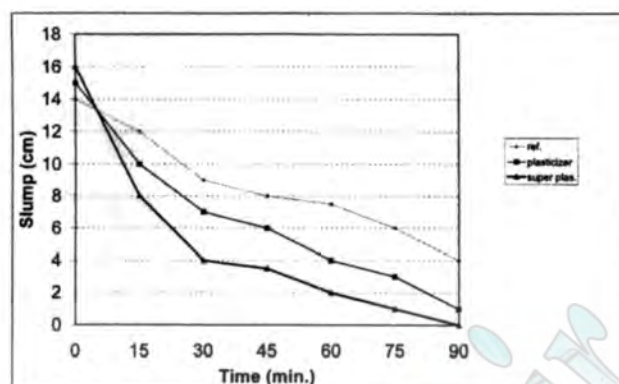
### کارایی:

همچنان که گفته شد عملکرد مهم مواد افزودنی کاهنده آب افزایش کارایی در نسبت آب به سیمان ثابت، یا کاهش نسبت آب به سیمان در کارایی ثابت است. عمل پخش کننده مواد افزودنی کاهنده آب علاوه بر افزایش کارایی بتن، تاثیراتی نیز در پخش شدن حبابهای هوا در آب دار به طوری که این افزودنی ها، به ویژه موادی که بر پایه لیگنو سولفات هستند، می توانند تاثیر هوازایی داشته باشند وجود این حبابهای هوا کارایی بهبود می بخشد و جداسازی و آب انداختگی بتن را کاهش می دهند.

نکته قابل توجه در مورد این مواد، نرخ افت روانی (اسلامپ) بتن های حاوی این مواد است. افت روانی بتن های حاوی مواد افزودنی روان کننده (یا کاهنده آب)، به ویژه در زمانهای اولیه، بیشتر از بتن های بدون این مواد است. در آزمایشهای به عمل آمده برای مقایسه عملکرد مواد افزودنی در آزمایشگاه سد مسجد سلیمان مشخص شد که چنانچه نسبت آب به سیمان ثابت نگه داشته شود، نرخ افت اسلامپ بتن حاوی روان کننده بیشتر از بتن بدو روان کننده است (شکل ۷). در حالتی که روانی اولیه ثابت نگهداشته شود و از میزان آب کاسته شود نرخ افت اسلامپ شدیدتر نیز خواهد شد (شکل ۸). این موضوع به علت کاهش نسبت آب به سیمان و تسریع هیدراسیون سیمان است. از طرفی باید توجه داشت که روان کننده ها، به ویژه آنها که پایه لیگنوسولفوناتی دارند، ممکن است موجب تاخیر در گیرش شوند.



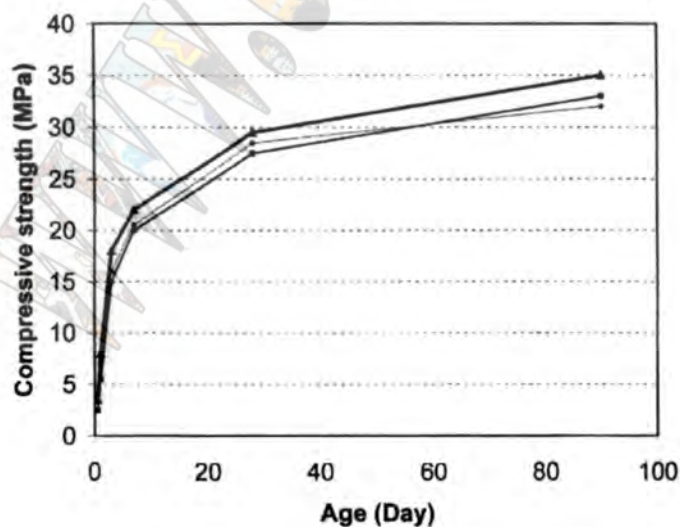
شکل ۷- عملکرد روان کننده و فوق روان کننده در نسبت آب به سیمان ثابت



شکل ۸- عملکرد روان کننده در روانی اولیه یکسان

### مقاومت :

یکی از اثرات پخش شدن ذرات سیمان ، در اثر استفاده از روان کننده‌ها، آن است که مساحت سطح بیشتری از ذرات سیمان هیدراته خواهند شد و بنابراین در مراحل اولیه، هیدراسیون با روند سریعتری پیشرفت می نماید و هیدراسیون به طور کاملتری انجام می گیرد . بنابراین انتظار می رود که مقاومت بتن حاوی این مواد در مقایسه با بتن با همان نسبت آب به سیمان ولی بدون مواد افزودنی ، افزایش نشان دهد. ولی در این رابطه لازم است که به دو عملکرد دیگر این نوع مواد یعنی هوازایی و کندگیری جزئی نیز توجه شود. هوازایی موجب کاهش مقاومت ، چه اولیه و چه نهایی می شود ولی کندگیری کاهش مقاومت اولیه و در برخی موارد افزایش نهایی بتن می شود بنابراین برای در نظر گرفتن اثر روان کننده‌ها بر مقاومت بتن باید تاثیر این سه عامل به طور همزمان در نظر گرفته شود. نتایج مقاومت بتن با و بدون روان کننده (پایه لیگنو سولفوناتی) برای نسبت آب به سیمان ثابت ، که در آزمایشگاه بتن سد مسجد سلیمان انجام شده است ، در شکل ۹ نشان داده شده است .



شکل ۹- تاثیر روان کننده و فوق روان کننده بر مقاومت بتن

### ۳-۶ مواد افزودنی فوق روان کننده

کاربرد عمده فوق روان کننده‌ها تولید بتن با کارایی خیلی زیاد و یا بتن با مقاومت خیلی زیاد است.

#### کارایی:

فوق روان کننده‌ها کارایی و روانی بتن را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهند. مقدار آب را با استفاده از فوق روان کننده‌ها می‌توان حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد کاهش داد. فوق روان کننده‌ها کندگیری قابل توجهی به وجود نمی‌آورند (مگر نوع کندگیر کننده آنها). تاثیر فوق روان کننده‌ها در جلوگیری از دوباره لخته شدن ذرات سیمان فقط تا زمانی ادامه پیدا می‌کند که تعداد کافی از مولکولها فوق روان کننده در دسترس باشند تا سطوح ذرات سیمان مواجه شده با آب را بپوشانند. از آنجا که بعضی از مولکولهای فوق روان کننده در محصولات هیدراسیون سیمان محبوس می‌شوند، از مقدار روان کننده کاسته می‌شود و کارایی مخلوط به سرعت از دست می‌رود. (شکل های ۷ و ۸)

#### مقاومت:

پخش شدن و پراکندگی ذرات سیمان در اثر استفاده از فوق روان کننده‌ها، امکان هیدراسیون ذرات بیشتری از سیمان را فراهم می‌آورد و هیدراسیون در مراحل اولیه با روند سریعتری پیشرفت می‌نماید. از طرف دیگر، از آنجا که فوق روان کننده‌ها تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر کشش سطحی آب ندارند مقدار زیادی حباب هوا ایجاد نمی‌نمایند و افت مقاومتی به دنبال ندارند. بنابراین مقاومت اولیه و نهایی بتن‌های دارای فوق روان کننده برای نسبت‌های آب به سیمان ثابت، افزایش می‌یابد (شکل ۹). از طرف دیگر، فوق روان کننده‌ها برای کارایی و روانی ثابت با کاهش نسبت آب به سیمان، مقاومت بتن را افزایش می‌دهد.

### ۴-۶ مواد افزودنی کندگیر کننده

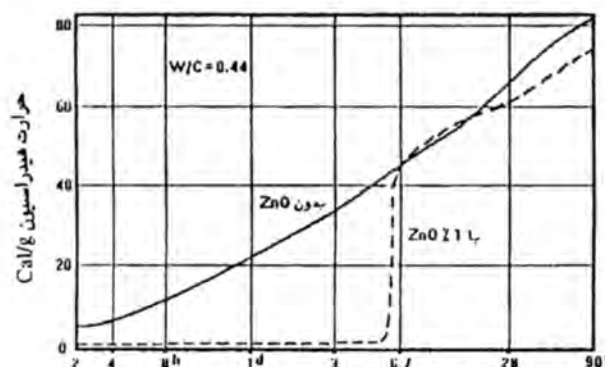
عملکرد اصلی مواد افزودنی کندگیر کننده، تاخیر در گیرش خمیر سیمان و همچنین کند کردن روال سخت شدن آن است. این مواد با پوششی که بر روی ذرات سیمان پدید می‌آورد مانع آبدگیری سیلیکات‌ها و یا مانع انحلال آهک و آلومین می‌گردند.

#### کارایی:

مواد افزودنی کندگیر کننده با به تاخیر انداختن گیرش، زمان قابل کار کردن با بتن را افزایش می‌دهند. این مواد تاثیر بر کارایی و روانی اولیه ندارند، به جزء آنهایی که خاصیت روان کنندگی داشته باشند. این مواد میزان افت اسلامپ را کاهش می‌دهند. کندگیر کننده‌ها بسته به نوعشان ممکن است آب انداختگی را افزایش دهند (مانند گلوکونات)، آنرا کاهش دهند (مانند گلوکز)، و یا ممکن است مانند لیگنوسولفونات‌ها تاثیری بر آب انداختگی نداشته باشند. مواد افزودنی کندگیر کننده امکان حمل بتن در فواصل طولانی و نیز بتن ریزی در سطوح گسترده را، بدون خطر ایجاد درز سرد بین لایه‌های بتن، فراهم می‌آورند.

#### گرمای هیدراسیون:

از آنجا که مواد افزودنی کندگیر روند هیدراسیون سیمان را کند می‌کنند، بنابراین میزان گرمای هیدراسیون آزاد شده در سنین اولیه کاهش می‌یابد بدیهی است که این مواد تاثیری در کاهش مقدار کل گرمای حاصل از هیدراسیون نخواهند داشت. تاثیر یک افزودنی کندگیر کننده (اکسید روی) بر گرمای هیدراسیون در شکل ۱۰ نشان داده شده است (رمضانیاپور و همکاران ۱۳۷۶).



شکل ۱۰- تاثیر یک نوع سیمان بر گرمای هیدراسیون

**مقاومت:**

از آنجا که مواد افزودنی کندگیر کننده، روند هیدراسیون را کند می کنند تاثیر دوگانه ای بر مقاومت بتن دارند با کند شدن هیدراسیون، مقاومت های اولیه کاهش می یابد. در حالیکه به علت تشکیل کریستالهای کوچکتر، منظمتر و بهم نزدیکتر، بتن متراکم تر می شود و مقاومت دراز مدت آن افزایش می یابد.

**۶-۵- مواد افزودنی تسریع کننده**

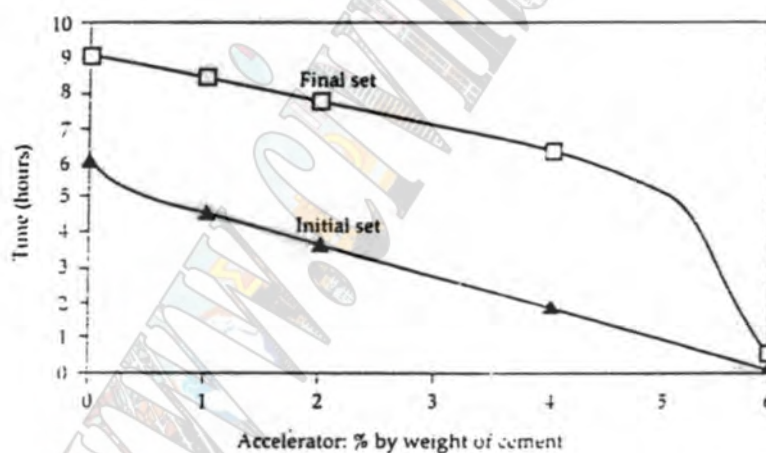
همچنانکه گفته شد مواد افزودنی تسریع کننده به دو دسته مواد افزودنی زودگیر و مواد افزودنی زود سخت کننده تقسیم می شوند.

**۶-۵-۱- مواد افزودنی زودگیر**

این افزودنی ها با تسریع واکنش C3A سرعت سفت شدن بتن را افزایش می دهند و در همان اوایل واکنش، گرمای زیادی آزاد می کنند.

**کارآیی:**

این مواد تاثیری بر کارآیی اولیه ندارند ولی زمان گیرش اولیه و نهایی را کاهش می دهند. نمونه ای از تاثیر این مواد بر زمان گیرش، برای مقادیر مختلف مصرف این افزودنی، در شکل ۱۱ نشان داده شده است. (Paillere - 1995) زمان گیرش بتن با استفاده از این مواد به کمتر از ۱۵ دقیقه می رسد. در مورد افزودنی بسیار زودگیر، که برای بند آوردن موقتی نشست آب مورد استفاده قرار می گیرند، گیرش در کمتر از یک دقیقه رخ می دهد.

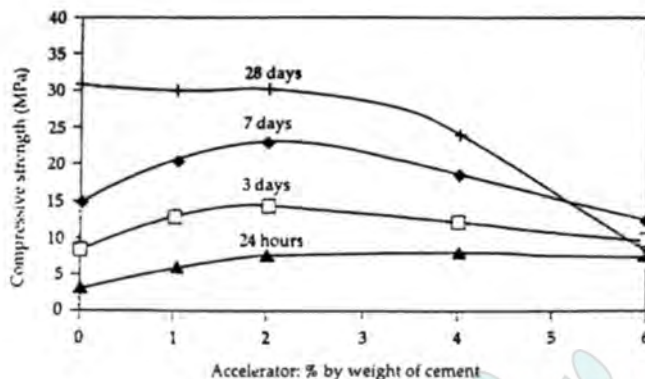


شکل ۱۱- تاثیر یک نوع افزودنی زودگیر بر زمان گیرش

**مقاومت:**

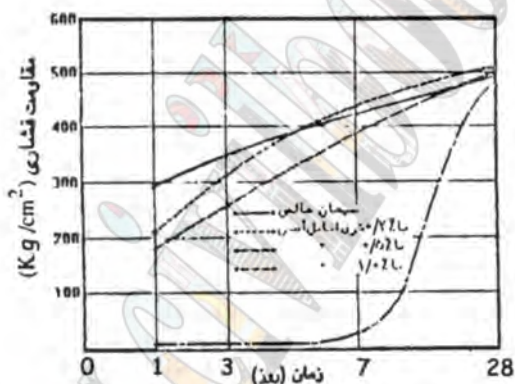
استفاده از این مواد معمولاً موجب افزایش مقاومت های اولیه و کاهش مقاومت های دراز مدت می شود. برخی از دلایل این کاهش مقاومت عبارت از: تشکیل سیلیکات کلسیم هیدراته با نسبت C/S بالاتر، مختل شدن هیدراسیون C3S، گیرش بسیار سریع که با تولید گرمای بیشتری همراه است، و ساختاری متخلخل دارند. با افزایش مقدار مصرف این نوع افزودنی، مقاومت های دراز مدت افت بیشتری پیدا می کنند. تاثیر مقدار مصرف افزودنی های زودگیر بر مقاومت در شکل ۱۲ نشان داده شده است (Paillere - 1995)





شکل ۱۲- تاثیر مقدار مصرف یک افزودنی زودگیر بر مقاومت فشاری

البته افزودنی های زودگیر مانند تری اتانل آمین بر مقاومت سیمان در شکل ۱۳ نشان داده شده است (رمضانیاپور و همکاران - ۱۳۶۷). کاهش مقاومت اولیه بیشتر به این دلیل است که تری اتانل آمین بر روی سطح C3S جذب شده و در نتیجه از واکنش آن با آب جلوگیری می نماید و واکنش را به تاخیر می اندازد.



شکل ۱۳- اثر تری اتانل آمین بر روی مقاومت فشاری سیمان

#### ۶-۵-۲- مواد افزودنی زود سخت کننده

همچنانکه که گفته شد، مواد افزودنی زود سخت کننده موجب تسریع هیدراسیون سیلیکاتها و آلومیناتها می شوند.

#### کارآیی:

این مواد تأثیری بر کارآیی اولیه مخلوط بتن ندارند. ولی زمان گیرش را کاهش می دهند. تأثیر این مواد بر زمان گیرش ضعیف تر از تأثیر افزودنی های زودگیر است، ضمن آنکه در ساعات اولیه، گرمای کمتری نیز نسبت به آنها تولید می کند.

#### مقاومت:

مواد افزودنی زود سخت کننده مقاومت اولیه را افزایش می دهند ولی تأثیر آنها بر مقاومت نهایی، بسته به مکانیزم واکنش شان، متغیر است بعنوان مثال، کلرید کلسیم مقاومت دراز مدت را کاهش می دهد در حالیکه فرمات کلسیم و نیترات مقاومت دراز مدت افزایش می دهند (Paillere-1995) کربنات سدیم و پتاسیم مقاومت نهایی را افزایش می دهند در حالیکه فلوئور سدیم بسته به مقدار مصرف ممکن است مقاومت را افزایش یا کاهش دهد (رمضانیاپور و همکاران - ۱۳۶۷).

## ۷- عوامل موثر بر عملکرد مواد افزودنی

از جمله عوامل موثر بر عملکرد مواد افزودنی شیمیایی می توان به اجزای تشکیل دهنده بتن (به ویژه ترکیبات شیمیایی سیمان)، دما، زمان اختلاط، فاصله حمل و نحوه بتن ریزی اشاره کرد.

### ۷-۱- عوامل موثر بر عملکرد ماده افزودنی هوازا

ایجاد حباب های هوا در بتن (هوازایی)، مقدار و اندازه حبابهای هوا در بتن علاوه بر آنکه به نوع ماده هوازا و مقدار مصرف آن بستگی دارد به عوامل دیگری مانند اجزاء تشکیل دهنده و شرایط ساخت، انتقال، و ریختن بتن نیز بستگی دارد.

#### ۷-۱-۱- سیمان

ترکیبات شیمیایی، نرمی و مقدار سیمان از جمله عواملی هستند که بر عملکرد ماده افزودنی هوازا تاثیر می گذارند.

#### ترکیبات شیمیایی:

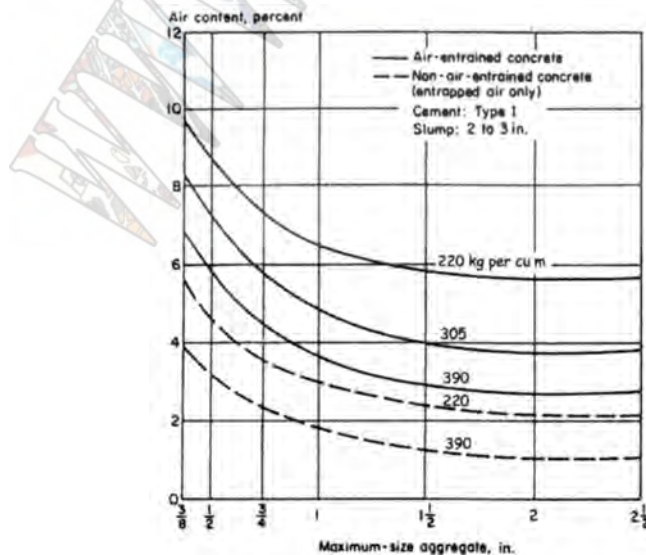
برای مقدار مشخصی از یک ماده افزودنی هوازا، سیمانهای با قلیایی بالا نسبت به سیمانهای با قلیایی پایین تر، هوای بیشتری تولید می کنند (هوازایی بیشتری دارند) بعنوان نمونه برای دستیابی به یک مقدار هوای مشخص، سیمانهای با قلیایی پایین ممکن است به ۲۰ تا ۴۰ درصد افزودنی هوازایی بیشتری نسبت به سیمانهای با قلیایی بالا نیاز داشته باشند.

#### نرمی سیمان:

برای یک مقدار سیمان ثابت، افزایش نرمی سیمان موجب کاهش هوازایی می شود. بعنوان مثال، با افزایش سطح ویژه سیمان از  $3000 \text{ g/cm}^2$  به  $5000 \text{ g/cm}^2$  برای دستیابی به یک مقدار مشخص حباب هوا می بایستی مقدار مواد افزودنی هوازا را تا دو برابر افزایش داد (رمضانپور و همکاران - ۱۳۶۷).

#### مقدار سیمان:

برای یک مقدار مشخص از مواد افزودنی هوازا، با افزایش مقدار سیمان، درصد هوا کاهش می یابد. همچنانکه در شکل ۴ (PCA-1994) دیده می شود با افزایش سیمان از حدود  $3220 \text{ kg/cm}^3$  به حدود  $390 \text{ kg/cm}^3$ ، مقدار مصرف ماده افزودنی هوازا برای دستیابی به یک مقدار مشخص هوا بایستی افزایش یابد.



شکل ۱۴- رابطه بین اندازه سنگدانه، مقدار سیمان و مقدار هوای بتن، مقدار مصرف ماده افزودنی هوازا

نسبت به وزن سیمان برای تمامی بتن های هوازایی شده یکسان بوده است.

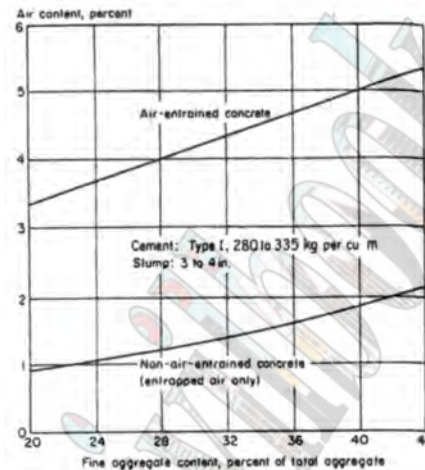
گسترش داده شده توسط سیویل بوک

### ۲-۱-۷- سنگدانه درشت

بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه درشت تاثیر قابل ملاحظه ای برای مقدار هوای بتن هوازایی شده و هوازایی نشده دارد. همچنانکه در شکل ۱۴ دیده می شود، با افزایش اندازه سنگدانه درشت از مقدار هوا کاسته می شود.

### ۳-۱-۷- سنگدانه ریز

مقدار سنگدانه ریز مخلوط بتن بر مقدار آن تاثیر می گذارد. همچنانکه در شکل ۱۵ نشان داده شده است (PCA-1994)، برای یک مقدار مشخص افزودنی هوازا با افزایش مقدار سنگدانه ریز مقدار هوای مخلوط افزایش می یابد. ذرات عبوری از الک شماره ۳۰ و مانده روی الک شماره ۱۰۰ نسبت به ذرات درشت تر و ریزتر قابلیت بیشتری برای حفظ حبابهای هوا دارند. مقدار بیش از اندازه ذرات عبوری الک شماره ۱۰۰ موجب کاهش هوازایی می شود.



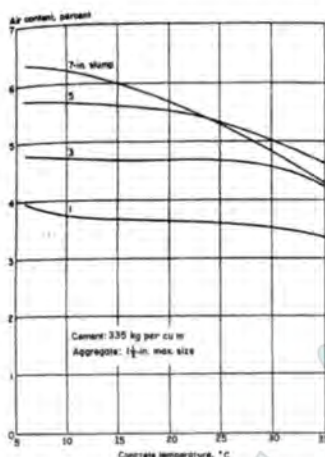
شکل ۱۵- رابطه بین درصد سنگدانه ریز و مقدار هوای بتن

### ۴-۱-۷- مقدار آب اختلاط و اسلامپ

افزایش مقدار آب اختلاط، آب بیشتری را برای تولید حبابهای هوا در دسترس قرار می دهد. افزایش اسلامپ نیز موجب افزایش مقدار هوای بتن می شود. بعنوان نمونه برای بتنی با اسلامپ و مقدار سیمان کم تا متوسط و با مقدار ثابت افزودنی هوازا، به ازای هر ۲۵ mm افزایش اسلامپ مقدار هوا بین ۰/۵ تا ۱/۰ درصد افزایش می یابد. (PCA-1994) وجود افزودنی های روان کننده ممکن است خاصیت پایدار سازی حبابهای هوا توسط مولکولهای ماده روان کننده (شکل ۲) می باشد.

### ۵-۱-۷- دمای بتن

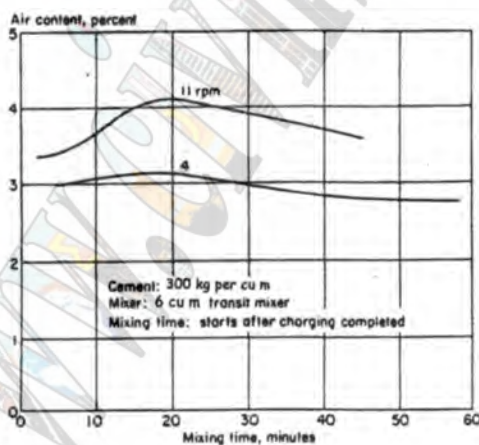
مقدار نیروها کشش سطحی در دماهای مختلف - متفاوت است این نیروها معمولا در دماهای پایین و در دماهای بالا کمترند. بنابراین با کاهش دما تاثیر مواد افزودنی هوازا افزایش می یابد. بعبارت دیگر با افزایش دمای بتن، بویژه هنگامیکه اسلامپ نیز بالا باشد، مقدار هوای کمتری در بتن تولید می شود رابطه بین دما، اسلامپ و مقدار هوای بتن در شکل ۱۶ نشان داده شده است (PCA-1994)



شکل ۱۶- رابطه بین دما، اسلامپ و مقدار هوای بتن

### ۶-۱-۷- اختلاط و هم زن بتن

نوع و شرایط مخلوط، مقدار بتنی که هم زده می شود و سرعت و زمان اختلاط از جمله عواملی هستند که بر مقدار هوازایی تاثیر می گذارند. همچنانکه در شکل ۱۷ نشان داده شده است (PCA-1994) با افزایش زمان مخلوط کردن ابتدا درصد هوای بتن افزایش می یابد ولی بعد از مدتی آن کاهش می یابد. علت افزایش جابهای هوا این است که در ابتدا در حین مخلوط کردن جابهای هوا ساخته می شوند و کاهش مجدد آن به علت افزایش دمای بتن و کاهش اسلامپ آن در حین مخلوط کردن و خارج شدن قسمتی از جابهای هوا است که به سطح مخلوط می رسند و از بین می روند.



شکل ۱۷- رابطه بین زمان اختلاط و مقدار هوای بتن

### ۷-۱-۷- انتقال و حمل و نقل بتن

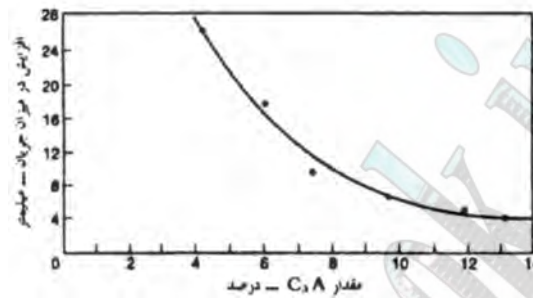
در حین انتقال بتن از محل ساخت تا محل بتن ریزی، عموم بخشی از هوای بتن (حدود ۱ تا ۲ درصد) از بین می رود. علاوه بر این نحوه ریختن بتن نیز بر مقدار هوای آن تاثیر دارد بعنوان مثال پمپ کردن بتن، بسته به فاصله پمپاژ، روانی بتن، دمای بتن، و... موجب افت تا حدود ۲/۵ درصد از هوای بتن می شود.

### ۷-۲- عوامل موثر بر عملکرد روان کننده ها و فوق روان کننده ها

اجزای تشکیل دهنده بتن به ویژه سیمان، دمای بتن، زمان مخلوط کردن و حمل بتن و نوع ماده افزودنی از جمله عواملی هستند که بر عملکرد روان کننده ها و فوق روان کننده ها تاثیر می گذارند.

### ۷-۲-۱- سیمان

ترکیبات سیمان به ویژه نسبت  $C3A/C3S$  و مقدار  $C3A$  و نیز مقدار قلیایی بر عملکرد مواد افزودنی روان کننده تاثیر می گذارند. با افزایش مقدار  $C3A$  در سیمان از راندمان روان کننده های لیگنوسولفوناتی در شکل ۱۸ نشان داده شده است (فامیلی - ۱۳۷۷) میزان تاثیر روان کننده ها در سیمانهای با قلیایی کمتر نسبت به سیمانهای قلیایی بیشتر است .



شکل ۱۸- تاثیر میزان  $C3A$  سیمان بر افزایش روانی ملات

### ۷-۲-۲- دمای بتن

با افزایش دمای بتن ، سرعت هیدراسیون سیمان افزایش می یابد و احتمال آنکه بخشی از مولکولهای روان کننده یا فوق روان کننده در بین محصولات هیدراسیون محصور شوند بیشتر می شوند. بنابراین میزان تاثیر این افزودنی ها با افزایش دمای بتن کاهش می یابد .

### ۷-۲-۳- زمان اختلاط

افزایش زمان مخلوط کردن موجب می شود که واکنش شیمیایی سیمان سریعتر انجام گیرد و نیز ممکن است باعث شود که محصولات هیدراسیون که به سطح ذرات سیمان چسبیده اند از آن جدا شوند و سطح هیدراته نشده ذرات سیمان در معرض هیدراته شدن قرار بگیرند. بنابراین اثر افزودنی های روان کننده و فوق روان کننده با افزایش زمان اختلاط و هم زدن ، کاهش می یابد. نمونه از تاثیر زمان اختلاط بر تاثیر این مواد در شکل ۱۹ نشان داده شده است (رمضانپور و همکاران - ۱۳۶۷)



شکل ۱۹- اثر زمان اختلاط بر عملکرد روان کننده ها و فوق روان کننده ها



### ۳-۷- عوامل موثر بر عملکرد کندگیر کننده ها

از آنجا که کندگیر کننده ها بر روند هیدراسیون سیمان تاثیر می گذارند، بنابراین عوامل موثر بر این واکنش بر عملکرد آنها تاثیر گذار است .

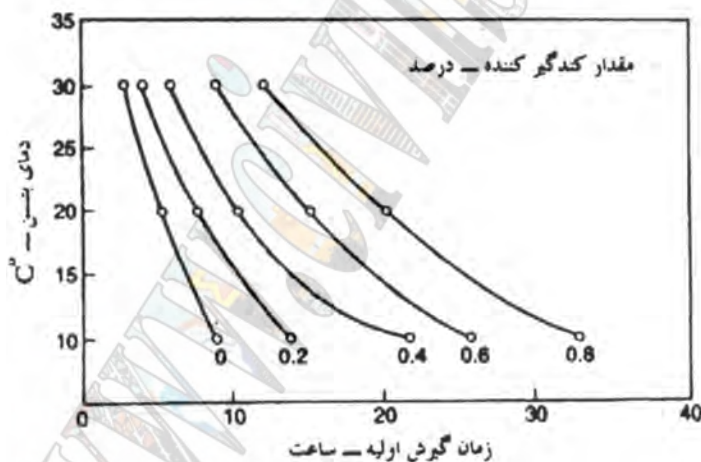
#### ۱-۳-۷- سیمان

هر نوع سیمان بسته به ترکیبات شیمیایی خود، واکنش های متفاوتی نسبت به مواد افزودنی با خصوصیات شیمیایی مختلف ، از خود بروز می دهد. علاوه بر ترکیبات شیمیایی سیمان ، نرمی آن نیز بر عملکرد کندگیر کننده ها کاهش می یابد.

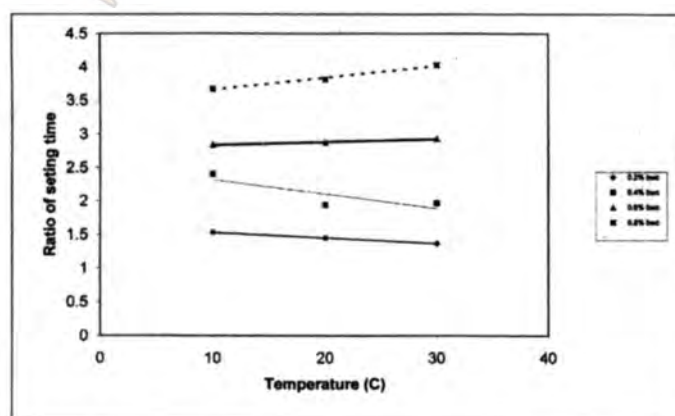
#### ۲-۳-۷- دمای بتن

در رابطه با تاثیر دما بر عملکرد کندگیر کننده ها دو دیدگاه متفاوت وجود دارد. دیدگاه اول بیان می دارد که برای اثر بهتر مواد افزودنی کندگیر کننده دمای بالاتر ضروری است (رضانپور و همکاران ۱۳۶۷) در حالیکه دیدگاه دوم بیان می دارد که اثر کندگیر کنندگی مواد افزودنی کندگیر کننده در دمای زیادتر، کمتر است (فامیلی - ۱۳۷۷)

برای بررسی این دو دیدگاه ، شکل ۲۰ را در نظر می گیریم (فامیلی - ۱۳۷۷) در نگاه اول به این شکل به نظر می رسد که با افزایش زمان گیرش نسبت به نمونه شاهد را برای مقادیر مختلف نشان دهد(شکل ۲۱) دیده می شود که در مقادیر مصرف بالا، بخشی از کندگیر کننده جذب واکنش با C3A شده و بخش باقیمانده آن از طریق جذب سطحی بر روی هسته های هیدروکسید کلسیم می نشیند و هیدراسیون سیلیکات های کلسیم را به تاخیر می اندازد.



شکل ۲۰- تاثیر دما بر عملکرد یک نوع کندگیر کننده



شکل ۲۱- افزایش زمان گیرش نسبت به نمونه شاهد برای مقادیر مختلف کندگیر کننده و در گسترش داده شده توسط سیویل بوک  
دماها ، مختلف

#### ۷-۴- عوامل موثر بر عملکرد تسریع کننده ها

سیمانهای با مقدار C3A بالاتر و سیمانهای ریزتر، عملکرد زود گیر کننده‌ها را بهبود می بخشد درحالیکه زود سخت کننده‌ها، به هنگام کاربرد با سیمانهای با C3A پایین تر عملکرد بهتری دارند (Paillere-1995) عملکرد مواد افزودنی تسریع کننده با کاهش دما افزایش می یابد.

#### ۸- ملاحظاتی درباره انتخاب و کاربرد مواد افزودنی

انتخاب مواد افزودنی مناسب برای هر پروژه باید مبتنی بر مخلوطهای آزمایشی حاوی مصالح مصرفی در شرایط واقعی باشد پس از ساخت مخلوطهای آزمایشگاهی، می بایستی عملکرد ماده افزودنی در شرایط واقعی کارگاهی مورد ارزیابی قرار گیرد. گو اینکه ممکن است عملکرد هر یک از مواد افزودنی به طور جداگانه مشخص باشد احتمال دارد وقتی که با هم مصرف می شوند با یکدیگر سازگار نباشند به این دلیل ضرورت دارد که برای تأیید عملکرد هر نوع ترکیبی از آنها قبلاً از مخلوطهای آزمایشی استفاده گردد.

اگرچه ممکن است وقتی که دو ماده افزودنی وارد مخلوط می شوند با یکدیگر سازگار باشند ولی احتمال دارد چنانچه قبل از وارد شدن به مخلوط به یکدیگر تماس حاصل نمایند، اندرکنش نامطلوبی به وجود آورند. برای مثال، این امر در مورد اختلاط ماده افزودنی کاهنده آب از نوع لیگنوسولفونات با ماده افزودنی هوازا که بر مبنای رزین وینسول باشد، صحت دارد (این وقتی با یکدیگر مخلوط شوند تشکیل یک رسوب ژل مانند می دهند). در نتیجه احتیاط منطقی آن است که موارد افزودنی مختلف به طور جداگانه، از محل های مختلف و حتی در زمانهای متفاوت به داخل دستگاه مخلوط کن ریخته شوند.

زمان اضافه کردن مواد افزودنی به مخلوط بر عملکرد آنها تأثیر می گذارد بنابراین لازم است که شرایط ساخت مخلوطهای آزمایشی و ترتیب اضافه کردن مصالح، مشابه شرایط واقعی مورد استفاده در مرکز بتن سازی باشد. روان کننده و فوق روان کننده، حداقل از دو آزمایش معرف کارآیی (مثلاً آزمایش اسلامپ و آزمایش میز سیلان بتن) به طور همزمان استفاده شود.

#### ۹- نحوه تحویل مواد افزودنی به کارگاه

مواد افزودنی را می توان هم به صورت مایع و هم به صورت پودر در کارگاه تحویل گرفت. مزایا و معایب افزودنی ها به صورت پودری و مایع به شرح زیر است:

تحویل افزودنی بصورت پودری علاوه بر کاهش هزینه های حمل و نقل و بسته بندی، مدت نگهداری این مواد در کارگاه را نسبت به نوع مایع افزایش می دهد برای نگهداری نوع پودری به فضای کمتر و شرایط نگهداری ساده تری نیاز است.

برای تبدیل پودر به مایع لازم است که یک واحد مخلوط کننده در کارگاه تجهیز شود و افراد آموزش لازم را ببینند که هزینه های جداگانه ای بر پروژه تحمیل خواهند کرد.

از طرف دیگر، با توجه به وجود عوامل متعدد در هنگام ترکیب پودر با آب (مثلاً دمای مناسب آب، ترتیب اضافه کردن اجزاء، PH محیط و...) که بر عملکرد ماده افزودنی تأثیر خواهند داشت، باید شرایط کنترل کیفی دقیقی بر مراحل اختلاط پودر با آب اعمال گردد تا از عملکرد مایع ساخته شده اطمینان حاصل گردد.

-معمولاً بنا به دلایل مختلف از جمله متخصص نبودن افراد مسئول و سهل انگاریهای غیر قابل اجتناب، مقدار هدر رفتن مواد پودری افزایش می یابد.

-مقدار هر بار تولید در کارخانه های مواد افزودنی چندین برابر تولید در کارگاه است بنابراین احتمال تغییر کیفیت در هر بار تولید در کارگاه بسیار بیشتر است.

### ۱۰- نتیجه گیری

-چنانچه مواد افزودنی به خوبی تولید و عرضه گردند و به نحوی مناسب انتخاب و با رعایت ضوابط فنی به کار برده شوند می توانند مشکل گشا و کارساز باشند. ولی اگر بدون بررسی های آزمایشگاهی و کارگاهی مورد استفاده قرار گیرند می توانند مشکل ساز باشد.

-مواد افزودنی که عملکرد آنها به تجزیه در دماهای شناخته شده است، ممکن است در دماهای خیلی زیاد یا خیلی کم، عملکرد بسیار متفاوتی داشته باشند بنابراین لازم است که عملکرد هر ماده افزودنی در شرایط واقعی مورد ارزیابی قرار گیرد.

-اطلاعات فنی که در برگه های مشخصات فنی مواد افزودنی توسط کارخانه سازنده ارائه می گردند معمولاً برای شرایط معمولی صادق هستند و لازم است که عملکرد آنها برای شرایط و مصالح هر پروژه بطور دقیق مورد ارزیابی قرار گیرند.

-با در نظر گرفتن هزینه های دراز مدت و برای اطمینان از تضمین کیفیت مواد افزودنی شاید بهتر باشد که مواد افزودنی بصورت مایع و آماده مصرف به کارگاه حمل شوند.

-انتخاب و استفاده مناسب از مواد افزودنی، امکان غلبه بر بسیاری از نارسایی ها و کاستی های فنی را فراهم می آورد.

### ۱۱- قدردانی

از مشارکت محترم تابلیه - پرلیت و از مهندسین مشاور کوبانکاو که امکان این مطالعات و بررسی را در آزمایشگاه سد مسجد سلیمان فراهم آوردند قدردانی می شود.

برای تهیه این نوشتار از امکانات شرکت نامیکاران استفاده شد که بدینوسیله سپاسگزاری می شود.

### مراجع

"Chemical Admixtures for Concrete"-ACI 212.3R-91 ,

"Cement and Concrete Terminology"-ACI 116 R-90 ,

-Famili H., Bagheri A.R., Irajian M ., "Supplementary Cementitious Materials in Iran and th NCB International Seminar, v, their utilization in Cement and Concrete Industry"

November2000.

-Pailler A.m. (1995 ,)"Application of Admixtures in Concrete" .

-PCA (1994) , "Design and control of Concrete Mixes".

-باقری، ایرجیان (۱۳۷۷) طرح اختلاط بتن طبق آیین نامه بتن آمریکا، انتشارات انگیزه.

-رضانیانپور، پرهیز کار، طاهری (۱۳۶۷)، مواد افزودنی و پوزولانی و کاربرد آن در بتن، انتشارات مرکز تحقیقات و مسکن

-رضانیانپور (۱۳۶۸)، مجموعه مقالات نخستین سمینار نقش مواد افزودنی در توسعه تکنولوژی بتن.

-فامیلی هرمز (۱۳۷۷)، خواص بتن.

-فامیلی هرمز (۱۳۷۷)، خواص بتن.

## پوزولانها و نقش آنها در بتن سدها

دکتر علی اکبر رمضانپور<sup>۱</sup>

دکتر امیر طریقت<sup>۲</sup>

### چکیده:

امروزه استفاده از مواد پوزولانی به عنوان مصالحی دارای خاصیت سیمانی و جایگزین شونده در قسمتی از سیمان پرتلند مخلوطهای بتنی مورد توجه زیادی می باشد. علت این امر بهبود اکثر خواص بتن و قیمت کمتر بویژه در پروژه های سد سازی می باشد.

در این مقاله سعی شده است تا برخی از مزایای کاربرد مصالح پوزولانی در ساخت بتن مورد بررسی قرار گیرد. از آنجائیکه امروزه استانداردهای مختلف استفاده از مواد پوزولانی را توصیه نموده و برخی از انواع آن در کشور تولید می شوند، کسب آگاهی و شناخت آنها حائز اهمیت می باشد. در این مقاله کاربرد این مواد از نقطه نظر سد سازی مورد توجه قرار گرفته و مواردی از قبیل تاثیر پوزولان در خواص بتن تازه، کاهش حرارت هیدراتاسیون، افزایش دوام، کنترل واکنش قلیایی سنگدانه، کنترل و بهبود مقاومت سایشی و فرسایشی و بتن های RCC به صورت اجمال بررسی شده اند.

<sup>۱</sup> دانشگاه صنعتی امیر کبیر - دانشکده عمران

<sup>۲</sup> دانشگاه صنعتی امیر کبیر - دانشکده عمران

## مقدمه

پوزولان ماده ای است که در مجاورت با آب آهک خواص سیمانی از خود نشان می دهد. پوزولان بر اساس استاندارد ASTM-۶۱۸ C چنین تعریف می شود: پوزولان ماده ای است سیلیسی یا سیلیسی آلومیناتی که به خودی خود ارزش چسبندگی ندارد، اما به شکل ذرات بسیار ریز در مجاورت رطوبت با درجات حرارت معمولی با هیدروکسید کلسیم واکنش شیمیایی داشته و ترکیباتی را به وجود می آورد که خاصیت سیمانی و چسبندگی دارد. پوزولان ماده ای طبیعی یا مصنوعی است که حاوی سیلیس فعال می باشد. لازم است که ماده پوزولان به شکل پودر شده باشد، زیرا فقط در این صورت سیلیس می تواند در حضور آب با آهک (که بر اثر هیدراتاسیون سیمان پرتلند ایجاد می گردد) سیلیکاتهای کلسیم پایدار را که دارای خواص چسبندگی اند، تشکیل دهد. همچنین سیلیس مواد پوزولانی باید غیر کریستاله باشد، زیرا قابلیت ایجاد واکنش سیلیس متبلور بسیار کم است.

سیمان پرتلند پوزولانی سیمانی است که از مخلوط سیمان و پوزولان در کارخانه تهیه می شود. اغلب مواد پوزولانی از سیمان پرتلندی که جایگزین آن می شوند ارزانترند. ولی امتیاز آنها در هیدراتاسیون کند و در نتیجه روند افزایش حرارت کم نهفته است. در بتن حجیم این امر اهمیت زیادی دارد و به همین دلیل در این نوع بتن ها غالباً سیمان پرتلند پوزولانی با جایگزینی بخشی از سیمان پرتلند با مواد پوزولانی مصرف می شود. سیمانهای پرتلند پوزولانی در برابر حمله سولفاتها و بعضی از عوامل مخرب مقاومت خوبی از خود نشان می دهند. این امر به دلیل واکنش پوزولانی است که مقدار کمتری آهک به جای می گذارد تا به خارج راه باید و نیز نفوذپذیری بتن را کاهش می دهد. لیکن مقاومت در برابر یخ زدن و آب شدن تا سنین بعدی که واکنش عمده پوزولان تخلخل خمیر سیمان را کاهش داده است، نمی تواند ایجاد شود. باید به خاطر داشت که آثار خوب و بد مواد پوزولانی بسیار متغیرند و بدین جهت توصیه می شود که هر ماده پوزولانی آزمایش شده ای در ترکیب با سیمان و سنگدانه هایی که در ساختمان واقعی مصرف خواهند شد، مورد آزمایش قرار گیرد. به علت واکنش آهسته پوزولانها باید عمل آوردن پیوسته مرطوب و دمای عمل آوری مناسب برای مدتی بیشتر از آنچه به طور معمول لازم است، فراهم شود.

## انواع پوزولانها

بر اساس تقسیم بندی های کلی مواد پوزولانی به دو دسته کلی پوزولانهای طبیعی و مصنوعی تقسیم می شوند: پوزولانهای طبیعی: موادی هستند که به منظور تولید یک پوزولان از مصالح موجود در زمین مورد استفاده قرار می گیرند. معمولاً روند تولید شامل، خرد کردن، آسیاب، جدا نمودن اندازه ها و در بعضی از موارد اعمال حرارت فعال سازی می باشد. پوزولانهای مصنوعی (محصولات جانبی): موادی هستند که در فرآیندهای تولید به عنوان هدف اصلی مورد توجه نبوده اند. محصولات جانبی صنایع هم با فرآیندهای خاص و همچنین بدون آنها می توانند باعث تولید مواد پوزولانی گردند. در میان این دو گروه امروزه توجه بیشتر به پوزولانهای مصنوعی شده است. شاید یکی از علل این امر مسائل مربوط به محافظت محیط زیست باشد. انواع پوزولانهای مصنوعی عبارتند از خاکستر بادی (Fly Ash)، سرباره کوره آهنگدازی (Ground Granulated Blast Furnace Slag)، میکروسیلیس (Silica Fume) و خاکستر پوسته برنج (Rice Husk Ash).

## نقش پوزولانها در بتن سدها

پوزولانها معمولاً در سد سازی به همراه سیمان پرتلند مورد استفاده قرار می گیرند. هیدراتاسیون سیمان باعث تولید آهک می شود. آهک تولید شده در مجاورت پوزولانها به ترکیبات دیگری تبدیل می گردد. پوزولانها را می توان به عنوان جزئی خاص در بتن مصرف نمود و یا از آن در سیمانهای آمیخته سود جست. نسبتهای پوزولانهای مصرفی در طرح اختلاط بتن بواسطه خواص و ویژگیهای مورد نظر در طرح اختلاط مشخص می شوند. به عنوان مقایسه پوزولانها را معمولاً به صورت جایگزین بخشی از سیمان در نظر می گیرند.



## الف) اثر پوزولانها در بتن تازه

### زمان گیرش

زمان گیرش چسباننده سیمان و پوزولان مصنوعی را توسط روش ویکات و یا روش قابل قبول دیگری می توان اندازه گرفت. زمان گیرش اولیه و نهایی در این حالت معمولاً کمی بیشتر از چسباننده سیمانی تنها می باشد. توافق عمومی بر این است که خاکستر بادی دارای کلسیم کم گیرش را به تاخیر می اندازد. میکروسیلیس به میزان کمتر از ۱۰ درصد سیمان تفاوت عمده ای را در زمانهای گیرش در مقایسه با بتن های معمولی نشان نمی دهد.

### کارایی

در حالت کلی جایگزینی قسمتی از سیمان توسط خاکستر بادی و سرباره باعث اصلاح و بهبود کارایی بتن شده و از میزان آب آن می کاهد. البته استثنائاتی در این زمینه گزارش شده اند. میزان آب لازم در بتن های حاوی میکروسیلیس افزایش قابل ملاحظه ای دارد، ولی این معضل با کاربرد فوق روان کننده ها برطرف می گردد.

کارایی مخلوطهای بتنی عموماً با افزایش میزان پوزولانهای طبیعی کاهش می یابد. بنابراین برای حفظ کارایی یکسان با افزایش مقدار پوزولانهای طبیعی آب مخلوط بتنی باید افزایش داده شود. این مشکل را نیز می توان با استفاده از مواد کاهنده آب حل نمود. به عنوان قاعده ای کلی، هرچه پوزولان ریز باشد، به میزان کمتری از آن برای افزایش چسبندگی و کارایی مخلوط بتنی حاوی آن نیاز خواهد بود. کوچکی اندازه و بافت شیشه ای خاکستر بادی و سرباره موجب کاهش مقدار آب لازم برای یک روانی مشخص می گردد. لازم به ذکر است که اگرچه تمامی پوزولانها موجب بهبود چسبندگی و کارایی بتن تازه می شوند، اما بسیاری از آنها قابلیت کاهش آب را در مقایسه با خاکستر بادی و سرباره ندارند. برای یک روانی ثابت در مخلوط بتنی، استفاده از مصالح دارای سطح مخصوص زیاد مانند خاکستر پوسته برنج و میکروسیلیس، مسبب اصلی افزایش آب لازم می باشند.

## ب) اثر پوزولانها در بتن سخت شده

### افزایش مقاومت دراز مدت

علت اصلی استفاده از مواد پوزولانی در سد سازی ملاحظات اقتصادی و دوام است. ولی استفاده از این مواد موجب تغییر خواص بتن می گردد. در مقادیری که معمولاً از پوزولانها استفاده می شود، اغلب خاکسترهای بادی با کلسیم کم و پوزولانهای طبیعی باعث کاهش مقاومتهای سنین کمتر از ۲۸ روز و افزایش مقاومت نهایی خواهند شد. در مقایسه با بتن بدون پوزولان، بتن های سرباره ای یا دارای خاکستر بادی با کلسیم کم، معمولاً مقاومتهای کمتری را در سنین یک و سه روزه نشان داده، ولی در عوض کسب مقاومت پس از هفت روز عمل آوری قابل توجه خواهد بود. پوزولانهای فعال مانند خاکستر پوسته برنج و میکروسیلیس قادرند بتن های پر مقاومتی در سنین کم و زیاد تولید کنند. این وضعیت بخصوص با کاربرد مواد افزودنی کاهنده آب به منظور کاهش آب مصرفی شدت می یابد.

در صورت عمل آوری نامناسب، بتن های حاوی خاکستر بادی و سرباره قادر نخواهند بود تا به مقاومت هدف ۲۸ روزه برسند. این واقعیت تعجب آور نیست، زیرا خاکستر بادی و سرباره تنها زمانی در هیدراتاسیون و ساختار بتن سهیم خواهند بود که آب کافی وجود داشته باشد.

### کاهش حرارت هیدراتاسیون

حرارت تولیدی توسط سیمان و پوزولان در مقایسه با سیمان هم وزن، مقدار کمتری می باشد. چنین وضعیتی برای آهنگ تولید نیز مشاهده می شود.

حضور خاکستر بادی و تا اندازه ای سرباره در بتن باعث کاهش حرارت هیدراتاسیون و در نتیجه کاهش افزایش دما می گردد. جایگزینی سیمان بوسیله میکروسیلیس افزایش دما را کم نمی کند و به همین دلیل استفاده از آن برای این منظور توصیه نمی شود. به

عنوان یک قاعده کلی، کل حرارت هیدراتاسیون تولید شده بواسطه واکنشهای پوزولانی در حدود نصف متوسط حرارت تولید شده در نتیجه هیدراتاسیون سیمان پرتلند می باشد.

ذکر مزیت دیگری از کاربردهای پوزولانی در این قسمت ضروری به نظر می رسد. در مقایسه با نمونه های عمل آوری شده در آزمایشگاه، نمونه های بتن کارگاهی بدون پوزولان افت مقاومت بیشتری را نشان می دهند. علت اصلی در پیدایش ترکهای ریز به هنگام خنک شدن بتن است. بتن های پوزولانی در عوض کسب مقاومت بالاتری را نشان می دهند. بنابراین در مناطق گرمسیر که بتن های معمولی نامناسب می باشند، بتن های پوزولانی از ارجحیت بیشتری برخوردار خواهند بود.

همانگونه که بیان گردید، جایگزینی قسمتی از سیمان بوسیله پوزولانهای طبیعی موجب کاهش حرارت می گردد. معذالک این کاهش رابطه ای مستقیم با مقدار سیمان جایگزین شده ندارد (شکل ۱). کاهش حرارت هیدراتاسیون در بتن های حجیم موجب کاهش خطر ترک خوردگی حرارتی می شود.

شکل ۲ نمایش دهنده منحنی های افزایش دما برای نمونه های بتن معمولی دارای خاکستر بادی می باشد. همانگونه که مشاهده می شود، حداکثر تغییر دما در بتن های دارای خاکستر بادی از بتن های معمولی کمتر بوده و در مورد آهنگ افزایش آن در مقادیر کمتر از حداکثر تغییر دما نیز وجود دارد.

افزایش دما به عوامل دیگری غیر از نرخ تولید حرارت نیز بستگی دارد. عوامل مهم دیگر عبارتند از آهنگ افت حرارتی بتن و محیط اطراف. شکل ۳ اثر ابعاد را در افزایش دما برای بتن های حاوی میکروسیلیس نشان می دهد.

اگرچه می توان فرض نمود که تمامی خاکسترهای بادی دارای کلسیم کم باعث کاهش نرخ افزایش دما می شوند، ولی انواع خاکستر بادی دارای کلسیم زیاد ضرورتاً موجب کاهش تولید حرارت نخواهند شد. در حالت کلی، نرخ تولید حرارت با نرخ کسب مقاومت موازی است. بعضی از انواع خاکسترهای بادی دارای کلسیم زیاد به سرعت با آب ترکیب شده و در نتیجه موجب تولید حرارت زیاد می شوند.

بر اساس داده های بدست آمده از تولید حرارت ایزوترم در بتن های میکروسیلیسی، کل حرارت تولید شده پس از ۲ روز کاهش می یابد. البته این وضعیت در زمانی است که جایگزینی میکروسیلیس در سیمان با نسبت یک به یک صورت گرفته باشد. علت این است که در حین چنین دوره زمانی کوتاهی واکنشهای پوزولانی کمی صورت گرفته اند - اندازه گیری های آدیاباتیک بر روی بتن و نتایج موجود، نشان می دهند که تولید حرارت ناشی از واکنش پوزولانی در هر گرم میکروسیلیس یک تا دو برابر بالاتر از حرارت هیدراتاسیون تولیدی برای هر گرم سیمان می باشد. مقادیر فوق با فرض اینکه دو واکنش شیمیایی در بتن های میکروسیلیس بر روی هم تاثیر نداشته باشند، بدست آمده است.

شکل ۴ مقایسه ای بین بتن های معمولی، حاوی خاکستر بادی و سرباره را مورد مقایسه قرار می دهد. همانگونه که مشاهده می شود، برای بتن حجیم زمانیکه دمای حداکثر کمی به منظور کنترل ترکهای حرارتی مورد توجه باشد، استفاده از سرباره مناسبترین راه خواهد بود.

## دوام بویژه در برابر سولفاتها

یکی از مهمترین خواص پوزولانها هنگامیکه به عنوان جایگزین بخشی از سیمان پرتلند استفاده می شود، عبارت از توانایی قابل ملاحظه آنها در کاهش منافذ بزرگ و نفوذپذیری بتن است. بررسی های مختلف نشان داده است که پوزولانها موثرترین کاهش دهنده نفوذپذیری در مخلوطهای کم مایه اند. از یک بررسی بر روی مقاومت و نفوذپذیری (به روش آب) سیمان پرتلند به اضافه مواد پوزولانی، این نتیجه حاصل شده که در مراحل مختلف روند عمل آوردن بتن، حجم منافذ بزرگ با قطر بیشتر از ۱۰۰۰ آنگستروم (و نه کل تخلخل خمیر هیدراته شده) به طور معکوس با مقاومت و نفوذپذیری بتن ارتباط دارد. نتایج برخی تحقیقات حاکی از آن است که افزودن پوزولانهای مانند خاکستر بادی و سرباره به سیمان باعث ایجاد منافذ خیلی ریز با تبدیل منافذ بزرگ به منافذ ریز می گردد.

با توجه به مطالب فوق استنباط می شود که پوزولانها با مصرف آهک ناشی از هیدراتاسیون می توانند در افزایش مقاومت بتن در برابر حمله سولفاتی موثر باشند. بررسی های بلند مدت بر روی بتن های سرباره ای و میکروسیلیسی حاکی از این واقعیت هستند که مقاومت در برابر سولفاتها، کلرید و آب دریا افزایش می یابند. چنین وضعیتی در مورد نتایج واقعی و آزمایشگاهی وجود دارد. در مورد خمیر سیمانهای حاوی ۱۰ تا ۳۰ درصد خاکستر پوست برنج و یا میکروسیلیس و یا ۷۰ درصد سرباره، بعد از ۲۸ روز از آغاز هیدراتاسیون سیستم بوجود آمده تقریباً غیر قابل نفوذ بوده است.

استفاده از سرباره، از یک سو، باعث کاهش مقدار C<sub>3</sub>A مصالح سیمانی شده و از سوی دیگر نفوذپذیری و مقدار هیدروکسید کلسیم ناشی از هیدراتاسیون را کاهش می دهد. آزمایشها نشان داده اند که، آلومینای موجود در سرباره نیز در مقاومت در برابر سولفاتها موثر است. این امر زمانی مشاهده می شود که درصد جایگزینی سرباره در سیمان کوچک باشد. نتایج کلی بدست آمده نشان می دهند که ترکیبات سرباره و سیمان پرتلند، که در آنها مقدار سیمان از ۶۰ تا ۶۵ درصد بیشتر باشد، مقاومت زیادی در برابر سولفاتها خواهند داشت. این افزایش مقاومت در مقایسه با سیمان پرتلند بیشتر می باشد. چنین نتیجه ای به مقدار آلومینای موجود در سرباره بستگی ندارد. در حالت کلی برای دستیابی به مقاومت کافی در برابر سولفاتها، باید از سرباره بیشتری برای سیمانهای دارای C<sub>3</sub>A زیاد استفاده نمود.

در مورد پوزولانهای دارای فعالیت شدید (مانند خاکستر پوست برنج و میکروسیلیس)، به نظر می رسد که حتی در مقادیر جایگزینی کمتر از ۳۰ درصد، این پوزولانها تقریباً توانایی هیدروکسید کلسیم ناشی از سیمان هیدراته شده را دارند. بنابراین چنین پوزولانهای نه تنها برای افزایش مقاومت بتن در برابر حمله سولفاتی موثر بوده، بلکه از شدت حمله اسیدی نیز می کاهند.

### کنترل واکنش قلیایی سنگدانه

مشاهده شده است که پوزولانها به لحاظ خواص ویژه خود از انبساط مخرب ناشی از واکنشهای قلیایی سنگدانه در بعضی از کشورها کاسته اند. این پدیده به علت واکنش بین قلیایی های سدیم و پتاسیم سیمان پرتلند با اجزاء سیلیسی و کربناتی بعضی از انواع سنگدانه ها بوجود می آید، برای کنترل چنین وضعی، ارزیابی آزمایشگاهی به منظور کسب اطلاع از توانایی پوزولانها در کنترل واکنش قلیایی سنگدانه ضروری می باشد.

در مناطقی که سنگدانه های سیلیسی واکنش زا وجود دارند، استفاده از ۳۰ تا ۴۰ درصد خاکستر بادی یا ۴۰ تا ۵۰ درصد سرباره در سیمان به میزان قابل ملاحظه ای انبساط ناشی از این واکنش را کاهش می دهد. البته استثنائاتی هم گزارش شده اند. داده های منتشر شده نشان می دهند که بتنهای میکروسیلیسی در جلوگیری از انبساط زیاد ناشی از واکنش قلیایی-سیلیسی موثر بوده و برای این منظور باید از ۱۵ درصد میکروسیلیس به عنوان جایگزین سیمان استفاده گردد. البته مقادیر بین ۱۰ تا ۱۵ درصد هم در بعضی از گزارشها وجود دارند.

میکروسیلیس فقط کنترل کننده انبساط در پدیده واکنش قلیایی-سیلیسی بوده و در پدیده واکنش قلیایی-کربناتی تاثیری ندارد. مکانیزم کنترل انبساط واکنش قلیایی-سیلیسی توسط میکروسیلیس به این صورت است:

- کم شدن غلظت قلیایی ها با جایگزینی بخشی از سیمان با دوده سیلیسی
- انجام پذیرفتن واکنشهای پوزولانی و تشکیل ژل CSH با نسبت کم  $\frac{CaO}{SiO_2}$  که ظرفیت نگهداری  $Na_2O$  و  $K_2O$  را در داخل ساختار آن افزایش داده است، سبب کاهش غلظت هیدروکسید کلسیم می گردد.
- کاهش نفوذپذیری منجر به کاهش نفوذ یون کلرید می گردد.
- ایجاد ریز ساختار متراکم تر در مخلوط بتن

شکل ۵ نتایج آزمایشهای انبساط نمونه های منشوری ساخته شده با سه نوع سنگدانه فعال و سیمان و میکروسیلیس با سیلیس بالا و قلیانیت کم را نشان می دهد. لازم به ذکر است که در حال حاضر هنوز نتایج دراز مدت عملکرد میکروسیلیس در کنترل پدیده واکنش قلیایی-سیلیسی در سازه های مختلف در محیط به دست نیامده است.

اکثر پوزولانهای طبیعی و مصنوعی از جمله خاکستر بادی قادرند مقاومت بتن را در مقابل این پدیده افزایش داده و ترکهای ناشی از واکنشهای فوق را کنترل نمایند. البته باید خاطر نشان ساخت که تاثیر مثبت خاکستر بادی و سایر پوزولانها در تقلیل انبساط ناشی از واکنش قلیایی محدود به سنگدانه هایی است که ایجاد واکنش سیلیسی قلیایی می کنند. از آنجا که سنگدانه های با واکنش قلیایی کربناتی نیز وجود دارند و نتیجه این واکنش نیز ترک خوردن و خرابی است، کار با سیمانهای دارای خاکستر بادی و این قبیل سنگدانه ها نیز برای یافتن اثر واکنش قلیایی انجام شده است. نتایج بدست آمده محدود تاثیر قابل ملاحظه ای را نشان نداده و تفاوتی بین این نوع سیمان و سیمانهای معمولی در کنترل واکنش قلیایی کربناتی مشاهده نشده است. شکل ۶ تاثیر پوزولانها بر روی کاهش انبساط ملاتهای ساخته شده با سیمان با قلیائیت زیاد و سنگدانه های مستعد واکنش را نشان می دهد.

تاثیر خاکستر بادی در تقلیل یا افزایش پدیده واکنش قلیایی به میزان قلیایی های موجود در خود خاکستر بادی و به ریزی دانه های آن بستگی دارد. به طور کلی در مخلوطهای دارای خاکستر بادی و بدون آن با افزایش میزان قلیایی مخلوط سیمانی، انبساط نمونه ها بر اثر واکنش قلیایی افزایش یافته است.

سربراه توانایی کاهش انبساط پدیده واکنش قلیایی سنگدانه را دارد. البته باید به میزان قلیایی موجود در سربراه توجه نمود، چرا که در بعضی از موارد موجب تشدید انبساط شده است. آزمایشها با ۵۰ درصد جایگزینی سیمان با سربراه نشان دهنده کاهش انبساط بر اثر پدیده واکنش قلیایی در سربراه های مصرفی در اروپا بوده است. در حال حاضر استاندارد BS۸۱۱۰ مصرف و جایگزینی ۵۰ درصد سربراه را با سیمان برای کنترل و کاهش اثر واکنش قلیایی سنگدانه ها توصیه می کند. نتیجه جدیدترین تحقیقات در خصوص اثر کاهش دهنده انبساط سربراه با درصدهای مختلف تا ۶۵ درصد در مخلوطهای با درصدهای مختلف قلیایی در شکل ۷ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود تاثیر درصدهای بالاتر سربراه در درصدهای بالاتر قلیایی، در مخلوطها بیشتر بوده است.

علی رغم مکانیزم های واکنش قلیایی سنگدانه، انبساط ناشی از این پدیده با استفاده از پوزولانها کاهش می یابد. بیشترین کاهش در مورد پوزولانهای طبیعی در مقایسه با پوزولانهای مصنوعی گزارش شده است. تمامی پوزولانهای طبیعی اثر یکسانی در کاهش انبساط ندارند. شکل ۸ نشان دهنده کنترل انبساط واکنش قلیایی سیلیسی با درصدهای مختلف جایگزینی است.

### کنترل و بهبود مقاومت های سایشی و فرسایشی بتن

سایش پدیده ای فیزیکی است که در اثر حرکت اجسام سخت و یا مواد جامد و دانه های ریز داخل آب و با یک سیال، بر روی سطوح بتنی ایجاد می گردد. میزان سایش در بتن به عوامل متعددی بستگی دارد که از آنها می توان به این موارد اشاره نمود: کیفیت بتن، سختی سنگدانه های مصرفی در بتن، نسبت آب به سیمان، نحوه پرداخت سطح بتن و جنس مواد روکش کننده سطح بتن اغلب تحقیقات نشان داده اند که مقاومت سایشی بتن به مقاومت فشاری آن رابطه مستقیم دارد.

در حالت کلی با افزایش مقدار میکروسیلیس در مخلوطهای بتنی، مقاومت فشاری و مقاومت سایشی بتن افزایش می یابند. بیشترین مقاومت فشاری و مقاومت سایشی مربوط به بتن با ۱۰ درصد جایگزینی سیمان بوسیله میکروسیلیس بوده است. اشکال ۹ و ۱۰ به ترتیب تغییرات مقاومت فشاری-زمان در بتن های دارای میکروسیلیس و درصد بهبود مقاومت سایشی بتن های دارای میکروسیلیس را نشان می دهند.

لازم به ذکر است که در یک تحقیقی دیگر بتن ساخته شده با آب به سیمان بسیار کم (کمتر از ۰/۲۵) و مقدار زیاد میکروسیلیس (بیش از ۲۰ درصد) در مقابل سایش مقاومت خوبی داشته است.

بطور کلی با توجه به قابلیت افزایش مقاومت فشاری در بتن های میکروسیلیسی، به پوزولانی میکروسیلیس بیشتر توجه در مقایسه با پوزولانهای دیگر شده است تا در نهایت مقاومت سایشی بتن حاصل حداکثر ممکن را اختیار کند. پوزولانهای دیگر کمتر مورد توجه قرار داشته اند.

## کاربرد وسیع پوزولانها در بتن سدها بویژه در سدهای RCC

وجه تمایز RCC با بتن های دیگر در روانی کم و نحوه تراکم سازی آن می باشد. هدف از انتخاب مصالح برای طراحی نسبتهای اختلاط در RCC تولید بتنی پایدار است که در نهایت الزامات مقاومت، دوام و نفوذپذیری سازه سد را برآورده سازد. مصالح RCC می توانند سنگدانه های مختلف به همراه مواد سیمانی کم (سیمان و پوزولان) و یا مواد سیمانی متوسط تا زیاد باشند. RCC را می توان با هر نوع سیمان و یا در حالت کلی با ترکیبی از سیمان پوزولان ساخت. انواع مواد سیمانی که در سدهای RCC تا سال ۱۹۹۶ بکار رفته اند در شکل ۱۱ نشان داده شده است. مشاهده می شود که اکثر مخلوطهای RCC شامل پوزولان و بویژه خاکستر بادی دارای آهک کم می باشند.

استفاده از پوزولان منافع زیادی همچون کاهش مقدار سیمان، کاهش هزینه، کم شدن حرارت هیدراتاسیون و آهنگ آهسته تر کسب مقاومت در بر دارد. روانی مصالح سیمانی در مدت زمان اجرای سازه از اهمیت زیادی به منظور تولید بتن RCC یکنواخت برخوردار است. در تمامی مدت اجرا تغییر خواص پوزولان و سیمان باید حداقل باشد تا هدف مذکور تامین گردد.

بهترین پوزولان برای RCC خاکستر بادی دارای آهک کم می باشد. در صورت عدم دسترسی به چنین پوزولانی مناسبترین گزینه ها عبارتند از: سربراه کوره آهنگدازی و خاکستر بادی دارای آهک زیاد. اگر چنین پوزولانهایی نیز موجود نباشند، می توان از پوزولان طبیعی استفاده نمود. نهایتاً اگر هیچ نوع پوزولانی یافت نشد می توان نوعی پوزولان را از حرارت دادن رس به منظور تولید رس کلسینه بدست آورد. امکان دیگر استفاده از پرکننده سیلیسی است که با ماسه کوارتزی و در اندازه دانه های سیمان تهیه شده باشد.

استفاده از مواد پوزولانی و یا پرکننده ها در مخلوطهای RCC به منظور دستیابی به اهداف زیر صورت می گیرد:

- به عنوان نسبتی از مواد سیمانی برای کاهش تولید حرارت
  - به عنوان نسبتی از مواد سیمانی برای کمینه نمودن هزینه ها
  - به عنوان ماده ای مضاف به منظور فراهم نمودن ریز دانه های کافی برای بهبود کارایی مخلوط و حجم خمیر آن .
- RCC ساخته شده با مواد پوزولانی معمولاً مستعد واکنش قلیایی-سیلیسی نیست. اثر عمده پوزولان کاهش غلظت قلیایی در آب منفذی است. در هر صورت امکان وقوع چنین واکنشی باید مورد بررسی دقیق قرار گیرد. در گذشته از پوزولانها در مخلوطهای کم سیمان استفاده شده است تا مقدار مناسبی از خمیر برای پر کردن فضای خالی بین سنگدانه ها و همچنین روکش نمودن سنگدانه ها بدست آید.

استفاده از خاکستر بادی دارای آهک کم، بویژه هنگامیکه مقادیر زیادی داشته باشند، باعث تاخیر در زمان گیرش اولیه مخلوطهای RCC می شود. این مزیت به افزایش مدت زمان کارا بودن بتن تازه می افزاید. افزایش حرارت از مخلوطهای RCC دارای مقادیر زیاد پوزولان می تواند بیشتر از ۶۰ تا ۹۰ روز پس از ساخت و ریختن بتن ادامه داشته باشد. این چنین وضعی باید در مطالعه حرارت مورد توجه قرار گیرد.

## جمع بندی و نتیجه گیری

با توجه به مطالب فوق می توان به نتایج ذیل دست یافت:

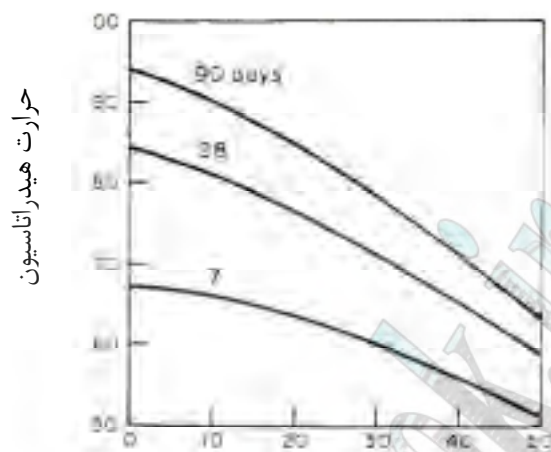
- ۱) استفاده از پوزولانها در بتن های حجیم و بویژه سد سازی باعث دستیابی به خواص بهبود یافته در بتن می شود.
- ۲) مهمترین خاصیت موجود در بتن های پوزولانی افزایش مقاومت درازمدت و کاهش نفوذپذیری است.
- ۳) با کاهش نفوذپذیری در بتن های پوزولانی دوام هم افزایش می یابد.
- ۴) استفاده از مواد پوزولانی عملیات بتن ریزی را تسهیل می نماید. این مهم با بهبود کارایی و تاخیر در زمان گیرش بتن ریزی در مناطق گرمسیر را ساده تر می کند.
- ۵) کاهش حرارت هیدراتاسیون می تواند به بتن ریزی در قطعات حجیم تر منجر شده و احتمال پیدایش ترکهای حرارتی را کاهش دهد.



- (۶) یکی از خرابی‌های عمده در سدها، واکنش قلیایی-سنگدانه است. با کاربرد پوزولانها می توان تا حدود زیادی واکنش مدکور را تحت کنترل در آورد.
- (۷) با استفاده از میکروسیلیس می توان مقاومت سایشی و فرسایشی سازه های جنبی سد نظیر سرریزها، کانالهای انتقال آب و تونلها را افزایش داد.
- (۸) مزیت اقتصادی استفاده از پوزولان، در اکثر موارد قیمت کمتر آن در مقایسه با سیمان می باشد.

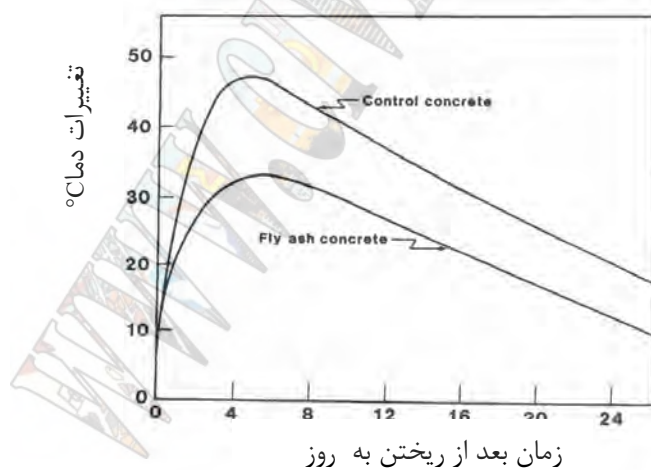
## منابع

- (۱) دکتر علی اکبر رمضانپور و مهندس منصور پیدایش، دوام بتن و نقش سیمانهای پوزولانی، نشریه ۲۷۴ مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
2. V. M. Malhotra, "Supplementary cementing materials for concrete", CANMET, Canada.
3. ICOLD, "Concrete materials for dams"-draft 2, 2000-09-05
4. ICOLD Bulletin: State-of-the-art of RCC dams, Version 4.0, September, 2000
- (۵) دکتر علی اکبر رمضانپور و مهندس محمد رضا اخلاصی- بررسی و مقایسه مقاومت به سایش بتن های مختلف، مجموعه مقالات پنجمین کنفرانس بین المللی عمران - ۱۳۷۹ - ایران.



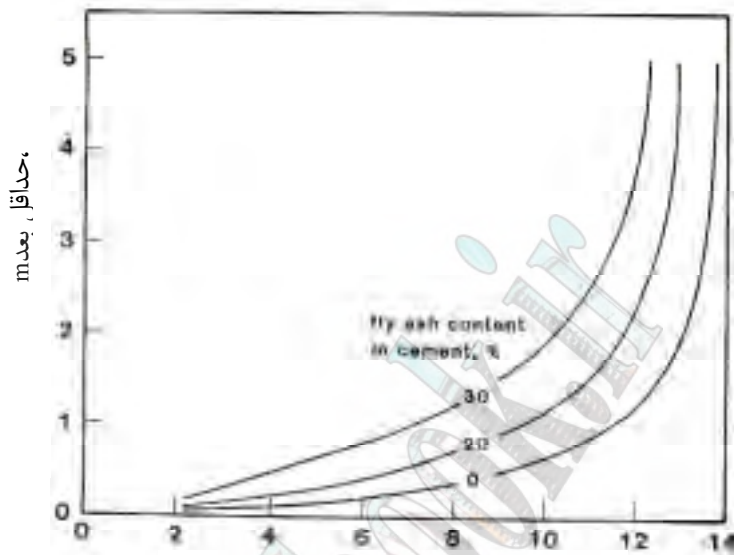
در صد پوزولان در سیمان

شکل 1- اثر جایگزینی پوزولان در حرارت هیدراتاسیون سیمان



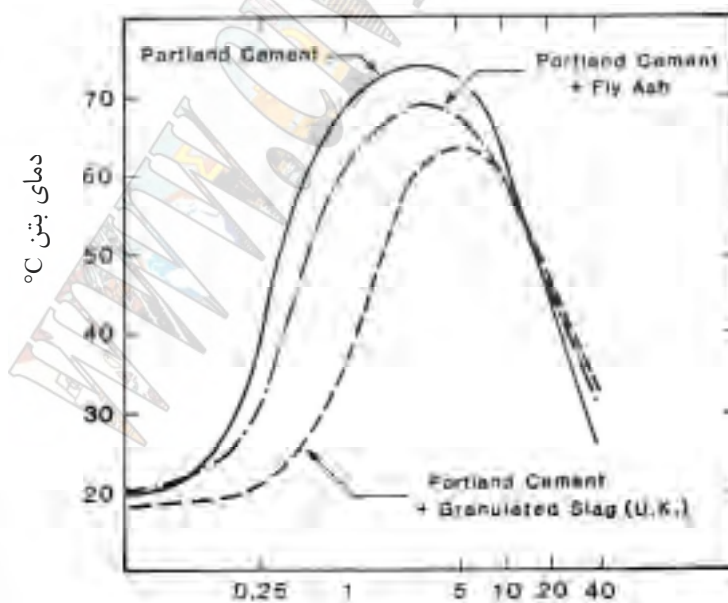
زمان بعد از ریختن به روز

شکل 2- افزایش دمای بتن با سیمان معمولی و خاکستر بادی -



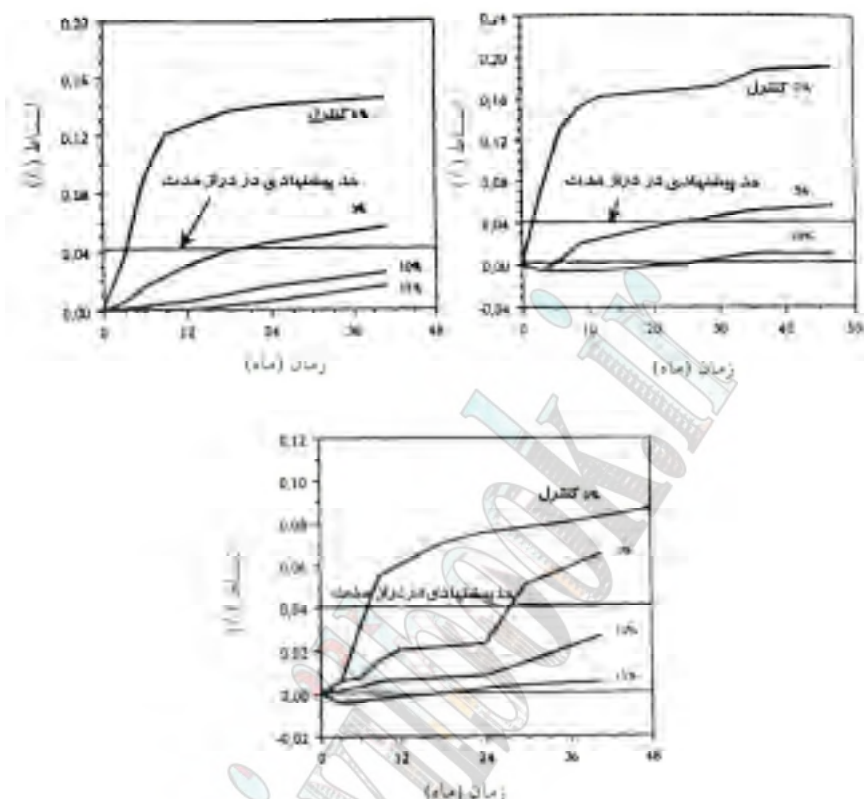
افزایش دما °C به 100 کیلوگرم سیمان

شکل 3 اثر حداقل اندازه در افزایش دما در بتن با خاکستر بادی -

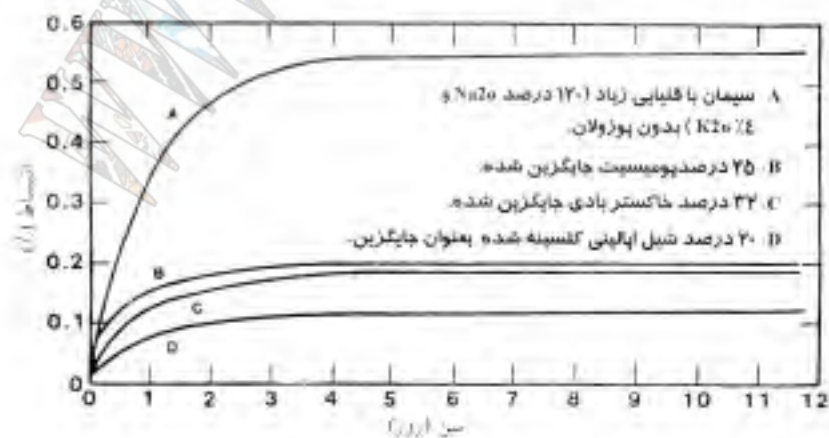


زمان بعد از ریختن به روز

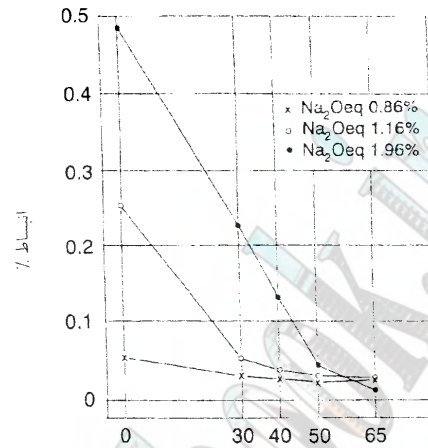
شکل 4 دمای اوج برای بتن با خاکستر بادی و روباره



شکل 5. نتایج آزمایشهای انبساط نمونه‌های مشبوری ساخته شده با سه نوع سنگدانه فعال و سیمان دوده سیلیسی با سیلیس بالا و آلیانیت کم

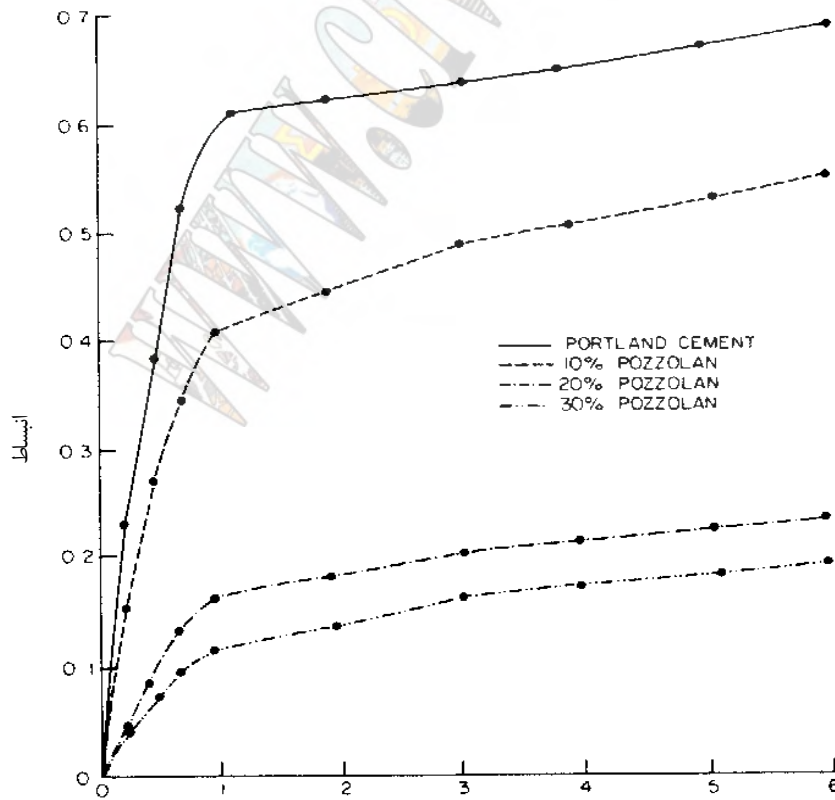


شکل 6- تأثیر جزیولانها بر روی کاهش انبساط ملاتهای ساخته شده با سیمان با آلیانیت زیاد و سنگدانه‌های مستعد واکنش



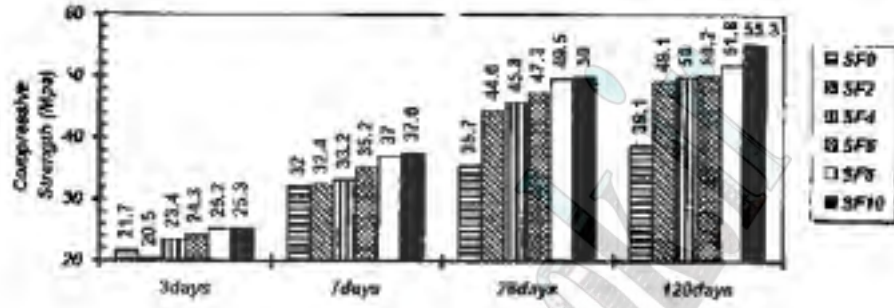
جایگزینی سرباره (درصد)

شکل ۷- ارتباط بین میزان جایگزینی سرباره و میزان انبساط ناشی از پدیده واکنش قلیایی

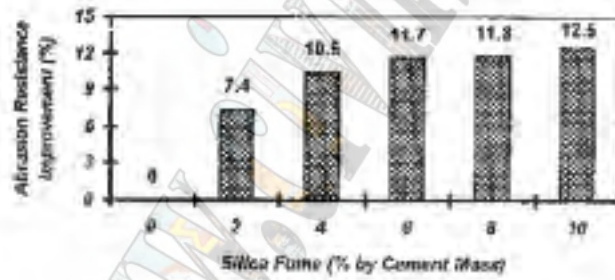


دوره عمل آوری به ماه  
گسترش داده شده توسط سیویل بوک

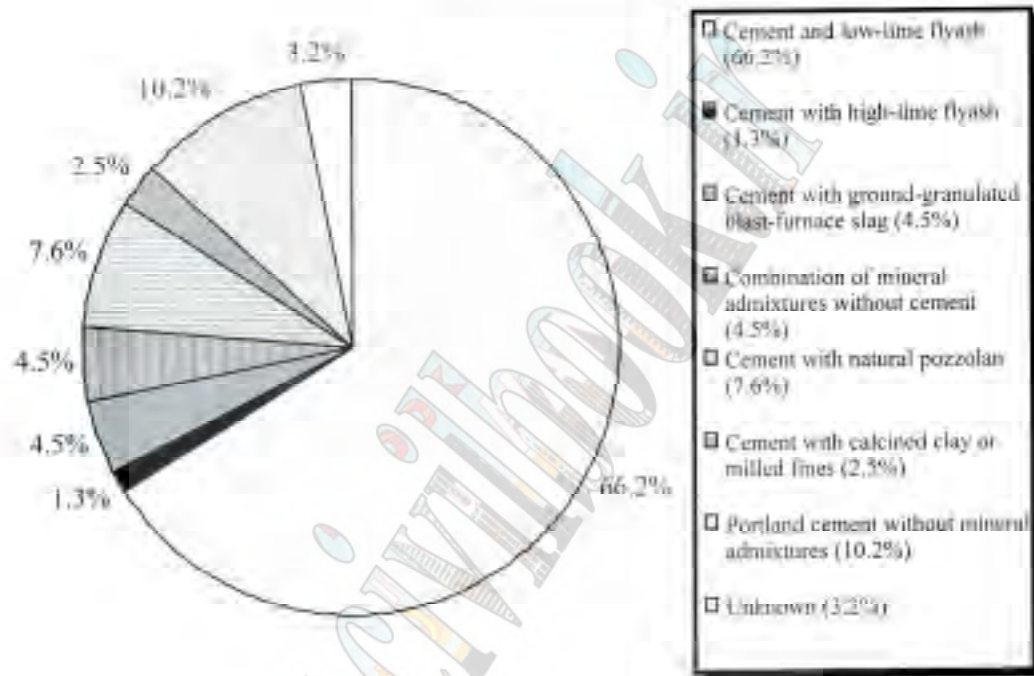




شکل ۹ - نتایج آزمایش مقاومت فشاری - زمان در بتنهای دارای میکروسیلیس



شکل ۱۰ - درصد بهبود مقاومت سایسی بتنهای دارای میکروسیلیس



شکل 11 مواد سیمانی مصرف شده در سدهای - RCC تا سال 1966

## تولید سیمان و بتن از دیدگاه حفظ منابع طبیعی و محیط زیست

هرمز فامیلی<sup>۱</sup>

### چکیده:

کمبود شدید سیمان در کشور تا دو سال پیش سبب گردید که کوشش بر ازدیاد میزان تولید متمرکز شود و در این میان به کیفیت سیمان و محیط زیست توجه کافی مبذول نگردید و خسارات زیادی را بوجود آورد. هم اکنون تولید سالیانه سیمان به ۲۴ میلیون تن رسیده است و بزودی این میزان به ۳۲ میلیون تن خواهد رسید. میزان تولید فعلی همراه با کند شدن آهنگ ساخت و ساز جوابگوی میزان مصرف کنونی می باشد ولیکن برای توسعه و رشد کشور و نزدیک تر شدن به سطح زندگی کشورهای پیشرفته صنعتی لازم است مصرف سرانه سیمان کشور از سالیانه ۴۰۰ کیلوگرم فعلی به ۱۰۰۰ کیلوگرم برسد که این رشد نیاز به افزایش تولید دو برابر خواهد داشت.

مطالعات نشان داده است (۱) تولید سیمان پرتلند علاوه بر آنکه مقادیر معتدلی از منابع طبیعی مانند سنک آهک و سوخت های فسیلی و غیره را از بین می برد بازاء هر تن سیمان تولید شده حدود یک تن گاز دی اکسید کربن که یکی از گازهای گلخانه ای آلاینده محیط زیست می باشد نیز ایجاد می شود. در قطعنامه سال ۱۹۹۷ Kyoto سازمان ملل، کلیه کشورهای جهان متعهد شده اند که سطح تولید گازهای گلخانه ای در جهان را به شدت کاهش دهند و به کمتر از میزان تولید شده در سال ۱۹۹۰ برسانند. باتوجه به اینکه تخمین زده می شود حدود ۷ درصد از گاز CO<sub>2</sub> تولید شده در جهان توسط صنعت سیمان باشد لذا لازم است تولید کنندگان سیمان در این رابطه اقدام جدی صورت دهند.

بنابراین امروزه تولید کنندگان سیمان با مسئله دو گانه ای مواجه اند. از طرفی لازمست میزان تولید خود را به حدی افزایش دهند تا ساخت و ساز کشور به سطح کشورهای پیشرفته نزدیک شود و از طرف دیگر باید منابع طبیعی را بی رویه هدر ندهند و از آلوده شدن محیط زیست و ایجاد گازهایی که به شدت موجودیت آینده بشر در سطح کره زمین را تهدید می کنند جلوگیری نمایند.

مسئله جدی دیگری که بر سر راه صنعت سیمان و بتن قرار دارد آنستکه سیمان پرتلند با آنهمه مشکلات یاد شده تولید می گردد ولیکن در نهایت بتن حاوی آن از دوام کافی برخوردار نبوده و خود باعث تشدید مسائل فوق می گردد. سیمان های امروزی گو اینکه نسبت به سیمان های پنجاه سال گذشته مقاومتی چندین برابر دارند ولیکن این بهبود در مقاومت همراه با اصلاح مشابهی در دوام بتن نبوده است. بنابراین در قرن حاضر باید سیمانهای با ترکیبات تکمیل شده توسعه یابند که بتوانند نه تنها با محیط زیست سازگار باشند بلکه مسائل کمتری در رابطه با دوام بتن ایجاد نمایند.

در این مقاله پیشنهاداتی برای نیل به این اهداف ارائه گردیده اند تا باشد که صنعت سیمان و بتن بتواند از توسعه ای پایدار برخوردار گردند.

### کلمات کلیدی:

سیمان پرتلند - سیمان آمیخته - گازهای گلخانه ای - دوده سیلیسی - پوزولان طبیعی - سرباره کوره آهن گدازی دانه و آسیاب شده (سکادا) - واکنش قلیائی سنگدانه ها

<sup>۱</sup> عضو هیات علمی دانشگاه علم و صنعت ایران

### ۱- روشهای کاهش گاز CO<sub>2</sub> در صنعت سیمان

امکانات شناخته شده کاهش مقدار گاز CO<sub>2</sub> ایجاد شده در فعالیت های مربوط به تولید سیمان را می توان به شرح زیر

برشمرد:

#### ۱-۱- بکارگرفتن تولیدات جانبی صنعتی به عنوان جزیی از مواد خام مخلوط در کوره سیمان

به منظور کاهش روند ایجاد گاز CO<sub>2</sub> به ازاء هر واحد کلینکر تولید شده می توان از برخی از محصولات صنعتی که به صورت جزیی یا کلی کلسینه شده اند و یا از ضایعات حاوی آهک و سایر معدنی هایی که می توانند بخشی از آهک موجود در مواد خام برای تولید کلینکر سیمان را جایگزین نمایند استفاده نمود. نمونه ای از این روش، استفاده موفقیت آمیز از خاکستر بادی به عنوان جزیی از مواد خام در کوره سیمان بوده است. سایر محصولات صنعتی جانبی که می توانند برای این منظور بکار گرفته شوند شامل سرباره کوره آهن گدازی، سرباره کوره مس و غیره می باشند از این مواد در کشور ژاپن استفاده شده است.

#### ۱-۲- تولید کلینکر با درصد C3S کمتر

با تولید کلینکر حاوی درصد C3S کمتر که به سنگ آهک کمتری نیاز دارد می توان گاز CO<sub>2</sub> ایجاد شده را کاهش داد. امتیاز دیگر این کار، کاهش در مصرف سوخت کوره به دلیل نیاز به دمای کمتر تولید کلینکر می باشد که در نهایت منجر به کاهش گاز CO<sub>2</sub> حاصل از سوخت کوره و همچنین تولید کلینکر با هزینه کمتر می باشد. استفاده از سیمانهای با C3S کمتر در کاهش توسعه ترک در سازه های بتنی نیز کمک می نماید که میتواند منجر به دوام بیشتر سازه شود. ولیکن رویهمرفته میزان کاهش CO<sub>2</sub> از این طریق قابل توجه نمی باشد.

#### ۱-۳- اصلاح محصولات سیمانی

یکی از روشهای مهم کاهش ایجاد گاز CO<sub>2</sub> در تولید سیمان، استفاده از خاکستر بادی پوزولانهای طبیعی، سرباره کوره آهن گدازی و سایر مواد مشابه برای تولید سیمانهای آمیخته می باشد. تحقیقات گسترده ای در زمینه تولید و کاربرد سیمانهای آمیخته صورت گرفته و ادامه دارد. امروزه به این نتیجه رسیده اند که خواص مهندسی سیمانهای آمیخته از بسیاری جهات نسبت به سیمان پرتلند معمولی ارجحیت دارد. سیمانهای آمیخته با توام آسیاب نمودن کلینکر سیمان پرتلند با برخی مواد جامدی که دارای خواص هیدرولیکی باشند مانند خاک رس کلسینه شده، خاکستر بادی، پوزولان طبیعی و سرباره کوره آهن گدازی دانه و آسیاب شده (سکادا) تولید می شوند. بسته به کیفیت کلینکر و خاکستر بادی، حد مجاز افزایش خاکستر بادی در سیمانهای آمیخته ۱۰ تا ۲۵ درصد می باشد. بر اساس استانداردهای بین المللی مقدار سکادا در سیمانهای آمیخته می تواند تا ۷۰٪ باشد. طبق استاندارد ملی ایران میزان پوزولان طبیعی در سیمان پرتلند پوزولانی تا ۱۵ درصد تعیین گردیده ولی در استاندارد جدیدی که بزودی منتشر خواهد شد تا ۵۰ درصد پوزولان طبیعی مجاز دانسته شده است. بسته به مقدار انرژی الکتریکی یا حرارتی مصرف شده در کارخانجات سیمان، به ازاء هرتن از مواد پوزولانی یا هرگونه مواد ریز دانه و آسیاب شده همراه با کلینکر سیمان پرتلند معمولی حدود یک تن گاز خروجی CO<sub>2</sub> در تولید سیمان آمیخته کاهش می یابد. در سال ۱۹۹۲ میلادی حدود ۳۹ میلیون تن خاکستر بادی در صنایع سیمان و بتن در سطح جهان مصرف شد که منجر به همین مقدار کاهش در مقدار گاز CO<sub>2</sub> آزاد شده به اتمسفر گردید. تحقیقات نشان داده است (۲) که خواص سیمانهای آمیخته تقریباً کلیه الزامات صنایع ساختمانی بتنی را برآورد می نماید. بنابراین افزایش میزان تولید و کاربرد این نوع سیمان هم به حفظ محیط زیست کمک می کند و هم به توسعه پایدار فعالیتهای مربوط به صنعت سیمان منجر خواهد شد. خاکستر بادی عمدتاً در نیروگاههای حرارتی با سوخت ذغال سنگ ایجاد می شود، ولی در کشور ما به دلیل استفاده از سوختهای نفتی در نیروگاهها، خاکستر بادی تولید نمی گردد. نشان داده شده است (۳) که مقادیر معتدله ای از پوزولان طبیعی به صورت تراس یا خاک دیاتومه در ایران وجود دارند که منابع بالقوه ای برای استفاده در صنعت سیمان محسوب می گردند. از آنجا که پوزولانهای طبیعی موجود از کیفیت متغیری برخوردارند لازم است با بکارگیری فرآیندهای صنعتی مناسب این مواد برای مصرف در بتن آماده شوند. برای تولید یک میلیارد تن سیمان آمیخته به حدود ۳۵۰ میلیون تن خاکستر بادی یا پوزولان طبیعی نیاز می باشد. که منجر به همین مقدار (۳۵۰ میلیون تن) کاهش گاز CO<sub>2</sub> در سطح جهان می گردد. بنابراین افزایش مقدار مصرف پوزولانهای طبیعی و

سکادا به منظور تولید سیمان های آمیخته باید بعنوان یکی از اهداف اساسی در صنعت تولید سیمان در نظر گرفته شود تا توسعه صنعت سیمان بصورت توسعه ای پایدار در قرن بیست و یکم در آید .

در این رابطه همکاری نزدیک بین شرکتهای خدماتی و کارخانجات سیمان به منظور توسعه تجهیزات زیربنایی کافی و مناسب برای گردآوری و مصرف ضایعات صنعتی به صورت همساز با اکوسیستم عامل مهمی در بهره گیری از مقادیر زیادی از محصولات سیمانی آمیخته می باشد.

گسترش تحقیقات در زمینه فعال کننده ها یا برخی از مواد فوق روان کننده برای توسعه مصرف مواد پوزولانی و سرباره کوره آهن گدازی برای تولید سیمانهای آمیخته با کیفیت عالی که نسبت به سیمان پرتلند معمولی ارجحیت دارند و منجر به کاهش CO2 در سطح جهان می گردند ضرورتی اجتناب ناپذیر می نماید.

#### ۴-۱- بالا بردن راندمان مصرف انرژی در صنعت سیمان

رابطه نزدیکی بین انرژی مصرف شده برای تولید یک محصول مانند سیمان پرتلند و آلودگی محیط زیست وجود دارد. انرژی مصرف شده در کارخانه سیمان به هر دو صورت الکتریکی و حرارتی از سوختهای فسیلی حاوی مقادیر زیادی کربن بدست می آید . سوختهای مایع حاصل از نفت حاوی حدود ۸۴ درصد کربن می باشند و سوختهای گازی حدود ۷۵ درصد کربن دارند. بنابراین با احتراق سوختهای فسیلی به منظور تولید کلینکر در کوره یا در مراحل خشک کردن و یا تولید برق در کارخانه سیمان مقادیر زیادی دی اکسید کربن ایجاد خواهد شد. هر کوششی به منظور بهبود راندمان انرژی مصرف شده مستقیماً به کاهش گازهای آلاینده بویژه دی اکسید کربن منجر می گردد و همزمان باعث بالا رفتن بهره دهی کارخانه می شود . با تغییر روش تولید سیمان از روش تر به روش خشک و بکارگرفتن تجهیزات مدرن پیش گرم کن ، پیش کلسینه کن و سردکننده های جدید راندمان کوره های سیمان به میزان قابل توجهی افزایش یافته و مصرف انرژی برای تولید هر کیلوگرم سیمان به کمتر از نصف کاهش یافته است .

#### ۵-۱- سوزاندن ضایعات قابل احتراق در کوره سیمان

کوره های سیمان به عنوان یکی از مناسبترین محلها برای سوزاندن ضایعات قابل احتراق به شمار می آیند و امروزه در کشورهای اروپایی و آمریکا به عنوان روشی موثر برای از بین بردن ضایعات صنعتی خطرناک به شمار می آیند. سایر کشورها نیز به تدریج از این روش بهره می گیرند . با سوزاندن ضایعات صنعتی انرژی آنها با زیافت می شود و از این طریق صرفه جویی قابل ملاحظه ای در سوختهای فسیلی ایجاد می گردد. و در نتیجه کاهش قابل ملاحظه ای در میزان گاز CO2 ایجاد شده بوجود می آید.

#### ۶-۱- تعبیه دستگاههای بازیافت حرارت تلف شده

امروزه در کوره های مدرن تولید سیمان حدود ۴۰ تا ۵۰ درصد حرارت ایجاد شده همراه گازهای خروجی از دستگاههای پیش گرم کن و توسط کلینکر داغ در دستگاههای سردکننده کلینکر به خارج راه می یابد و تلف می شود . دمای گازهای خروجی از پیش گرم کن ها بین ۳۰۰ تا ۴۰۰ درجه سانتیگراد و دمای گازهای خروجی از سردکننده های کلینکر بین ۲۰۰ تا ۳۰۰ درجه سانتیگراد است که حرارت قابل توجهی بهمراه دارد . علاوه بر اتلاف حرارت فوق مقادیر قابل توجهی گاز CO2 در اثر سوخت مواد قابل احتراق ایجاد می گردد که بدون آن، که هیچ گونه بهره دهی داشته باشد باعث آلودگی محیط زیست می شود.

ملاحظه می شود که گازهای خروجی از پیش گرم کن ها و سردکننده ها ، منابع سوختی را از بین می برند گازهای کلخانه ای زیادی به اتمسفر انتقال می دهند بدون آنکه هیچ کار مفیدی در کارخانه سیمان صورت گرفته باشد. به منظور جلوگیری از این ضایعات دستگاههای بازیافت حرارت تلف شده در کارخانه های سیمان تعبیه می شوند که بخشی از این حرارت را به منظور تولید الکتریسته بکار می برند . در حال حاضر هیچکدام از کارخانه های سیمان ایران از این دستگاهها بهره ننگرفته اند و جای دارد که مطالعاتی در این زمینه صورت گیرد.



## ۱-۷- بالابردن راندمان وسایط نقلیه حمل سیمان

توزیع سیمان از محل تولید به مصرف و همچنین انتقال مواد مورد نیاز مانند مواد سوختی و سنگ گچ به کارخانه نیاز به مقادیر زیادی سوخت مایع دارد. مطالعات نشان داده است (۴) که به ازاء یک میلیون تن سیمان به حدود ۸۰۰۰ تن سوخت مایع برای جابه جایی های یادشده درسال نیاز خواهد بود. که باعث ایجاد ۲۵۰۰۰ تن گاز CO<sub>2</sub> می گردد. بدیهی است با بکار گرفتن سیاستهای صحیح حمل و نقل از طریق بالابردن راندمان مصرف انرژی در و وسایط نقلیه حمل سیمان و برنامه ریزی بهتر برای توزیع سیمان می توان از میزان CO<sub>2</sub> ایجاد شده کاست. نشان داده اند که با بکارگیری این نوع سیاستها ۲۴۰۰ تن گاز CO<sub>2</sub> ناشی از فعالیتهای مربوط به حمل و نقل یک میلیون تن سیمان درسال کاهش می یابد.

## ۱-۸- کاربرد انرژی خورشیدی برای کلسینه نمودن سنگ آهک

مطالعات انجام شده در کشور سوئیس (۵) نشان داده است که می توان از انرژی خورشیدی در مرحله کلسینه نمودن سنگ آهک ( که پرمصرف ترین مرحله از نقطه نظر مصرف انرژی می باشد ) بهره گرفت ولیکن با توجه به آنکه انرژی خورشید فقط در روز وجود دارد و کارخانه های سیمان بطور مستمر در ۲۴ ساعت باید فعالیت نمایند لذا لازم است در کنار تجهیزات کلسینه کن خورشیدی تجهیزات سوخت معمولی نیز وجود داشته باشد. برآوردهای انجام شده نشان می دهد که با بهره گیری از انرژی خورشیدی در یک کارخانه سیمان با ظرفیت ۳۰۰۰ تن در روز که می تواند سالیانه ۹۹۰۰۰ تن کلینکر ایجاد کند، میزان کاهش گاز CO<sub>2</sub> ایجاد شده به ۵۰۰۰۰ تن در سال می رسد. گو اینکه بکارگیری تجهیزات انرژی خورشیدی مستلزم سرمایه گذاری قابل توجه می باشد اما این سرمایه گذارها می توانند در دراز مدت مستهلک شوند. با توجه به اینکه تعداد زیادی از کارخانجات سیمان ایران در مناطقی قرار گرفته اند که میزان خورشید سالیانه آنها بسیار زیاد است لذا توسعه تحقیقات در زمینه کاربرد انرژی خورشیدی در صنعت سیمان ایران بسیار مفید خواهد بود.

## ۱-۹- برخورد های آینده نگرانه و ابتکاری

با توجه به اینکه میزان گازهای گلخانه ای بویژه CO<sub>2</sub> در سطح جهان به حد خطرناکی رسیده و باعث تغییرات آب و هوا گردیده که می توانند به حیات موجودات زنده شامل انسان صدمات جدی وارد آورند، امروزه تحقیقات دامنه داری توسط دانشمندان و تکنولوژیست ها در رشته های مختلف در جهان برای تبدیل گاز CO<sub>2</sub> به محصولات مفید صورت گرفته و ادامه دارد. توسعه در زمینه بیو آنزیمها و علوم بیو تکنولوژی می تواند ابزار مفیدی را برای حل این معزل و ایجاد توسعه پایدار در صنعت سیمان و بتن در قرن حاضر ایجاد نماید.

## ۲- روشهای پیشنهادی برای بهبود دوام بتن

بتن بعنوان مصالح ساختمانی پر قدرت و بادوام شناخته شده است. در ۱۷۵ سالی که از عمر سیمان پرتلند میگذرد مقاومت آن به بیش از ده برابر افزایش یافته و امسال در کشور ایران مقاومت فشاری بیش از ۲۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع اندازه گیری شد، در کشور فرانسه مقاومت های تا حد ۵۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع نیز گزارش شده اند. این جهش در مقاومت همراه با جهشی مشابه در دوام و عمر سرویس دهی بتن نبوده و بسیاری از بتن ها، بویژه آنهاییکه با شرایط محیطی شدید، مانند شرایط خلیج فارس، مواجه می شوند، در کمتر از یکسال آثار تخریب در آنها دیده می شود. در مواردی قبل از آنکه بتن به بهره برداری برسد اجباراً تخریب شده و دوباره سازی شده است.

علیرغم اینکه در چند سال اخیر در برنامه های گسترده سد سازی در کشور بتن بعنوان یکی از مصالح ساختمانی عمده در نظر گرفته شده و در چندین سد از آن در سازه اصلی و یا در سازه های جانبی با حجم گسترده ای مصرف شده است، ولیکن بحث دوام بتن و بویژه واکنش زائی سنگدانه ها به میزان کافی مورد توجه قرار نگرفته و در برخی از موارد ملاحظات ناصحیح اقتصادی سبب شده است که از سنگدانه هایی که وضعیت مشخصی نداشته اند استفاده به عمل آید. بدیهی است بروز واکنش های قلبایی سنگدانه ها می تواند خسارات سنگینی را از نقطه نظر از بین بردن منابع طبیعی و آلوده نمودن محیط زیست ایجاد نماید. مشکل عمده در این رابطه آنستکه اولاً انجام آزمایشهای واکنش زایی سنگدانه ها وقت گیر بوده و حداقل یکسال قبل از بهره برداری از هر معدن باید

خواص سنگدانه های آن مورد ارزیابی و تأیید قرار گیرند و ثانیاً با وجود بیش از شصت آزمایش گوناگون واکنش زائی سنگدانه ها، به جرات می توان گفت که هیچکدام از آنها نمی توانند با قاطعیت مشخص نمایند که سنگدانه ای معین در شرایط بهره برداری خاص از خود واکنش زائی نشان خواهد داد یا خیر. با توجه به شرایط فوق اولاً لازم است در تفسیر نتایج آزمایشگاهی دقت ویژه ای معمول گردد و ثانیاً حتی الامکان از سابقه عملکرد سنگدانه ها در شرایط محیطی مورد نظر بهره گرفته شود.

باتوجه به اینکه ترکیبات شیمیائی سیمان نقش عمده ای در ایجاد واکنش زائی سنگدانه ها دارد لازم است به این نکته نیز اشاره شود. در سیمانهای با قلیایی زیاد احتمال خطر ایجاد واکنش زائی با سنگدانه های سیلیسی و کربناتی بسیار زیاد است. از طرفی قلیائی ها با سولفاتها ترکیب می شوند و تعدادی معدنی قلیایی سولفاتی بوجود می آورند و باتوجه به اینکه این مواد اکثراً از درجه حلالیت زیادی برخوردارند منبع اصلی یون سولفات برای ایجاد حمله از داخل به بتن بشمار می آیند. بنابراین چالش کاستن و یا از بین بردن واکنش های قلیایی سنگدانه ها تا حد زیادی بعهده تولید کنندگان سیمان قرارداد. تحقیقات اخیر نشانگر آن است که افزودن ترکیبات لیتیم به سیمان می تواند واکنشهای قلیایی سیلیسی سنگدانه ها در بتن را به تاخیر اندازد و یا کاهش دهد. تولیدات آزمایشی سیمان حاوی لیتیم در کوره مدار بسته نشان داده اند که ژل واکنش زای کمتری ایجاد می گردد. در این رابطه نیز لازم است تحقیقات گسترده ای صورت پذیرد تا از طریق افزایش دوام بتن، از دوباره سازی ها و هدر رفتن منابع طبیعی و آلودگی محیط زیست جلوگیری بعمل آید.

### نتیجه گیری :

با در نظر گرفتن مصرف سرانه سیمان پرتلند در جهان و رشد کنونی جمعیت، نیاز سالانه به سیمان به حدود ۲/۲۸ میلیارد تن تا سال ۲۰۲۵ که تخمین زده می شود جمعیت جهان به ۹ میلیارد نفر برسد خواهد رسید (۲۵۳ کیلوگرم سیمان برای هر نفر). این امر منجر به روند ایجاد ۲ میلیارد تن گاز CO<sub>2</sub> از فعالیتهای مربوط به تولید سیمان خواهد شد. در سه دهه گذشته صنعت سیمان همزمان با افزایش ظرفیت تولید سیمان و کاهش مصرف انرژی از طریق بکارگرفتن تکنولوژیهای مختلف برای اصلاح تجهیزات جمع آوری گرد و غبار، بهینه سازی فرایند تولید و غیره متمرکز بوده است ولیکن امروزه با توجه به افزایش گاز CO<sub>2</sub> و سایر گازهای گلخانه ای در فضاء، صنعت سیمان با چالش کاستن از مقدار گاز CO<sub>2</sub> برای توسعه پایدار در آینده مواجه است و براساس قطعنامه Kyoto سازمان ملل، مجبور به کاستن شدید گازهای گلخانه ای می باشد. بکارگیری برخی از روشهایی که در صنعت سیمان به منظور کاهش آلودگی در نظر گرفته شده اند، نتوانسته اند کاهش مورد نیاز در گاز CO<sub>2</sub> را بوجود آورند و لذا به نظر می رسد که راههای باقیمانده اصلی برای کم نمودن مقدار گاز CO<sub>2</sub> به صورت زیر باشد:

- ۱- افزایش تولید سیمانهای آمیخته و گسترش کاربرد این سیمانها در صنعت بتن
- ۲- استفاده از انرژی خورشیدی برای تجهیزات کلسینه گر
- ۳- کوشش مستمر برای یافتن راههای افزایش راندمان مصرف انرژی
- ۴- گسترش تحقیقات بنیادی برای یافتن روشهای جدید و ابتکاری برای تبدیل گاز CO<sub>2</sub> به سایر ترکیبات مفید.

### منابع

- (1) P.K. Mehta, Editor: Proceedings of the International Symposium on Concrete Technology for Sustainable Development in the Twenty – First Century , Hyderabad Feb.9-11 , 1999.
- (2) Michael Nisbet; A Source of Competitive Advantage : World Cement Volume 31, No.3 March 1999 PP 70-78
- (3) Famili, H., Bagheri, A & Irajian M. , Proceedings of the 7<sup>th</sup> NCB International Seminar on Concrete and Building Materials , Volume 3 New Delhi, 21-24 Nov.2000

- (4) S.N Yadav and S. Gopinath, Strategies for CO2 Mitigation for Sustainable Development of Cement Concrete Industries, Vol.1 7<sup>th</sup> NCB Int. Seminar on Cement and Building Materials New Delhi, 21-24 Nov. 2000 .
- (5) A.Imhof, Solar Cement Plants an Interesting Challenge for Business Science , ZKG International No.8, /2000 PP. 448-456.

www.civilbook.ir

## کاربرد فشارهای هیدرودینامیک در برآورد نیروهای وارده بر کف حوضچه های استهلاک انرژی

ابولفضل سپهری منش<sup>۱</sup>

### چکیده:

استهلاک انرژی و تلاطم جریان در حوضچه های استهلاک انرژی با نوسانات شدید فشار همراه است این نوسانات شدید به سه صورت حوضچه استهلاک انرژی را تحت تاثیر قرار میدهند یکی از این اثرات باعث ایجاد نیروی برخاست ( **Uplift force** ) قابل توجهی در زیر سازه سد شده و باعث برخاستن و کنده شدن دالهای کف حوضچه استهلاک میشود اثر دیگر نوسانات، وجود خستگی در مصالح بکار رفته ( **fatigue** ) و اعمال فشار دینامیکی زیاد ناشی از بارگذاری و بار برداری متناوب و کاهش مقاومت سازه و بالتیجه تخریب آن می گردد. وقوع پدیده کاویتاسیون نیز یکی از اثرات دیگر نوسانات فشار بوده و باعث جدایش جریان از سازه و تخریب موضعی ناشی از مکش همراه با نوسانات شدید سازه می شود. اثرات فوق الذکر در حوضچه های استهلاک انرژی دارای ماهیتی تصادفی بوده و مطالعه این پدیده نیازمند ثبت و ضبط مداوم و پیوسته اطلاعات می باشد و لازم است تحلیل اطلاعات با استفاده از طیف توانی ( **Power Spectra** ) و یا تابع چگالی احتمال نوسانات فشار ( **Probability density function** ) انجام پذیرد. این نوع آنالیز منجر به حصول پارامترهای لازم در طراحی سازه میشود. در این مقاله نحوه کاربرد فشارهای هیدرودینامیک در برآورد نیروهای وارده بر کف حوضچه های استهلاک انرژی با استفاده از پارامترهای مذکور ارائه گردیده است.

### کلمات اصلی و مهم:

فشارهای هیدرودینامیک، حوضچه استغراق، استهلاک، آبشستگی، نوسان، برکنش، تراز پایاب، تراز آب زیر زمینی

<sup>۱</sup> فوق لیسانس مهندسی منابع آب از دانشگاه تهران و کارشناس ارشد شرکت توسعه منابع آب و نیروی ایران

## ۱ - کلیات

به منظور استهلاک انرژی از سازه های مختلفی استفاده می شود یکی از روشهای متداول آن استفاده از حوضچه های آرامش و یا حوضچه های استغراق می باشد. از جمله مسائل این حوضچه ها، میدان نوسانات فشار بوده که اخیرا مورد توجه فراوانی قرار گرفته است.

مساله نوسانات فشار (**Pressure fluctuations**) در سازه های هیدرولیکی، پس از حادثه تخریب های ایجاد شده در حوضچه های آرامش سدهای کرانا فولی در بنگلادش و مالپاسه در مکزیک به شکل بارزی مشهود گردید. نوسانات فشار در این حوضچه ها به زیر دالهای بتنی منتقل شده و موجب ایجاد نوسانات در نیروی برکنش گردیده بطوریکه نهایتا خرابی های عظیمی در سرریز و حوضچه های آرامش آنها بوجود آمده است.

در حوضچه های استغراق نیز مساله نوسانات فشار حائز اهمیت بوده و بخصوص برآورد نیروهای وارد بر دالهای حوضچه استغراق با پوشش بتنی، باید کاملا در نظر گرفته شود.

در آزمایشگاه با استفاده از سیستم برداشت لحظه ای در هر ثانیه بوسیله کامپیوتر، داده های زیادی در محل های مورد نظر در حوضچه برداشت شده و با نرم افزارهای مربوطه، شاخص های آماری و توزیع زمانی و مکانی آنها بدست می آید. طراحان با تحلیل دینامیکی نتایج بدست آمده نیروی وارد بر دالها را تعیین نموده و بر اساس آن طرح سازه ای لازم را ارائه می دهند.

اصولا هدف از طراحی سیستم های استهلاک انرژی آنست که سیلاب به نحوی تخلیه گردد که ایمنی سازه های اصلی همانند سد را در مقابل آبشستگی تهدید نکرده و همچنین در عملکرد تاسیسات جنبی سد و خصوصا بهره برداری از نیروگاه، تاثیر منفی نداشته باشد

به منظور حفاظت از صدمات آبشستگی دو گزینه زیر وجود دارد.

- جلوگیری از ایجاد آبشستگی
  - محدود نمودن محل و دامنه گسترش آبشستگی
- با توجه به ملاحظات اقتصادی، معمولا از گزینه دوم استفاده می گردد و هدف، کنترل و محدود نمودن آبشستگی در چارچوب نیازهای طرح مورد نظر می باشد. در گزینه های تخلیه سیلاب به صورت جت آزاد باید به ارتباط تنگاتنگ شکل و اندازه های سرریز با هندسه و ابعاد «حوضچه های استغراق» و یا ابعاد «حفره آبکند» توجه خاص شود و موارد زیر نیز مد نظر قرار گیرد.
- شرائط زمین شناسی، خصوصیات مرفولوژیکی، هندسه و نوع سد
  - ظرفیت سرریز
  - طراحی سازه ها با توجه به هیدرولیک جریان و در نظر گرفتن نیروها، لرزش و ریسکهای کاویتاسیون، تداخل هوا
  - هندسه و اشکال خروجیها با توجه به برد پرتاب جت و انتشار آن در هوا
  - رفتار جت در حین عبور از هوا با در نظر گرفتن تداخل هوا
  - استهلاک انرژی جت های آبشاری

با توجه به تعدد عوامل فوق الذکر و کمبود اطلاعات و تئوریهای پیشرفته درباره فرآیند شستگی و استهلاک انرژی جت، لازم است آزمایشات بر روی مدل های فیزیکی نیز انجام شوند تا از عملکرد مناسب حوضچه های استغراق اطمینان حاصل گردد.

از آنجا که این مقاله در مورد نحوه کاربرد فشارهای هیدرودینامیکی در برآورد نیروهای وارده بر کف حوضچه های استهلاک انرژی می باشد از بحث در مورد هیدرولیک جریان ایمن از سیستم استهلاک صرف نظر کرده و فقط به بحث در مورد کاربرد نیروها به کف حوضچه های استغراق پرداخته و می تواند نتیجه گیری آن به حوضچه های آرامش تعمیم داده شود.



## ۲- تشریح حوضچه استغراق

### ۲-۱- مفاهیم طراحی

عمق نهایی آبخستگی با ترکیبی از روشهای تحلیلی و مطالعات مدل هیدرولیکی تعیین میگردد. همچنین تعدادی از معادلات تجربی و نیمه تجربی که غالباً از آزمایشات بر روی مدلها و مشاهدات محلی بدست می آیند جهت محاسبات اولیه عمق آبخستگی مورد استفاده قرار می گیرد. فشارهای هیدرولیکی نیز بصورت تحلیلی و عملی در محاسبات عمق آبخستگی بکار می رود.

به منظور استهلاك انرژی جریان جت آزاد، یکی از سه مورد زیر می تواند مورد استفاده قرار گیرد.

- حفره آبکند ( حوضچه استغراق طبیعی )

- حوضچه های استغراق بدون پوشش بتنی

- حوضچه های استغراق با پوشش بتنی

### حفره های آبکند

در صورتیکه محل فرود جت به حد کافی دور از پنجه سد قرار داشته باشد و بستر رودخانه از سنگ مقاوم با مقادیر درزه کم تشکیل شده باشد. میتوان جت را به حال خود رها نمود تا در اثر آبخستگی یک " حفره آبکند " جهت استهلاك انرژی حفر گردد. این حفره که بطور طبیعی تشکیل شده آنقدر عمیق میگردد که جت به حد کافی در بالشتک آب ایجاد شده فرو رود و دیگر قادر به کندن مصالح و انتقال آنها به خارج از حفره نباشد. مسلماً هندسه این حفره و پایداری دیواره های آن باید دقیقاً مطالعه شود تا از خطرات گسترش دامنه فرسایش و تهدید ایمنی سازه های اصلی جلوگیری گردد. مقاومت بستر در مقابل فرسایش در وحله اول به اندازه و جرم مخصوص مصالح بستگی دارد. مطالعات متعددی در باره رابطه بین انرژی جت، مصالح بستر و عمق آبخستگی انجام شده است. در مواردی که تونل پایاب نیروگاه در نزدیکی حفره آبکند و قبل از آن واقع باشد ممکن است رسوبات ناشی از فرسایش حفره آبکند باعث بالا بردن تراز پایاب و در نتیجه کاهش ارتفاع مؤثر توربین گردد. سد کارون I دارای حفره آبکند بوده و موضوع فوق الذکر نیز در آن مشکلاتی را ایجاد نموده است.

### حوضچه های استغراق بدون پوشش بتنی

این نوع حوضچه های استغراق عمدتاً در مواردی به کار برده میشوند که جت در نزدیکی سازه ها فرود می آید. اساس کار حوضچه های استغراق، ایجاد یک بالشتک مصنوعی آب است که بتواند تا حد قابل قبولی انرژی آب را مستهلک نموده و سازه ها را از خطر آبخستگی فزاینده محفوظ نگه دارد. این مورد زمانی رخ میدهد که سنگ بستر و لایه های زیرین در محل سد و پایین دست آن در مقابل آبخستگی مقاوم بوده و بتوان عمق لازم برای استهلاك انرژی در حوضچه را بدون افزایش هزینه ایجاد نمود.

### حوضچه های استغراق با پوشش بتنی

در مواردی که حجم حفاری و سنگ زیرین غیر مقاوم و یا لایه های زیرین آن دارای مشکلاتی باشد با توجه به ملاحظات پایداری سد و موقعیت پی آن. حفاری بیش از حد از نظر ایمنی و اقتصادی به مصلحت نخواهد بود. لذا در این مورد " حوضچه استغراق با پوشش بتنی " طراحی میشود تا اولاً از حجم حفاری کاسته شده و ثانیاً با کنترل جریان در محدوده نزدیک بدنه، ایمنی سازه ای افزایش یابد. به منظور تحمل نیروی جت آب، دال کف و دیواره ها باید دارای پوشش بتنی با ضخامت کافی بوده و به نحو مناسبی مسلح و در صورت لزوم توسط میل مهاریها به سنگ بستر دوخته شود. ضمناً زهکش مناسب در زیر دال جهت به حداقل رساندن فشار برکنش (UPLIFT) نیز طراحی شود.

علاوه بر مبانی کلی طراحی حوضچه های استغراق مهمترین عامل در طراحی حوضچه ها با پوشش بتنی . دانستن اندازه بارهای وارده است که تعیین کننده ضخامت پوشش بتنی . موقعیت و اندازه آرماتور ها و میل مهاریها میا شد . عملکرد حوضچه استغراق عمدتا بستگی به مقدار نیرو های حاصل از میدان فشارهای متوسط ، نوسانات ناشی از برخورد جریانهای با سرعت زیاد به بتن وهمچنین نیروی بر کنش دارد که به وجه زیرین دالهای بتنی وارد می گردند . به منظور بیان خصوصیات میدان فشار در مورد جت های دو بعدی و با تقارن محوری که به حجم آب بیکران ریزش می نمایند میتوان به وسیله روابط تنوری و احتمالاتی ، مقادیر میانگین و سایر پارامتر های فشار هیدرو دینامیکی را به دست آورده و از آن در طراحی استفاده نمود .

### پوشش بتنی حوضچه استغراق

برای پوشش بتنی حوضچه استغراق سه نوع طراحی میتواند به کار رود .

- روش اول احداث دال بتنی نفوذ پذیر (**perforated slab**) است که اجازه میدهد فشارهای هیدرو دینامیکی به زیر دال بتنی نفوذ کند . لذا فشارهای بالا و پایین دال کاملا با هم مرتبط بوده و فشار خالص برابر صفر است . در این حالت با رروی دال محدود به نیروی کششی (**drag force**) خواهد بود . به هر حال پی میا ینی بدون خرابی مقاومت لازم را در برابر نوسانات شدید فشارهای هیدرو دینامیک داشته باشد .

اگر رقوم دال زیر عمق نهایی استغراق قرار گیرد و مجموع نیروهای مؤثر بر پی به اندازه کافی کمتر از وزن مخصوص غوطه وری سنگ بستر شود میتوان از این روش استفاده نموده و کف را تثبیت نمود .

- روش دوم احداث دال بتنی غیر قابل نفوذ میباشد اما فشارهای هیدرو دینامیکی از درز بین دالها می توانند به زیر پی نفوذ کنند . در این حالت فشار بر کنش زیر دال بایستی مساوی ماگزیم فشارهای هیدرو دینامیک باشد . وزن دال ، مقاومت میل مهاریها (**anchors**) و فشار هیدرو دینامیکی حداقل لازم است بزرگتر از فشار هیدرو دینامیکی ماگزیم بایک ضریب اطمینان باشد . در این حالت معمولا نیاز به تعداد قابل توجهی میل مهاریها ( که فعلا عمده آن از خارج کشور وارد میشود ) و یا ضخامت زیاد دال کف بوده و از نظر اقتصادی قابل توصیه نمی باشد .

- روش سوم احداث دال بتنی غیر قابل نفوذ میباشد بگونه ای که فشارهای هیدرو دینامیک نتوانند به هیچ نحو به پی نفوذ کنند . این موضوع باعث میشود که فشار بر کنش محدود به فشار استاتیکی سطح آب زیر زمینی شود که معمولا معادل رقوم سطح آب پایین دست بعلاوه ارتفاع مربوط به در صد ضریب زهکشی است . نتایج نیروها با توجه به وزن دال و مقاومت ایجاد شده توسط میل مهاریها و فشار می نیم هیدرو دینامیکی روی دال بایستی بزرگتر از فشار بر کنش گردد . بعلاوه یک سیستم زهکشی مؤثر بایستی به منظور جلوگیری از نفوذ احتمالی ناشی از ترکیدن دال بتنی یا خراب شدن آب بندها (**water stops**) در محل اتصال دالها طراحی واحداث شود . ظرفیت سیستم زهکشی بایستی حداقل ده برابر بزرگتر از شدت جریان نشت درزها و شکافها باشد .

### - ضوابط طراحی بارهای کف حوضچه استغراق

بارهای عمل کننده در کف حوضچه های استغراق به سه حالت معمولی ، غیر معمولی و حدی بصورت زیر تعریف شده و مورد بررسی قرار می گیرند .

#### بارهای معمولی

در این حالت سرریز ها در حالت بهره برداری بوده و سطح آب مخزن حالت عادی خود یعنی تراز نرمال را دارد و دبی سیلاب عبوری از سرریز معادل سیلاب ۱۰۰۰ ساله میباشد .

به منظور تعیین یک الگوی آماری حاکم بر تغییرات فشار در نقاط مختلف میدان فشار و بد نبال آن پیش بینی احتمالاتی وقوع و یا عدم وقوع یک محدوده از فشار ، لازم است بهترین توزیع چگالی احتمال منطبق بر این پدیده مشخص گردد . بررسیهای انجام شده

توسط دو محقق (**fiorotto and rinaldo**) روی نوسانات فشار در حوضچه مبین این نکته است که توزیع نرمال می‌تواند با تقریب مناسبی در کارهای عملی مورد استفاده قرار گیرد.

با فرض مذکور، دامنه اطمینان میانگین در سطح اعتماد مساوی با ۹۹/۹٪ برابر  $Cip=M+3.29Sm$  می‌باشد که در آن  $M$  میانگین و  $Sm$  انحراف معیار داده‌ها و  $k=3/29$  ضریب انحراف معیار است. با توجه به معادله مذکور فشار هیدرودینامیکی ایجاد شده با دبی سیلاب ۱۰۰۰ ساله در کف حوضچه مورد محاسبه قرار گرفته و احتمال اینکه فشار حداقلی کمتر از مقدار فوق الذکر باشد ۱:۱۰۰۰ است. در این حالت سطح آب زیر زمینی (**G.W.L**) به عنوان تابعی از رقوم سطح آب پائین دست (**T.W.L**) محاسبه شده و با ضریب انحراف معیار  $k=3/29$  ضریب زهکشی  $DE=75\%$  و فاکتور بار (**load factor**) برابر  $LF=1/5$  انتخاب می‌شود.

### بارهای غیر معمولی

در این حالت سرریزها در حال بهره برداری بوده و سطح آب مخزن بالا دست معادل رقوم سطح آب سیلاب ۱۰۰۰۰ ساله و ماگزیمم سیلاب عبوری از سرریزها نیز ۱۰۰۰۰ ساله است.

ضریب انحراف معیار  $k=3/29$  و  $DE=75\%$  و  $LF=1/25$  منظور می‌گردد.

### بارهای حدی

در این حالت موارد زیر بایستی مورد بررسی و کنترل قرار گیرد

- سیلاب عبوری از سرریزها معادل سیلاب ۱۰<sup>۸</sup> ساله می‌باشد
- ضریب انحراف معیار  $k=3/29$ ،  $DE=75\%$ ،  $LF=1/1$  منظور گردد.
- سیلاب عبوری از سرریزها معادل سیلاب **P.M.F** می‌باشد.
- پس از اینکه سرریزها از حال بهره برداری خارج شدند سطح آب حوضچه استغراق معادل **T.W.L** می‌گردد در صورتیکه سطح
- آب زیر زمینی **G.W.L** هنوز در سطحی معادل دبی سیلاب **P.M.F** است.
- حوضچه استغراق خالی است (مرحله بازرسی یا تعمیرات) و پمپهای زهکشی در حال کار می‌باشند. رقوم سطح آب زیر زمینی **G.W.L** معادل رقوم کف حوضچه استغراق بعلاوه ارتفاعی که زهکشی از فشار برکنش کم میکند که حدود ۳۰ در صد می‌باشد.

(معمولا ۱۰ متر بیشتر از کف حوضچه استغراق است)

- مرحله ساخت که حوضچه استغراق خالی بوده و سطح آب زیر زمینی زیر کف دال نگه داشته می‌شود (دالهای وسط حوضچه در آخر ساخته می‌شود).

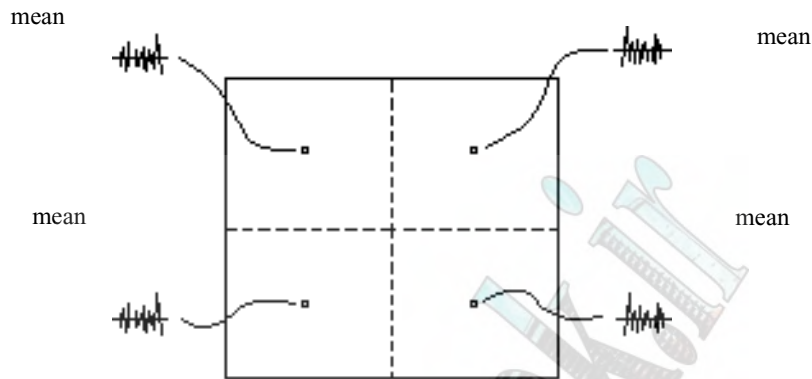
### ۴- آزمایش با استفاده از مدل هیدرولیکی و روشهای اندازه گیری

- آزمایشهای هیدرولیکی و مشخصات مدل ۱
- نحوه اندازه گیری فشارهای دینامیکی ۲

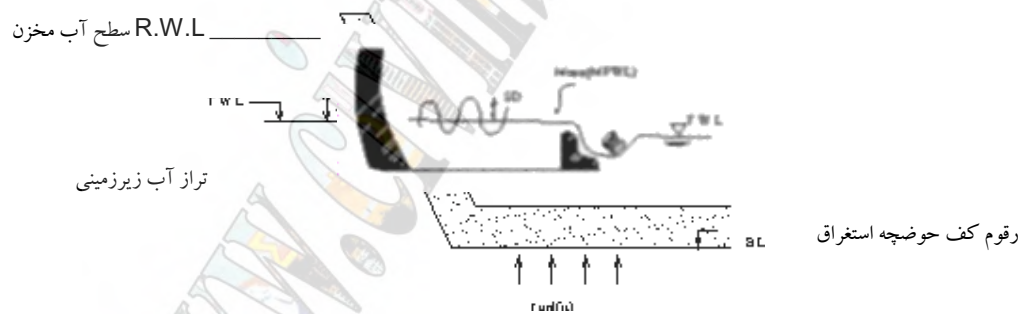
در مرجع ۱ و ۲ توضیح کاملی در این زمینه ارائه گردیده است.

## ۵-محاسبات

نوسانات فشار میتواند از روی مدل تست مثلا دال  $20 \times 20$  مترمربع با استفاده از چهار دستگاه پیزو متر که به طور همزمان فشارهای وارده را اندازه گیری و ضبط میکنند مورد محاسبه قرار گیرد .



فشار متوسط ( **mean** ) هر پیزو متر را به دست آورده و انحراف معیار استاندارد ( **standard deviation** ) محاسبه میگردد . فشار آب وارده به حوضچه ناشی از عبور سیلاب برابر سطح آب متوسط در حوضچه بعلاوه ارتفاع معادل مربوط به انحراف معیار استاندارد خواهد بود.



$$Dh = (MPWL - TWL) * (1 - DE\% / 100)$$

$$GWL = TWL + Dh$$

$$UPLIFT, U = GWL - BL$$

$$DE = 70-80\% \text{ ضریب زهکشی}$$

$$BL = a$$

خواندن همزمان فشارهای هیدرو دینامیکی در چهار پیزو متر و نتایج میانگین و انحراف معیار هر پیزو متر و تعمیم آن در سطح  $400$  متر مربع ( سطح هر دال ) با توجه به بارهای معمولی . غیر معمولی و حدی بایستی مورد بررسی قرار گیرد .

نیروی متوسط در سطح  $100$  متر مربع با ضرب فشار متوسط در سطح مذکور محاسبه میشود و نیروی متوسط که در  $400$  متر مربع

عمل

می کند با جمع نیروهای عمل کننده در چهار سطح  $100$  متر مربع میتواند بدست آید .

در محاسبات انحراف معیار و واریانس  $C_{ii}$  و کوواریانس  $C_{ij}$  باستی مورد محاسبه قرار گیرد. مطالعات نشان می دهد که فشارهای محاسباتی ناشی از هر پیزومتر قویا وابسته بهم نیستند و انحراف معیار استاندارد سطح ۴۰۰ متر مربعی کمتر از رقم تعمیم داده شده از سطح ۱۰۰ متر مربعی است. این واقعیت در نیروی نظیر نیز حاکم است لذا یک برآورد اولیه اینکه متوسط انحراف معیار استاندارد چهار نقطه را در ضریب ۰/۹ ضرب کرده و به عنوان پارامتر سطح دال منظور نمایم.

نیروهای هیدرو دینامیکی مینیمم و ماکزیمم بوسیله فرمول زیر محاسبه میگردد

$$F_{min / max} = F_{mean} \pm K \text{ Stand} - dev$$

که میتوان ضریب  $K = ۳/۲۹$  برای سطح احتمال ۱:۱۰۰۰ و  $K = ۳/۸۹$  برای سطح احتمال ۱:۱۰۰۰۰ منظور نمود

در نقشه شماره (۱) محل پیزومترها و در جدول شماره (۱) یکی از برآورد های فشارهای هیدرو دینامیک و در جدول شماره (۲) یکی از برآوردهای نیروهای هیدرو دینامیک و در نمودار شماره (۱) وضعیت نیروهای هیدرو دینامیکی حوضچه استغراق آمده است.

## ۶- خلاصه نتایج و ارائه پیشنهادات

- تحلیل های آماری نوسانات فشار نشان می دهد که توزیع تابع چگالی احتمالاتی باتوزیع نرمال یا گوس هماهنگی دارد.
- برای مقادیر ماکزیمم و می نیمم مغایرتهایی مشاهده می شود.
- مقدار متوسط نوسانات فشار تقریباً با فشار پیزومتریک برابر است.
- عمق حوضچه استغراق در وهله اول تابعی از دبی واحد عرض میباشد. ارتفاع و زاویه ریزش و غیره نقش ثانویه را دارد. لازم است در مورد سدهای با ارتفاع بلند، آزمایشات بر روی مدل هیدرولیکی انجام شود.
- معمولاً طراحی حوضچه هادرسدهای بزرگ روی P.M.F صورت گرفته، به همین دلیل عمق حوضچه استغراق نیز زیاد و عملیات اجرایی در این عمق بسیار مشکل می باشد. لذا لازم است طراح به این موضوع دقت کرده و با انجام آنالیزهای ریسک نسبت به بهینه بودن سیستم حوضچه اقدام نماید.
- تحلیل فشارهای ماکزیمم و می نیمم بسیار حائز اهمیت بوده و یکی از پارامترهای موثر در تعیین مومتم وارد بردالهای بتنی و دیواره هاست. باتوجه به اینکه مقدار نوسانات فشار از محل برخوردت به سمت جداره ها کم میشود باستی به موقعیت قرار گرفتن فشارسنجهای الکترونیکی توجه زیادی نموده و تحلیل فشارهای ناشی از آنها در برآورد ضخامت دالهای بتنی مورد استفاده قرار گیرد.
- شبکه زهکشی زیر دال بتنی بسیار اهمیت داشته و طراح می باستی دقت لازم را در طراحی آن انجام دهد.
- بررسی نوسانات فشار و کاربرد آن در حوضچه های استهلاک انرژی سدها حائز اهمیت فراوان می باشد بطوریکه امروزه طراحان به لزوم لحاظ نمودن نقش نوسانات فشار بعنوان یک پارامتر مهم طراحی اینیه ای مورد تاکید قرار می دهند. اگرچه عوامل موثر در این پدیده مورد بررسی قرار گرفته اند ولی تاکنون بررسی سیستماتیک و جامعی در این خصوص صورت نگرفته است بطوریکه هنوز جمع بندی و نتیجه گیری قطعی و قابل اطمینانی که بتوان از آن در طراحی ایمن و بهینه حوضچه هادر شرایط مختلف استفاده نمود وجود ندارد و نیاز به تحقیقات و بررسیهای بیشتر بخوبی احساس شده و پیشنهاد می گردد.

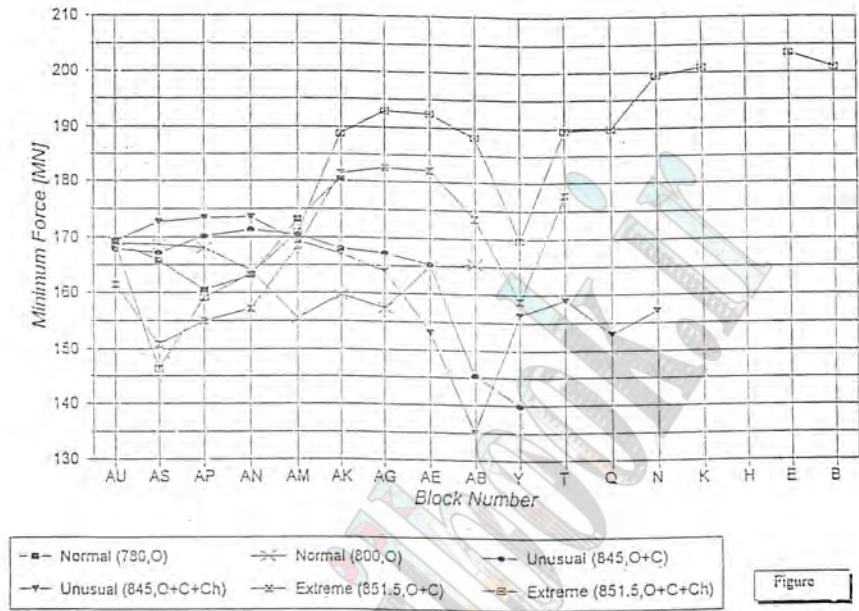
## ۷ - فهرست منابع و مؤاخذ

- مرکز تحقیقات آب. ۱۳۷۷. گزارش نهایی مطالعات تکمیلی مدل هیدرو لیک سد کارون سه.
- فیلسوفیان، محمد. ۱۳۷۵، بررسی پدیده فشارهای هیدرو دینامیکی بر روی سازه های آبی
- افشار. عباس، محبوبی، ۱۳۷۵، تاثیر اندازه مصالح بستر بر روی حداکثر عمق آبستنگی در حوضچه های استغراق.
- طاهر شمسی، جمالزاده، ۱۳۷۷، بررسی نوسانات فشار در حوضچه آرامش با استفاده از مدل هیدرولیکی.
- مرکز تحقیقات آب، ۱۳۷۸، گزارش نهایی طرح تحقیقات کاربردی تحت عنوان "نوسانات فشار در جهش هیدرو لیک تشکیل شده در حوضچه های آرامش".

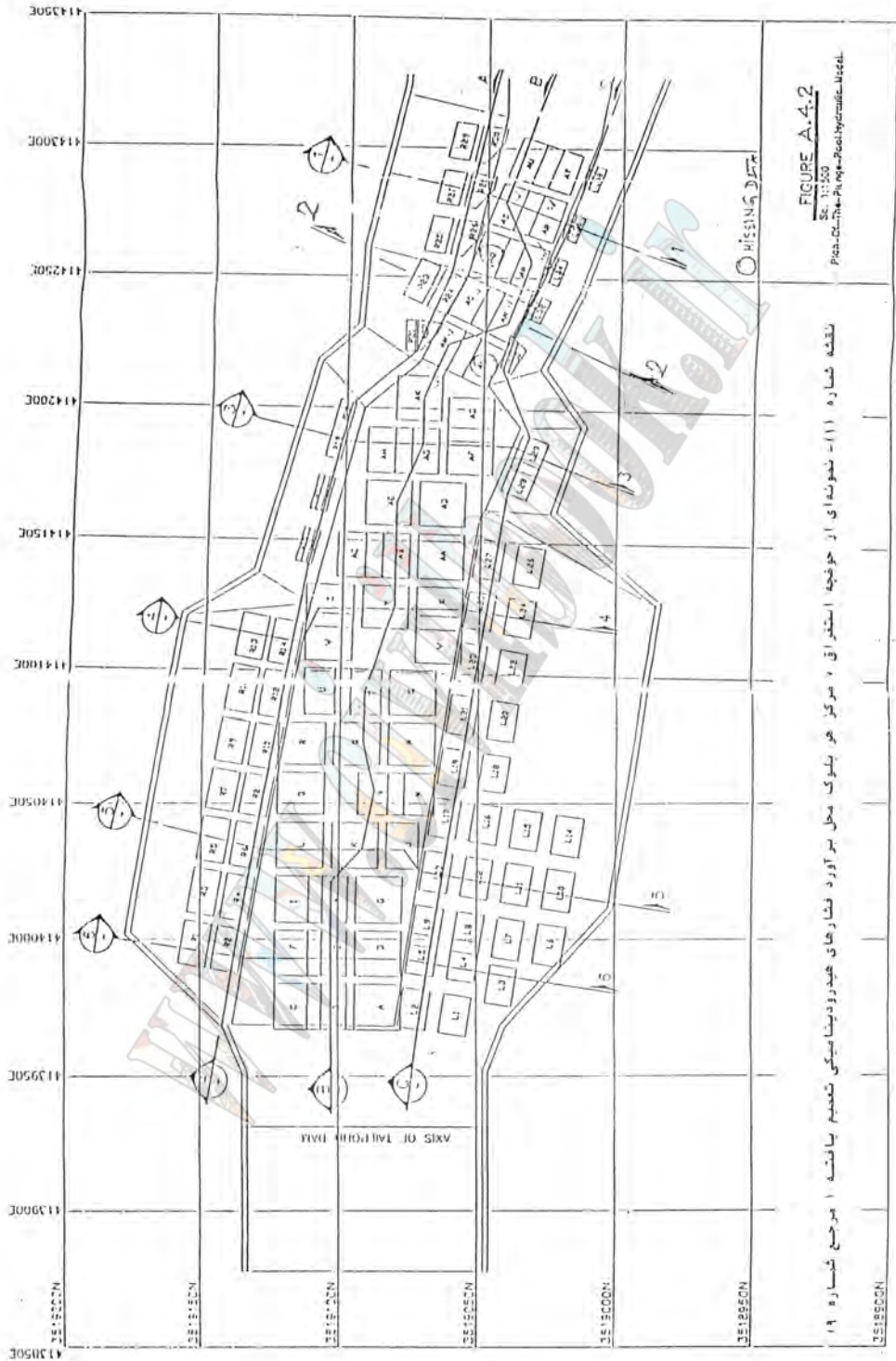


- عطاری ، ۱۳۷۲ ، حوضچه های استغراق در پایاب سرریزهای آبشاری.

- Amanian, N,1993." Scour Bellow a Flip Bucket Spillway".
- Rajaration , N,& Aderibigbe, O. 1996" Erosion of Loose Beds by Submerged Circular Impinging Vertical Turbulent Jets ".
- ACRES , Aug. 2000 , KARUN III Development Project " Plunge Pool Structural Design Draft " .
- Stein , O.R & Julien , P.Y., 1994 " Sediment Concentration Bellow Free Overfalls " .
- Brusers , H.W.C , Raudkivi A. , 1991 " Scouring " Design Manual NO . 2, IAHR .
- Development in Hydraulic Engineering VOL2, ED . BY P.Novak, 1984 .



ENVELOPES OF MINIMUM HYDRODYNAMIC PRESSURES



گسترش داده شده توسط سیویل بوک

## Orifice + Crest spillways

Reservoir Level : 851.5 m.a.s.l.

Spillway Discharge : 11669 m<sup>3</sup>/sPowerhouse Discharge : 2100 m<sup>3</sup>/s

T.W.L (Natural River Bed) : 692.5 m.a.s.l.

$$B = 5 \times 100$$

Block No.	Piezometer			Pressure			Hydrodynamic Force						
	No.	Elev. m.a.s.l.	Area m <sup>2</sup>	Mean kPa.	S.D. kPa.	S.D./Mean	Mean kN	S.D. kN	1:1000 Exceedence K=3.29		1:10000 Exceedence K=3.89		
									Max. (kN)	Min. (kN)	Max. (kN)	Min. (kN)	
AR	147	657.00	100	453	32.6	0.072	45276						
	148	657.00	100	533	94.7	0.178	53298						
	150	657.00	100	436	26.5	0.061	43596						
	151	657.00	100	445	45.4	0.102	44193						
		657.00	400	467	29.5	0.063	186663	11799	225481	147845	232551	140765	
AS	148	657.00	100	528	102.1	0.194	52757						
	149	657.00	100	657	166.3	0.253	65663						
	151	657.00	100	459	46.9	0.102	45871						
	152	657.00	100	458	53.2	0.116	45842						
		657.00	400	525	45.1	0.086	210132	18032	269458	150807	280277	139988	
AT	153	657.00	100	463	18.6	0.040	46317						
	154	657.00	100	466	27.4	0.059	46574						
	156	657.00	100	467	13.1	0.028	46658						
	157	657.00	100	452	12.8	0.028	45177						
		657.00	400	462	14.3	0.031	191725	5717	203532	165918	206962	162438	
AU	154	657.00	100	448	28.5	0.064	44751						
	155	657.00	100	458	25.9	0.056	45814						
	157	657.00	100	466	13.5	0.029	46553						
	158	657.00	100	450	14.0	0.031	45019						
		657.00	400	455	15.7	0.034	182137	6280	202799	161476	206567	157707	
S	67	657.00	100	490	25.7	0.052	49026						
	68	657.00	100	516	29.1	0.056	51649						
	72	657.00	100	492	30.6	0.062	49163						
	73	657.00	100	498	35.8	0.072	49827						
		657.00	400	499	18.3	0.037	199666	7300	223684	175648	228064	171268	
T	69	657.00	100	497	30.0	0.060	49680						
	70	657.00	100	520	18.7	0.036	51951						
	74	657.00	100	500	31.4	0.069	49983						
	75	657.00	100	501	18.8	0.038	50142						
		657.00	400	504	18.3	0.036	201755	7314	235818	177693	230206	173305	
U	70	657.00	100	499	15.0	0.030	49924						
	71	657.00	100	521	8.4	0.016	52125						
	75	657.00	100	502	15.5	0.031	50160						
		657.00	400	507	10.3	0.020	202945	4120	216500	189391	218972	186919	

TABLE 1 HYDRODYNAMIC PRESSURES - TYPICAL PRESENTATION



TABLE HYDRAULIC FORCES ON PLUNGE POOL CONCRETE LINER FOR USUAL LOAD CASE  
 RWL (max) = 840m , FIGURE 13 FROM HYDRAULIC REPORT SEP1 1999 FORCES ARE GIVEN FOR SLABS 20m X 20m  
 STANDARD DEVIATION FACTOR = 3.29 (1/1000 Exceedence) DRAINAGE EFFICIENCY = 75%  
 UNIT WEIGHT OF CONCRTE = 23.5 KIN/m<sup>3</sup> UNIT WEIGHT OF WATER = 9.81 KIN/m<sup>3</sup>

NAME OF ZONE	ELEVATION OF SLAB AT MID (m)	AREA OF SLAB m <sup>2</sup>	THICK OF SLAB m	TAIL W.L. m	GROUND WATER LEVEL (m)	(W VERG) OF SLAB RH	WALL SLOPE 5 PARAB RH	WCG W.Ges(S) RH	U UPLIFT FORCES KH	IF IVD FORCES KH	IF = WCG-U+IF KH
F1	657.0	400.0	3.0	675.3	684.43	28200.0	0.00	28200.0	-119407.3	138000.0	46792.7
F1	657.0	400.0	3.0	675.3	681.55	28200.0	0.00	28200.0	-108106.2	138000.0	58093.8
F1	657.0	400.0	3.0	688.9	693.98	28200.0	0.00	28200.0	-156881.5	159000.0	30318.5
F2	657.0	400.0	3.0	679.1	685.23	28200.0	0.00	28200.0	-122546.5	153000.0	58653.5
F2	657.0	400.0	3.0	688.9	693.98	28200.0	0.00	28200.0	-156881.5	167000.0	38318.5
F2	657.0	400.0	3.0	676.6	683.71	28200.0	0.00	28200.0	-116582.0	178000.0	89618.0
F3	657.0	400.0	3.0	679.1	685.23	28200.0	0.00	28200.0	-122546.5	155000.0	60653.5
F3	657.0	400.0	3.0	676.6	683.71	28200.0	0.00	28200.0	-116582.0	160000.0	71618.0
W1	681.9	400.0	2.2	679.3	684.43	26600.5	1.02	10855.2	-14616.2	43000.0	39239.1
W1	681.9	400.0	2.2	675.3	681.55	20800.5	1.02	10855.2	0.0	47000.0	57855.2
W1	681.9	400.0	2.2	688.9	693.98	20800.5	1.02	10855.2	-52090.4	70000.0	28764.9
W2	685.0	400.0	2.1	679.1	685.23	19640.7	1.00	9278.7	-4775.9	69000.0	73502.8
W2	685.0	400.0	2.1	688.9	693.98	19640.7	1.00	9278.7	-39110.9	56000.0	26167.8
W3	685.0	400.0	2.1	679.1	685.23	19640.7	1.00	10563.9	-5312.4	47000.0	52251.5
W3	685.0	400.0	2.1	676.6	683.71	19640.7	1.00	10563.9	0.0	48000.0	58503.9
W4	664.7	400.0	2.7	679.3	684.43	25043.1	1.02	13617.8	-8366.0	112000.0	42551.8
W4	664.7	400.0	2.7	675.3	681.55	25043.1	1.02	13617.8	-71764.9	115000.0	56852.9
W4	664.7	400.0	2.7	688.9	693.98	25043.1	1.02	13617.8	-120540.2	133000.0	26077.6
W5	675.0	400.0	2.4	679.1	685.23	22697.6	1.08	10722.8	-44618.7	84000.0	50104.1
W5	675.0	400.0	2.4	688.9	693.98	22697.6	1.08	10722.8	-78953.7	89000.0	20769.1
W6	665.8	400.0	2.7	679.1	685.23	25500.7	1.00	13715.8	-81851.2	122000.0	53864.6
W6	665.8	400.0	2.7	676.6	683.71	25500.7	1.00	13715.8	-75086.7	99000.0	36829.1
W7	663.4	400.0	2.8	679.3	684.43	26252.7	0.77	18773.3	-78175.2	109000.0	-18598.1
W7	663.4	400.0	2.8	679.3	684.43	26252.7	0.77	18773.3	-90476.3	115000.0	43297.0
W7	663.4	400.0	2.8	688.9	693.98	26252.7	0.77	18773.3	-127950.5	154000.0	44822.8
W8	662.2	400.0	2.8	675.3	681.55	26613.5	0.77	19031.3	-83913.2	109000.0	-44118.1
W8	662.2	400.0	2.8	679.3	684.43	26613.5	0.77	19031.3	-95214.3	115000.0	38817.0
W8	662.2	400.0	2.8	688.9	693.98	26613.5	0.77	19031.3	-132688.5	138000.0	24342.8
W9	663.4	400.0	2.8	679.1	685.23	26252.7	0.78	18737.3	-93600.5	84000.0	9136.8
W9	663.4	400.0	2.8	688.9	693.98	26252.7	0.78	18737.3	-127935.5	89000.0	-20198.2
W10	665.7	400.0	2.7	688.9	693.98	25540.5	1.30	6954.8	-113874.0	89000.0	-17919.2
W11	665.7	400.0	2.7	679.1	685.23	25540.5	1.30	6954.8	-79539.0	122000.0	49415.0
W11	665.7	400.0	2.7	676.6	683.71	25540.5	1.30	6954.8	-73574.5	99000.0	32380.3
W12	677.5	400.0	2.3	675.3	681.55	21930.3	0.77	15682.3	-22399.5	52000.0	45282.8
W12	677.5	400.0	2.3	679.3	684.43	21930.3	0.77	15682.3	-33700.6	49000.0	30981.7
W12	677.5	400.0	2.3	688.9	693.98	21930.3	0.77	15682.3	-71174.8	95000.0	39507.5
W13	677.5	400.0	2.3	675.3	681.55	21930.3	0.77	15682.3	-22399.5	52000.0	45282.8
W13	677.5	400.0	2.3	679.3	684.43	21930.3	0.77	15682.3	-33700.6	49000.0	30981.7
W13	677.5	400.0	2.3	688.9	693.98	21930.3	0.77	15682.3	-71174.8	89000.0	33507.5
W14	677.5	400.0	2.3	679.1	685.23	21930.3	0.78	15652.3	-36827.3	69000.0	47825.0
W14	677.5	400.0	2.3	688.9	693.98	21930.3	0.78	15652.3	-71162.3	56000.0	490.0
W15	685.0	400.0	2.1	688.9	693.98	19640.7	1.30	5348.2	-37470.1	56000.0	23878.1
W16	685.0	400.0	2.1	679.1	685.23	19640.7	1.30	5348.2	-3135.1	47000.0	49213.1
W16	685.0	400.0	2.1	676.6	683.71	19640.7	1.30	5348.2	0.0	48000.0	53348.2



# GIS Application in Seismic Hazard Estimation for a Distributed Structure

Ali Naiieri<sup>1</sup>

Mohammad H. Mousavizadeh<sup>2</sup>

Bahram Daneshfar<sup>3</sup>

## 1. Abstract

Seismic hazard estimation comprises a basic step for design of engineering structures in earthquake prone areas. Among several parameters of strong ground motion, peak ground acceleration (pga) is the most popular and widely used parameter for design

When studying the seismic hazard for an extended site, like a pipeline, one is faced with a series of sites oriented along the pipeline, instead of a single site. This spatial relation is in favor of GIS applications.

In this study, a probabilistic approach was applied for seismic hazard estimation. Pga values were estimated along an extended buried pipeline using GIS applications. Pga profile was queried out from a raster Digital Elevation Model (DEM), specifically generated for this purpose. The accuracy of the estimation was further enhanced using digital image processing techniques. Results were cross-checked with pga-estimates obtained by routine probabilistic hazard analysis at certain fixed sites along the pipeline. The estimation error was less than 10% , which is reasonably acceptable from engineering point of view.

For the methodology introduced in this study, it is not necessary to know the final route of the pipeline, a priory, while in routine single-site based analysis, this information is a crucial assumption. The mentioned point considerably speeds-up the hazard analysis in such cases where there are several alternatives for the route. In fact, the technique presented here enables the engineering seismologist to start the analysis at early stages of the project.

## Key Words:

GIS, hazard analysis, pipeline, DEM model, image processing

---

<sup>1</sup> Lar Consulting Engineers, Tehran 19699 Iran, e-mail: naiieria@dpi.net.ir

<sup>2</sup> Petroleum University of Technology, email: mousavizadeh@hotmail.com

<sup>3</sup> Amirkabir University of Technology, email: danesh@altavista.net

## 1. Introduction

Seismic hazard estimation comprises a basic step for design of engineering structures in earthquake prone areas. Among several parameters of strong ground motion, peak ground acceleration (pga) is the most popular and widely used parameter for design from early steps in feasibility studies to the final design. The parameter is normally estimated for a single site at three seismic levels for design, say, Design Basis Level (D.B.L.), Maximum Design Level (M.D.L.) and Maximum Credible Level (M.C.L.).

In a typical routine seismic hazard study, probabilistic analysis is carried out using three main categories of potential earthquake sources, that is, seismic point-, line- and area-sources. Depending on the type, importance, cost, lifetime, and unfavorable outcomes of possible failure of the concerned structure, an appropriate acceptable risk and level of conservatism is considered for the analysis.

A continuous structure with finite dimensions, such as a pipeline, may be considered as spatially distributed single sites. In routine practice for a pipeline, seismic hazard analysis is carried out for a number of discrete sites along the pipeline. However, it is practically not feasible to make a continuous pga profile along the route by routine approach. The close spatial relation between adjacent points along the line is in favor of a raster-based analysis by GIS applications.

## 2. Study Area

The study area is in Central Iran seismotectonic province (Figure 1), between northern latitudes 33.5-34.2 and eastern longitudes 49.1-49.8 degrees. Main scope of the project is to transport water from the Kamal Saleh storage dam in the south to the Arak area in the north, via a pipeline with a length as much as about 80 km.

In the early stages of the investigations, four possible routs were suggested for water conveyance. These are as follows (Figure 2):

Route	Code
1. AL. I	ABCDE
2. AL. II	ABCHDE
3. AL. III	ABF3GHDE
4. AL. IV	ABF4GHDE

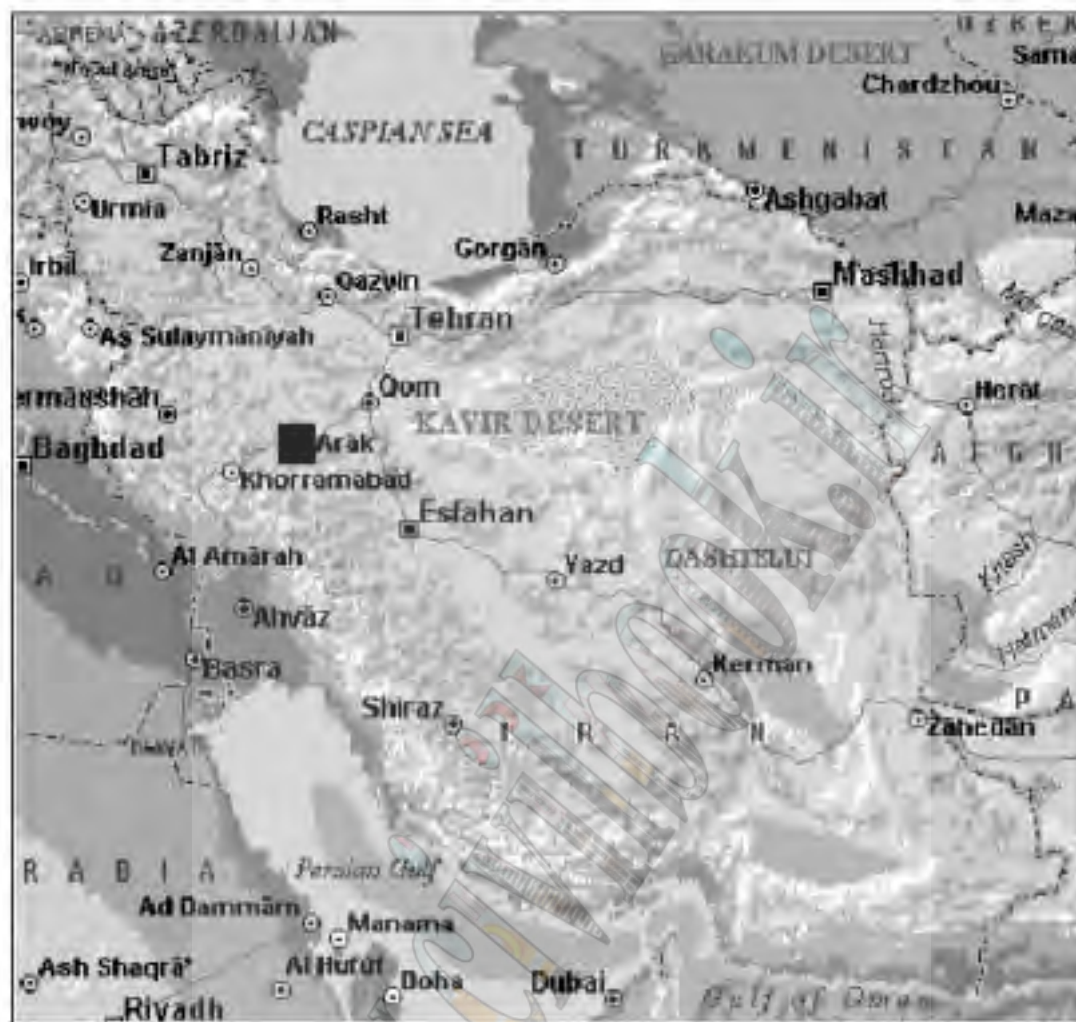


Figure 1. The study area

Among several proposed possibilities, the route IV has been considered as the most appropriate route in previous studies (Lar, 1999). In this study, main concentration is on this route. However, thanks to the GIS, the results could be extended to any other possible routes within the study area, as well.

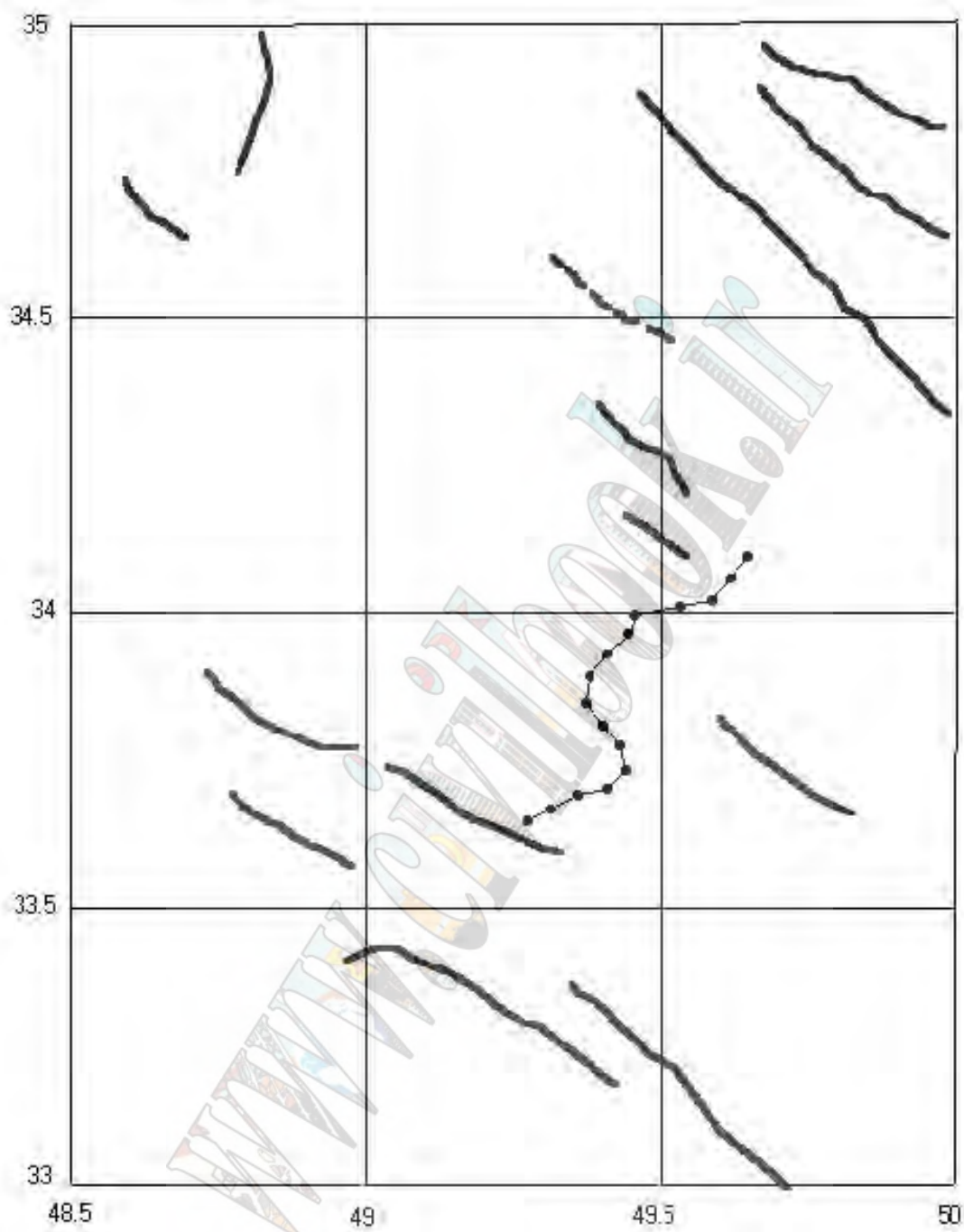
### 3. Methodology

Hazard estimation has been performed using probabilistic analysis of seismic line- sources. The methodology proposed by Bender and Perkins (1987) was used for this purpose.

The previous report on the seismotectonic studies for the Kamal-Saleh storage dam was used for modeling capable faults (Figure 3). On the basis of the same report, average focal depth of earthquakes was considered to be 18km (Lar, 1997).







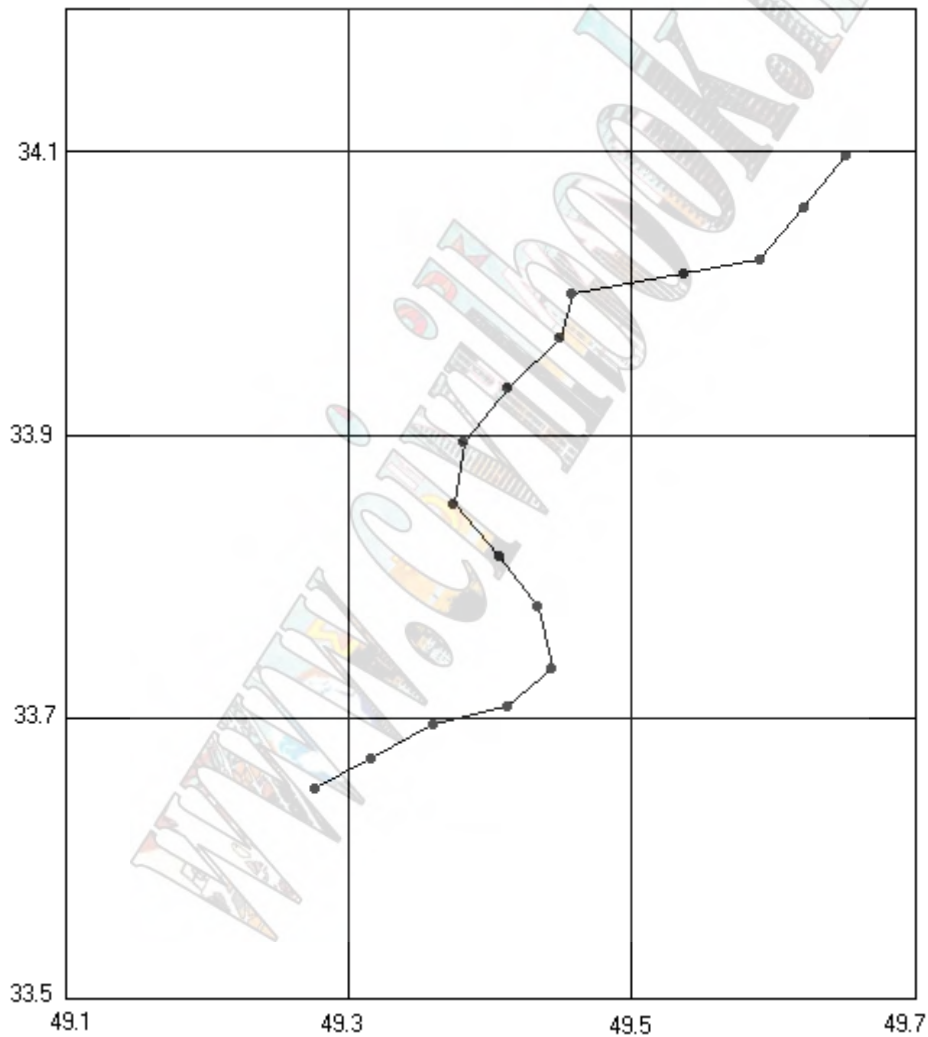
**Figure 3.** Simplified fault map of the study area (Lar, 1997)

In this study, two approaches were followed: the routine analysis (RA) and the GIS-based analysis (GIS).



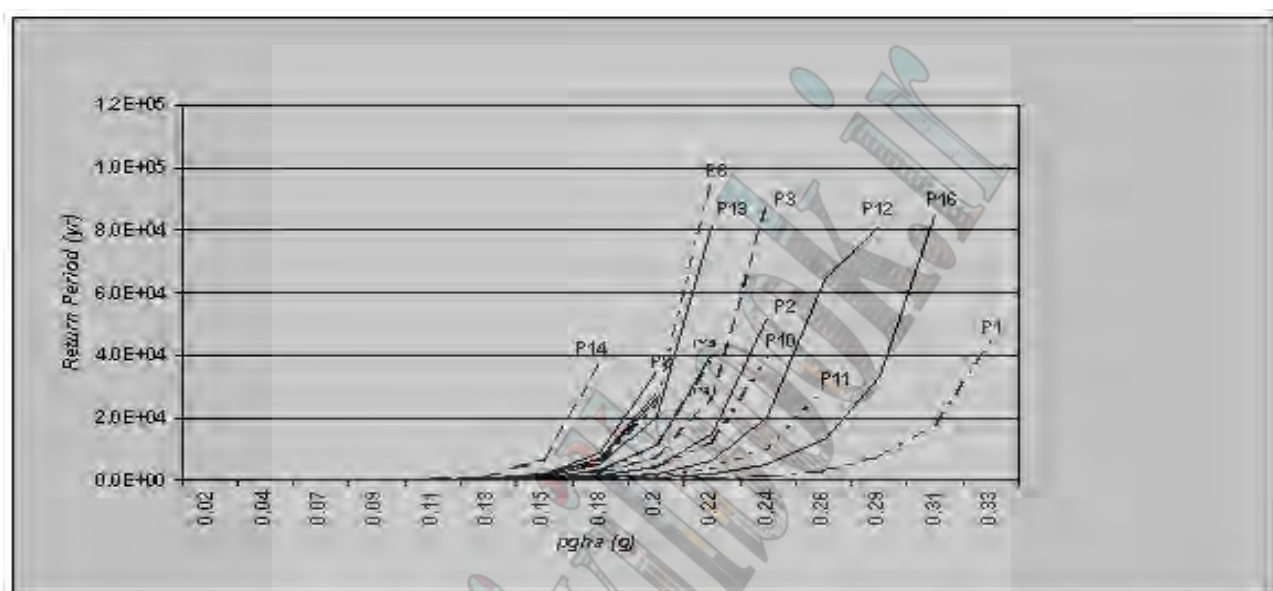
### 3.1. Routine Analysis

In RA, it is necessary to know the final route of the tunnel, a priori. The route IV was selected for RA. The 80km long route was subdivided into 16 sites, each about 5km apart. (See the solid nodes along with the tunnel route in Figure 4.) Since the pipeline is not regular in shape, the sites were irregularly distributed in space.



**Figure 4.** A simplified model of the Kamal-Saleh pipeline and individual sites.

Routine seismic hazard analyses were performed for each site, separately. In this way, pga's were estimated at discrete points (P1-P16) along the line. Details of the methodology could be found in (LAR, 1997). Results are presented in Figure 5 and Table 1.



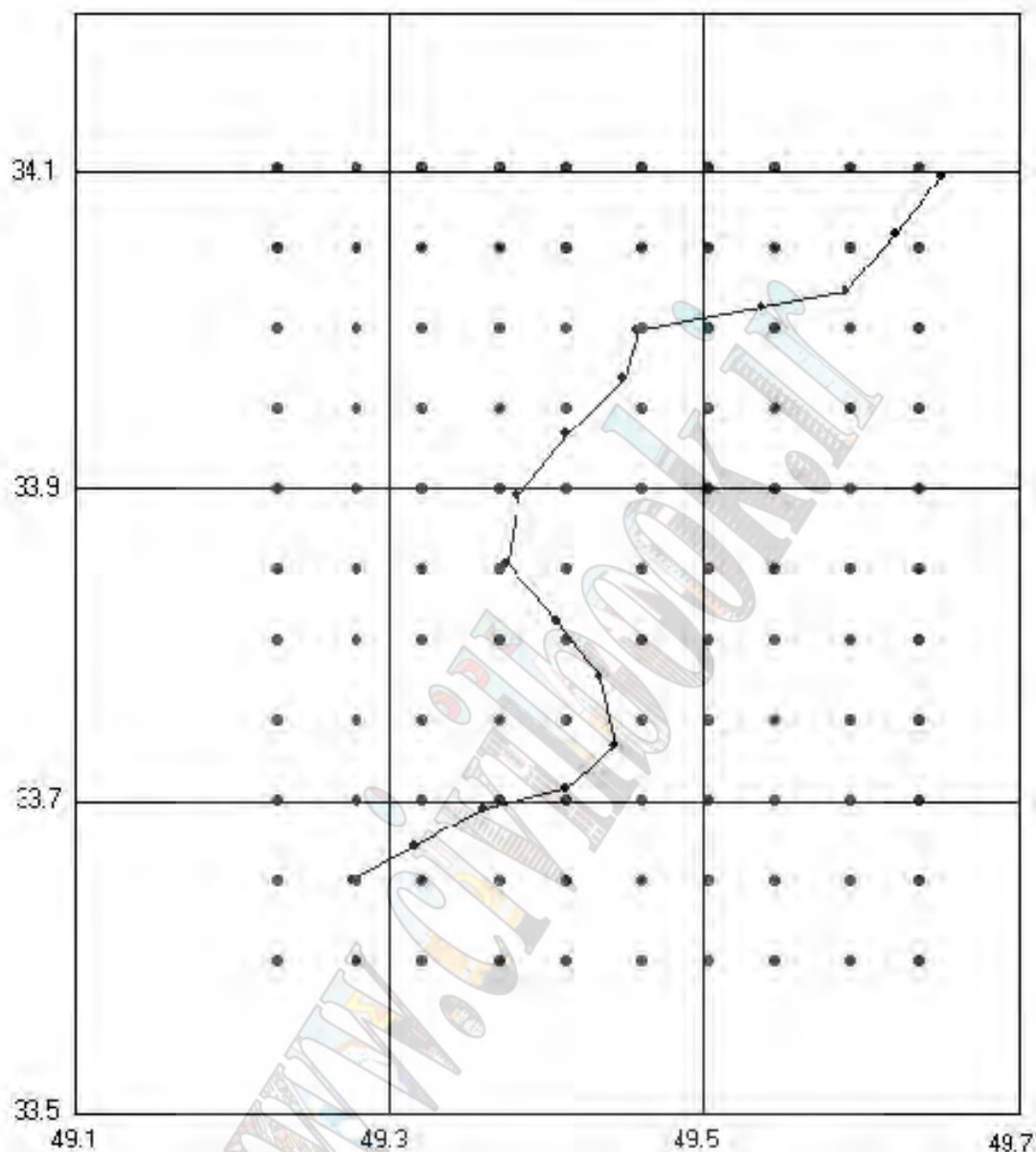
**Figure 5.** Return period of pga at 16-points along the pipeline, by RA approach.

pgh a	p1	p16	p12	p11	p10	p2	p3	p6	p4	p13	p15	p5	p7	p8	p9	p14
0.0 2	1.2	1.7	1.7	1.7	1.7	1.3	1.3	1.5	1.5	1.7	1.6	1.5	1.8	1.8	1.7	1.7
0.0 4	2.6	4	3.9	4.3	5.1	2.6	2.7	6.1	4.4	4.5	4.3	5.1	7.1	7.5	6.5	4.7
0.0 7	3.9	7.1	7.6	8.1	10.9	6.5	6.7	17.1	11.9	12.2	11.5	15.2	18.9	21.7	19.5	13.9
0.0 9	6.4	13.9	16.6	16.8	24.7	16.8	19.6	45.8	33.2	36.2	31.9	46.2	51.5	64	56.2	54
0.1 1	11.7	29.6	38.8	37.2	60.4	42.9	61	131. 9	95.5	109.5	89.5	139.5	149.1	191. 8	163.4	245. 7
0.1 3	22.9	64.4	96.1	85.4	157. 9	121. 1	197. 2	427. 8	292.5	360.7	272. 9	456.7	482.8	628. 9	524.4	125 7.2
0.1 5	46.8	143.9	253. 9	205. 7	438. 5	377. 4	655. 7	153 4.4	948.9	1301. 2	903. 1	1640	1728. 1	226 2.9	1862. 9	682 5.7
0.1 8	99.8	334.5	713. 8	521. 3	128 2.9	125 2	221 5.5	589 3.6	3195. 1	5011. 3	314 8.8	6297. 9	6628. 7	870 3.2	7110. 4	376 40.3
0.2	222	806.5	210 9.7	137 7	390 5.2	428 7.3	753 9.4	235 65.8	1095 5.2	2005 9.3	112 57.5	2516 2.4	2648 0.1	348 10.2	2831 0.4	
0.2 2	512. 3	1998. 7	646 2.3	374 5.6	122 26	148 78	257 65.6	965 87.6	3786 2.3	8228 0.9	406 30.4					
0.2 4	121 5.6	5047. 3	202 84.7	103 83.4	390 23.9	518 81.6	886 23.7									
0.2 6	294 0.2	1287 6	643 66.1	290 29.8												
0.2 9	720 7	3306 8.3	817 22.5													
0.3 1	178 29	8533 3.9														
0.3 3	441 57.9															

**Table 1.** Pga estimates (g) for various return periods at points P1 through P16 along the pipeline

### 3.2. GIS-based analysis

In the next approach, the GIS approach, the study area was divided into a regular grid of points, containing 110 nodes oriented regularly along 10 parallel north-south directed lines (Figure 6), to obtain a mean cell size of 555 X 707 square meters (representative of the metric X and Y cell dimensions, respectively).

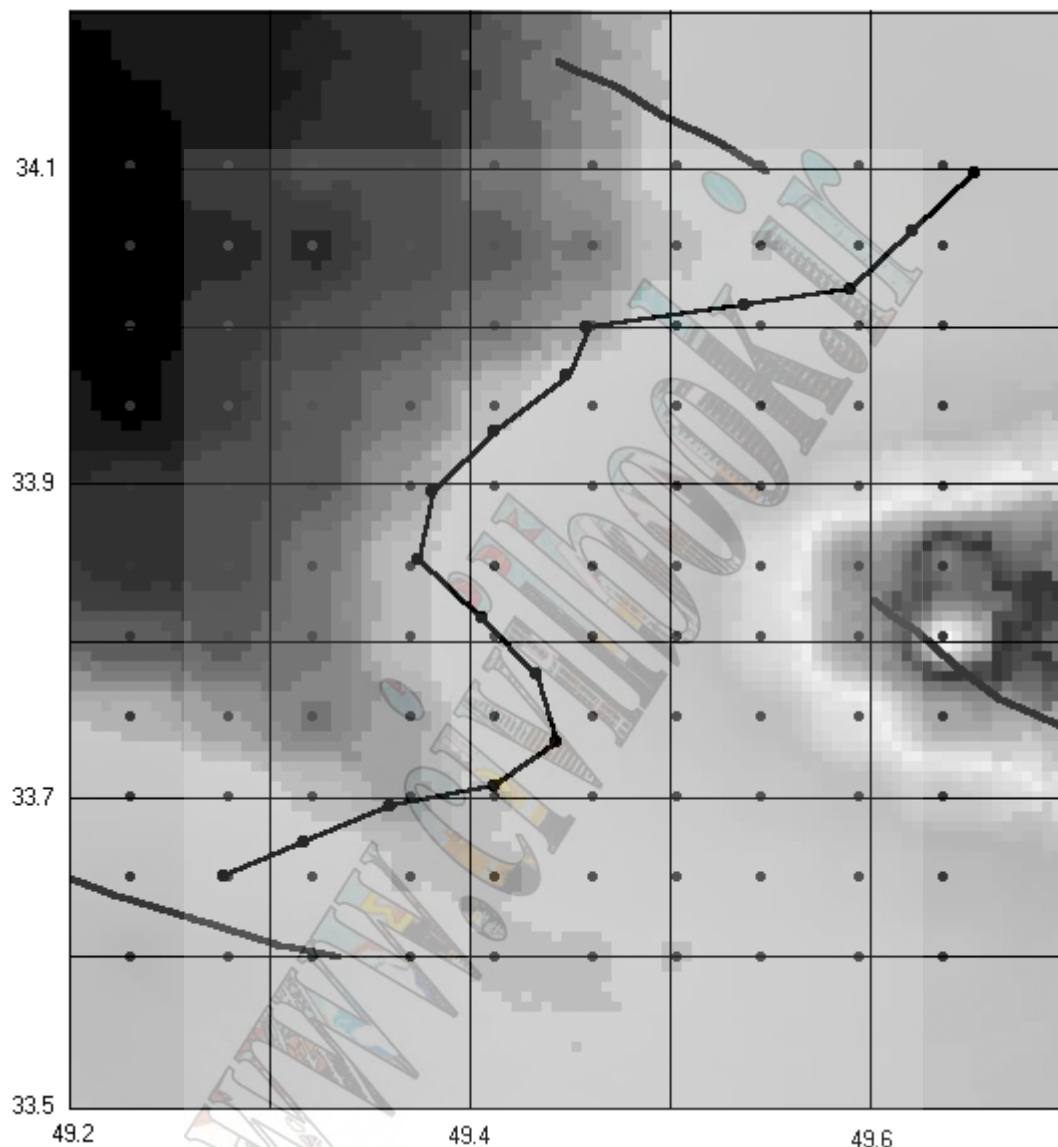


**Figure 6.** Regular grid for points for pga computations.

Line-sources were modeled and analyzed to obtain peak horizontal ground acceleration (pgha) at each grid node, using the probabilistic approach of Bender and Perkins (1987).

In the next step, a Digital Elevation Model of peak ground acceleration, hereafter called DAM (Digital Acceleration Model) was generated, using GIS application IDRISI. For this purpose, a moderate resolution (200\*220 pixels) mathematical surface was generated as a raster image, by interpolating pga-values between adjacent grid nodes with a 6-point search radius. A distance-weighted average approach was adopted with a distance weight exponent of two. In this way, a weight equal to the reciprocal of the distance squared is reached. The obtained DAM model in geographic coordinate system (latlong) is presented in Figure 7.

In this figure, change in elevation has been marked with a gray scale shading. Pga-values vary from 0.04g (black area north-west part of Figure 7), to 1.10g (white area in the south-east part). Also shown is the route of the pipeline on the grid, as well as the 16 equal-distance points along the pipeline.



**Figure 7.** DAM model for pgha in the study area. Faults shown as thick lines.

In the final step, a comparison was made between the estimates of pga by RA and GIS. To this end, two different approaches were adopted.

In the first approach, a semi-continuous pga-profile was queried out from the DAM image, showing pga-values along the pipeline, as presented in Figure 8. In this figure, the distance in horizontal axis has been inverted from the ratio of the total length of the profile-line (measured in GIS application Cartalinx, as 81km) to the total number of pixels along the profile (247), resulting to a mean pass-length per pixel of about 328 meters.



Figure 9 shows the same pga-profile overlaid with the pga-values computed for 16 individual points along the pipeline. Results have been presented in Table 2. However, there is a bias in distance estimate, which indicates the reduced accuracy of distance estimates in this approach.

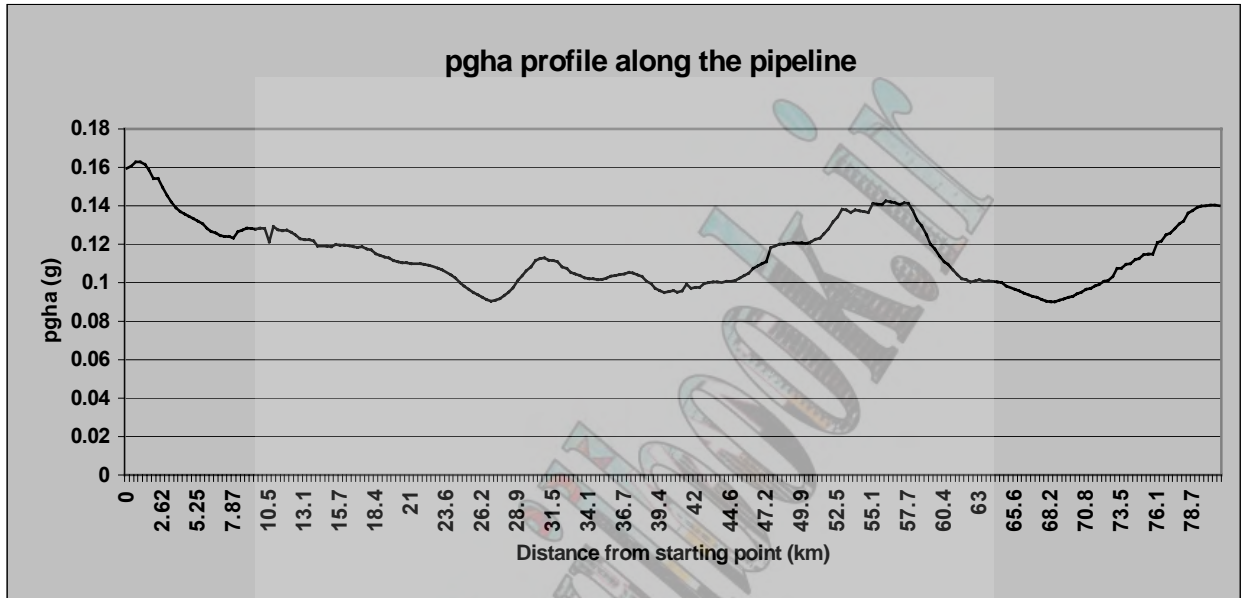


Figure 8. pga-profile along the pipeline, by GIS approach

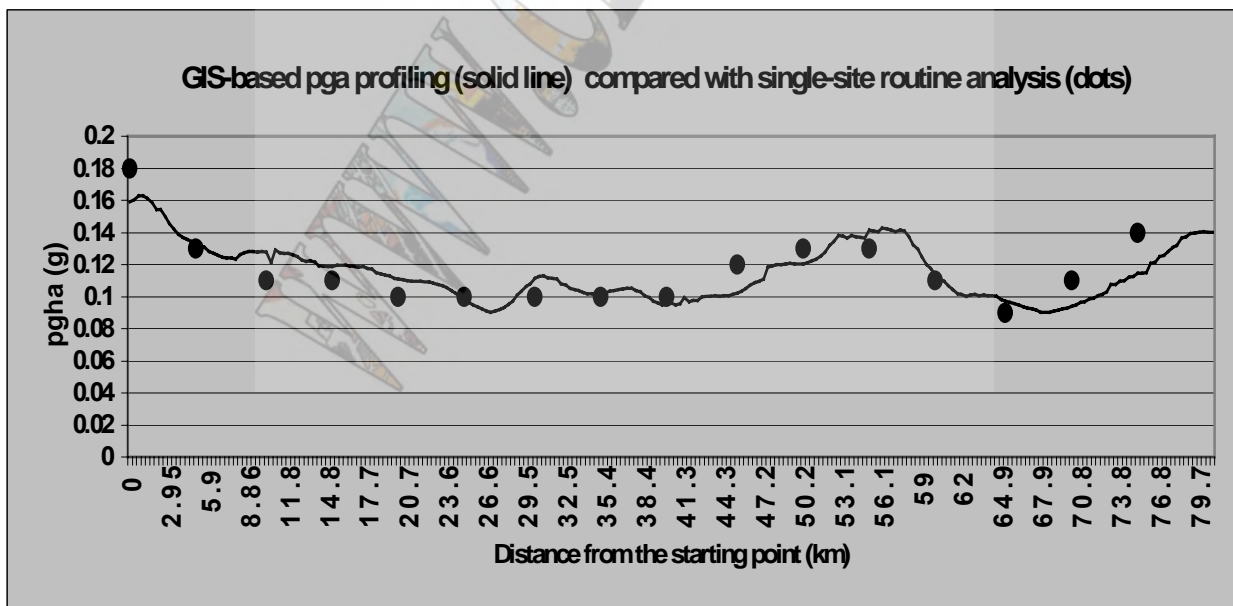


Figure 9. A comparison between the results of GIS-approach (line) and RA- approach (circles)

point	$\Delta pga$ (GIS-RA)
p1	-0.02 g
p2	0
p3	0.02
p4	0.01
p5	-0.01
p6	0.01
p7	0
p8	-0.01
p9	0
p10	0
p11	0.01
p12	0
p13	-0.01
p14	0
p15	0.01
p16	0

**Table 2.** Difference between pgha estimates by GIS- and RA- approaches

In the next, more appropriate approach, image processing techniques in GIS application IDRISI were applied to improve the accuracy of distance estimates. To do this, an INITIAL image was generated based on the parameter values of the DAM model. In the next step, the 16-points p1 to p16 were overlaid visually as a vector entity over the DAM model and were re-digitized as a new set of points. A single value of 1 was assigned to all points. A raster image was then generated based on the INITIAL image and the set of digitized points. Finally, this raster image was multiplied digitally by the DAM model. In this way, all pixel values were set to zero except those containing points p1 to p16, for which pixel values were the respective pga values.

Figure 10 and Table 3 show the results. The deviation of pga estimates between GIS-approach and RA-approach at the 16 sites are remarkably negligible, from engineering point of view. Therefore, it is concluded that the GIS-approach works well for practical experiments.

16-points	RA	GIS	$\Delta p_{ga}$ (GIS-RA)
p1	0.18	0.16	-0.02 g
p2	0.13	0.134	0.004
p3	0.12	0.128	0.008
p4	0.11	0.119	0.009
p5	0.1	0.09	-0.01
p6	0.1	0.111	0.011
p7	0.1	0.104	0.004
p8	0.1	0.095	-0.005
p9	0.1	0.1	0
p10	0.12	0.122	0.002
p11	0.13	0.138	0.008
p12	0.13	0.136	0.006
p13	0.11	0.101	-0.009
p14	0.09	0.092	0.002
p15	0.11	0.116	0.006
p16	0.14	0.14	0

Table 3. A comparison between RA and GIS approaches.

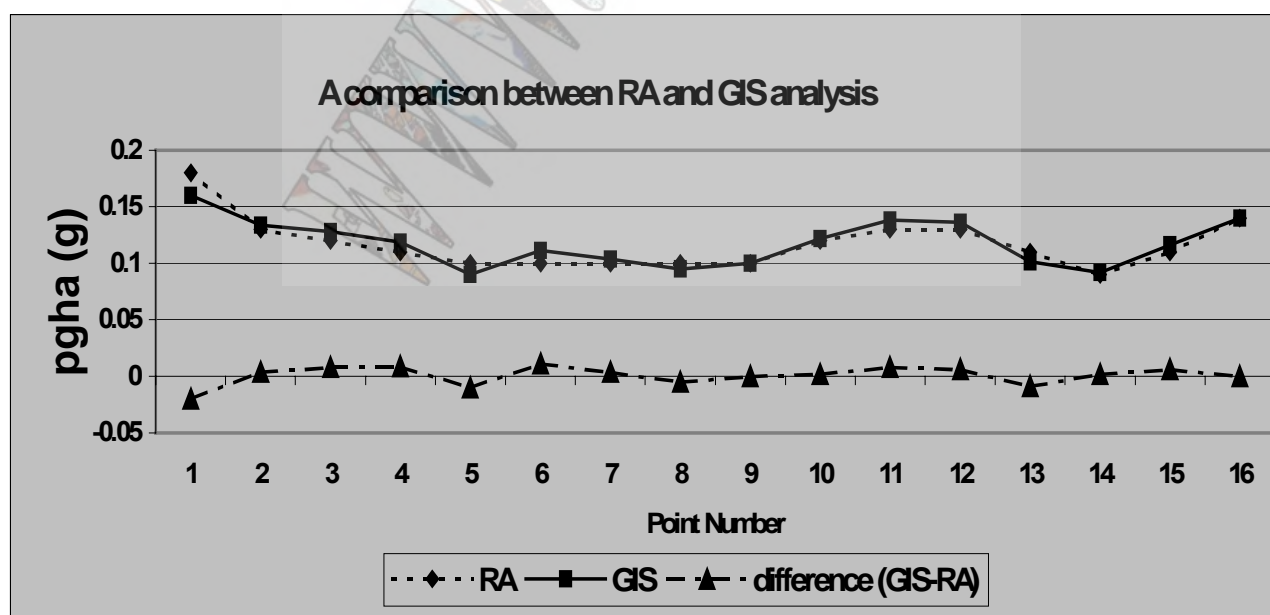


Figure 10. Estimation differences between RA and GIS approaches.

## 5. Conclusion

1. Results of GIS application are reasonably accurate in comparison with routine analysis, provided the grid resolution in DAM model is sufficiently high. There is a trade-off between the resolution of DAM model and the practically acceptable margins for pga tolerance; the higher the acceptable tolerance, the lower the DAM model resolution.
2. In GIS, a reasonably continuous pga profile is developed along the tunnel, while in routine analysis, pga is estimated for limited number of discrete points.
3. When the DAM model was generated, pga could be estimated along any other possible routes within the study area at the same time. Pga at over ground sites (like pumpage stations, etc.) could also be estimated, provided the effect of the local site condition is within the acceptable tolerance.
4. In GIS, it is not necessary to know the final path of the pipeline, a priori, while in routine analysis, it is a crucial assumption. This considerably speeds-up the application of GIS in comparison with the routine analysis. In fact, GIS works could be started as soon as the general scope of the project is defined.
5. Further possible changes in the path during detailed multidisciplinary (including geotechnical, economical, etc.) studies does not need further analysis in GIS. Simple GIS overlay techniques could be used to extract pga profile along the new path.

## Acknowledgement

This study was funded by Lar Consulting Engineers. The authors are thankful to Mr. M. H. Mohebbi, the president of Lar Consulting Engineers, for his deep insight to the role of advanced technologies in engineering practice, and for his encouraging contribution from early steps of the study.

## References:

Bender, B. and Perkins, D.M. (1987) "SEISRISK III, A computer program for seismic hazard estimation", U.S.G.S., Bull. 1772.

Wells, D.L. and Coppersmith, K.J. (1994) "New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area and surface displacement", B.S.S.A. Vol. 84, No.4, pp 974-1002.

Lar Consulting Engineers (1997) "Seismicity studies for Kamal-Saleh storage dam", Report for Tehran Regional Water Organization, 182p.

Lar Consulting Engineers (1999) "Potential alternatives for water conveyance from Kamal-Saleh storage dam to Arak area", Report for Tehran Regional Water Organization, 314 p.





## نقش سازند تبخیری گچساران در ویژگیهای ریخت - زمینساختی دریاچه سد مخزنی جره ، رامهرمز

آرش برجسته<sup>۱</sup>

محمد رجب پور<sup>۲</sup>

### چکیده :

سد مخزنی جره در شمال خاوری شهرستان رامهرمز در استان خوزستان و بر روی رودخانه رود زرد ساخته میشود . محدوده طرح بطور عمده از سازندهای گروه فارس بویژه سازند تبخیری گچساران پوشیده شده است محور سد بر روی گنگلومرای بختیاری قرار دارد ولی نزدیک به دو سوم از دریاچه سد در تماس با سازند گچساران است که در این منطقه شامل تناوبی از انیدریت ، مارنهای قرمز و خاکستری نمک و آهک ماسه ای است. از دیدگاه لرزه - زمینساختی محدوده طرح در کمربند چین خورده فعال زاگرس قرار میگیرد و چند گسل رانده مهم از محدوده دریاچه سد میگذرد. علاوه بر آن خطواره هائی نیز در محدوده دریاچه شناسائی شده است. شیب صفحات راندگی به سمت شمال خاوری است. شیب لایه بندی در محل محور سد بین ۱۶ تا ۲۴ درجه به سمت شمال خاوری است. ولی در محدوده دریاچه به دلیل عملکرد راندگی های موجود و گسترش سازند گچساران مقدار شیب متغیر است. در محدوده دریاچه دو راندگی در جهت شمال باختری - جنوب خاوری و به صورت موازی با یکدیگر تشکیل شده اند به نحوی که یک فرونشست زمین ساختی بین آنها بوجود آمده است. درون این افتادگی یک آبراهه بزرگ جریان دارد. این دو راندگی به سمت انتهای جنوب خاوری آبراهه به هم نزدیک میشوند به گونه ای که لایه های بین آنها شیب نزدیک به قائم پیدا کرده اند حساسیت زیاد سازند گچساران نسبت به فرسایش به دلیل تاثیر سیستم های راندگی تشدید شده است و انواع مختلفی از فرسایش بویژه در محل برخورد روندهای گسلی به خوبی گسترش یافته است. تاثیر این عملکرد را بر پدیده های انحلالی نیز میتوان به صورت پیدایش دولن و چاله های غول و ظهور تعدادی چشمه در امتداد راندگی های دریاچه مشاهده کرد. علاوه بر آن خرد شدگی سنگهای فوق سبب شده است تا لغزشهای کوچک و متعددی در کرانه های دریاچه رخ دهد. شیب لایه بندی در این محدوده ها بر اثر گسلش گاه تا ۹۰ درجه افزایش یافته است. بررسی روندهای شکستگی بر روی عکس ماهواره ای منطقه نشان میدهد که بخشهای خطی و مستقیم مسیر رودخانه جره در حد فاصل محور سد تا تقریباً انتهای دریاچه بر شکستگیهای با روند شمالی - جنوبی و شمال خاوری - جنوب باختری منطبق است. جابجائی لایه های سازند اجاجاری و سازند بختیاری در پائین دست محل محور سد و تغییر ضخامت ظاهری آنها در دو سوی رودخانه رود زرد حاکی از آن است که به احتمال زیاد این رودخانه در مسیر یک شکستگی کششی با روند تقریبی NN30E جریان دارد. مجموع این ویژگی ها و اندازه گیری برخی از شاخص های ریخت - زمینساختی مانند میزان چم و خم پیشانی کوهستان و نسبت پهنای کف دره به عمق آن و شاخص طول رودخانه به شیب آن حاکی از فعال بودن زمینساخت در این محدوده است. هر چند پویائی منطقه از دیدگاه زمینساختی امری آشکار است اما گسترش سازند شکل پذیر گچساران و توالی چینه شناسی آن سبب تغییراتی در شدت و گسترش ویژگیهای ریخت - زمینساختی محدوده مورد بررسی شده است.

### کلمات اصلی و مهم :

ریخت - زمینساخت ، سد جره ، گچساران ، راندگی ، شکلیپذیر ، شکستگی ، فعالیت زمینساختی

<sup>۱</sup> دانشجوی دکترای تکتونیک دانشگاه شیراز

<sup>۲</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد تکتونیک ، پژوهشکده علوم زمین

## مقدمه

رشته کوههای زاگرس در جنوب باختری ایران دارای روند کلی شمال باختری - جنوب خاوری است. روند کلی ساختارها در این منطقه از الگوی کلی فشارش ناشی از برخورد صفحات ایران و عربستان پیروی میکند. از آنجائی که این کمربند کوهزائی یکی از مناطق فعال جهان به شمار میآید، آثار این فعالیت را به خوبی میتوان در ویژگیهای ریخت شناختی منطقه نیز مشاهده کرد. منطقه رامهرمز که سد مخزنی جره در آن واقع شده است نیز از این قانون پیروی می کند و در مطالعه حاضر تلاش گردیده تا با استفاده از مطالعات زمین شناختی قبلی؛ روشهای کیفی و کمی ریخت - زمینساختی با هم تلفیق گردد و نقش لیتولوژی سازند گچساران که منطقه به طور عمده از آن پوشیده است بر نحوه گسترش و ظهور عوارض ریخت شناختی بررسی گردد.

## موقعیت جغرافیائی

سد مخزنی جره که با هدف بهبود و تامین نیازهای آبی دشت رامهرمز اجرا خواهد شد در منطقه ای واقع در جنوب باختری ایران در استان خوزستان و در فاصله تقریباً ۳۵ کیلومتری شمال شهرستان رامهرمز قرار دارد. مختصات جغرافیائی محدوده طرح عبارت از ۴۹ درجه و ۳۰ دقیقه تا ۴۹ درجه و ۵۰ دقیقه طول خاوری و ۳۱ درجه و ۳۱ دقیقه عرض شمالی. این سد بر روی رودخانه رود زرد بنا میشود، دریاچه آن حدود ۱۲ کیلومتر طول دارد. حجم کل مخزن آن ۲۴۲ میلیون متر مکعب برآورد شده است. دسترسی به ساختگاه سد از طریق جاده آسفالت رامهرمز - باغملک صورت میگیرد که از محل روستای رود زرد با یک انشعاب خاکی بطول نزدیک به ۸ کیلومتر تا محل سد ادامه پیدا میکند.

## توپوگرافی و ژئومورفولوژی

ساختگاه سد جره در تنگه کم و بیش ژرفی قرار دارد که درون سازند کنگلومرای بختیاری بوجود آمده است و در این محل، رودخانه با روندی تقریباً شمالی - جنوبی لایه های سازند یاد شده را قطع می کند. درازای تنگه نزدیک به ۶۰۰ متر است و پهنای آن به سوی پائین دست کاهش پیدا میکند. شیب تکیه گاههای سد تا فرازی نزدیک به ۱۵ متر از بستر رودخانه تقریباً ۷۰ درجه است. در دامنه راست ساختگاه، دو آبراه عمیق همراه با تعدادی آبراهه های فرعی که به آنها می پیوندند جریان دارند. آبراهه های دامنه چپ کم عمق هستند و به صورت کم و بیش موازی با خط الراس ادامه میابند.

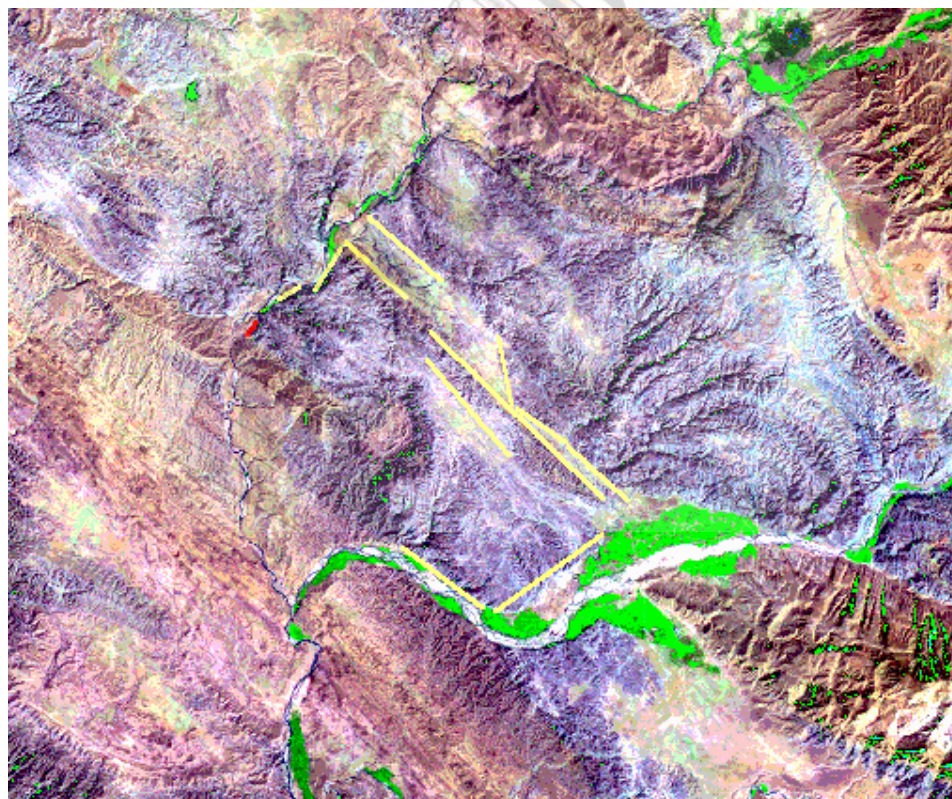
مخزن سد با روندی هم سو با رودخانه یعنی شمال خاوری - جنوب باختری تا مسافت حدود ۱۲ کیلومتر به سوی بالا دست ادامه می یابد. بستر سیلابی رودخانه پهنای چندانی ندارد و پادگانه های آبرفتی کم ارتفاع و رسوبات دامنه ای در دو سوی آن مشاهده میشود. در دو سوی رودخانه به سمت بالا دست از محل ساختگاه، دیواره هایی با فرازای حدود ۵۰ متر به صورت غالب دیده میشود که جنس آنها به طور عمده از رسوبات گچی سازند گچساران است. شیب دامنه های پیرامون رودخانه به تدریج به سمت بالا دست کاهش میابد. بیشترین فرازای توپوگرافی در محدوده مخزن در محل راندگی های موجود در مجاورت روستای رود زرد سادات است که نزدیک به ۳۰۰ متر میباشد. مهمترین آبراهه جاری که به نام آبراهه دوز مادوئی (دوز و مدوئی) خوانده میشود در همین محل بین دو راندگی است که در کرانه چپ مخزن نمایان شده اند. جریان در این آبراهه دائمی است. آبراهه های محدوده مخزن از دیدگاه ژئومورفولوژیکی جز رده آبراهه های شاخه درختی هستند اما رودخانه رود زرد به دلایلی که عنوان خواهد شد از یک روند خطی پیروی کرده است و بخشهای مختلفی از آن حالت خطی دارند. این رودخانه که از دامنه جنوب باختری کوه منگشت با فرازای ۳۶۱۳ متر سرچشمه میگیرد در محدوده دریاچه به طور عمده از میان سازند گچساران میگذرد و در غالب مسیر خود ساختارهای زمین شناسی را با روندی تقریباً عمود بر آنها قطع میکند (Oberlander, 1985).

## چینه شناسی و لیتولوژی

هر چند چینه شناسی ناحیه ای محدوده طرح متنوع است اما در منطقه مورد بررسی رخنمونهای زمین شناسی به چند سازند محدود میگردد. به طور کلی در مقیاس ناحیه ای سازندهای مختلفی از سن کرتاسه تا عهد حاضر در منطقه رخنمون دارد که قدیمیترین آنها،

سازندها گروه خامی است که در هسته تاقدیس منگشت رخنمون دارند. در محدوده محور سد رخنمون سازند کنگلومرانی بختیاری به ضخامت تقریبی ۳۵۰ متر قرار دارد که میتوان آن را به دو بخش زیرین با سیمان آهکی و بخش روئی با سیمان ضعیف تقسیم کرد. بخش زیرین حدود ۱۶۰ متر ضخامت دارد که با میان لایه هائی از ماسه سنگ و لای سنگ با میانگین ضخامت به ترتیب ۳ متر و ۵/۰ متر همراه اند. کمی پائین تر از این محل ماسه سنگهای آجاجاری به صورت لایه های ماسه سنگ با میان لایه های مارنی رخنمون دارد (شکل ۱).

در محدوده دریاچه سد بیش از دو سوم از بیرون زدگیها را سازند تخییری گچساران تشکیل میدهد. این سازند در حدود ۲۰۰ متری بالا دست روستای جره بر اثر راندگی جره بر روی سازند بختیاری رانده شده است. توالی رسوبی این سازند در این محدوده شامل لایه های انیدریت، مارنهای بیشتر قرمز رنگ و گاه خاکستری رنگ، مقادیر جزئی نمک و آهک ماسه ای است. در حدود ۳ تا ۴ کیلومتری بالا دست محور، دو راندگی کم و بیش موازی در سمت چپ مخزن سازند گچساران را قطع کرده اند و یک فرونشست زمینساختی را در بین خود بوجود آورده اند. آبراهه دوز مادوئی درون این فرونشست جریان دارد. انتهای مخزن به سازندهای میشان و آجاجاری ختم میشود که اولی از تناوب مارنهای خاکستری رنگ و آهکهای مارنی خاکستری تا زرد رنگ تشکیل شده است و دومی شامل تناوبی از ماسه سنگهای آهکی قهوه ای تا خاکستری رنگ با میان لایه های مارنی قرمز است. در بخش جنوبی منطقه مورد مطالعه، بخش لهبری از سازند آجاجاری رخنمون دارد که با یک لایه کنگلومرای چرتی مشخص میشود. این بخش شامل تناوب لایه های لای سنگ، مارن سیلتی و ماسه سنگ کربناتی است که رنگ زرد تا نخودی دارد. جوانترین نهشته های منطقه، رسوبات کواترنر است که به صورت پادگانه ای، رسوبات بستر رودخانه و رسوبات واریزه ای تشکیل شده اند (مهاب قدس، ۱۳۶۸).



شکل ۱: تصویر ماهواره ای مخزن سد جره و موقعیت واحدهای سنگی و جبهه های اندازه گیری شده



## ساختارهای زمینشناختی

### الف - گسلها و درزه ها

منطقه مورد مطالعه از دیدگاه لرزه - زمینشناختی در کمربند چین خورده فعال زاگرس قرار دارد. از آنجا که ساز و کار اصلی در این منطقه فشارش ناشی از برخورد صفحات است، گسلهای اصلی منطقه دارای سازو کار راندگی هستند که مهمترین ساختار منطقه به شمار می آیند. روند کلی آنها شمال باختری - جنوب خاوری است و شیب صفحات آنها نیز به سمت شمال خاوری است. مهمترین این گسلها در محدوده ساختگاه و دریاچه عبارتند از: راندگی جره، راندگی لهبری، راندگی دشت شیر و راندگی انار ( شکل ۱).

گسل جره نزدیکترین گسل به ساختگاه سد است که نزدیک به ۵۷ کیلومتر طول دارد و سازند گچساران را بر روی سازند بختیاری رانده است، شیب صفحه گسل ۱۵ تا ۲۰ درجه است. در محدوده دریاچه نیز دو راندگی دشت شیر و انار درون سازند گچساران شکل گرفته اند و فرونشست دوز مادوئی بین آنها قرار دارد این دو راندگی نیز روند و مختصات یاد شده را دارند. طول این دو راندگی نزدیک به ۵ کیلومتر است. آخرین راندگی مهم، گسل لهبری است که با درازای حدود ۸۰ کیلومتر سازند گچساران را بر روی نهشته های جوانتر رانده است، شیب صفحه این گسل حدود ۳۰ درجه به سمت شمال خاوری است. با توجه به اینکه بیشتر محدوده مخزن از سازند شکلپذیر گچساران تشکیل شده است درزه بندی به شکل چشمگیری در آن توسعه نیافته است اما در بیرون زدگیهای مجاور به راندگیها به ویژه در محل فرونشست دوز مادوئی دو سیستم درزه را با میانگین روند  $25W$   $N30E, N$  رد یابی کرد. در محل محور و تکیه گاه های سد نیز سه دسته درزه با روندهای  $N25W, N75E, N0E$  قابل شناسایی است. شیب اغلب درزه ها نزدیک به قائم است.

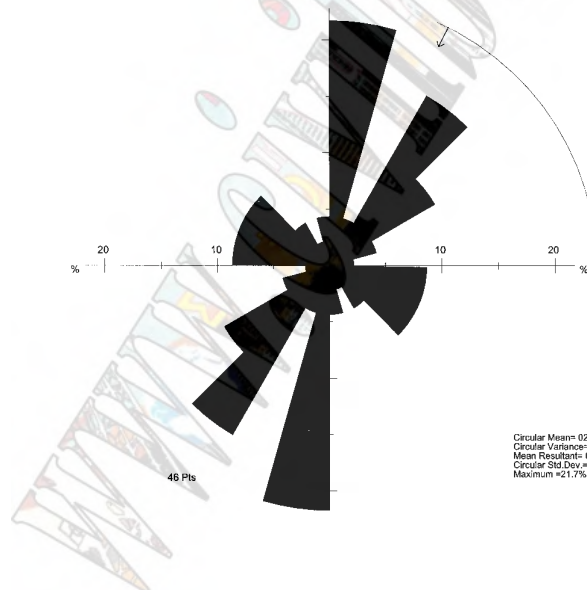
### ب - چین ها

محل ساختگاه سد جره بر حاشیه یال خاوری تاقدیس هفتگل واقع است. امتداد عمومی لایه ها در این محل  $N 50 W$  و شیب بین ۱۶ تا ۲۴ درجه به سوی شمال خاوری است. در محدوده دریاچه شیب لایه بندی به دلیل رفتار شکلپذیر سازند گچساران متغیر است و بین ۱۲ تا ۶۰ درجه میباشد. این مقدار در مناطق نزدیک به راندگی ها به ۹۰ درجه نیز میرسد. هر چند سازند گچساران در محدوده مخزن دارای بهم ریختگی زیادی است اما میتوان دو ساختار تاقدیسی را در کرانه راست دریاچه در باختر روستای رودزرد سادات مشاهده کرد. بهر حال امکان اندازه گیری شیب لایه ها و تعیین جهت محورهای چین خوردگی میسر نبوده است.

### ریخت - زمینساخت

با توجه به اینکه بیشترین بخش از محدوده دریاچه سد را سازند گچساران اشغال کرده است، ویژگیهای ریخت شناسی و ریخت - زمینساختی موجود از یک سو به دلیل فعالیت زمینساختی منطقه و از سونئی به دلیل رفتار پلاستیک و شکلپذیر سازند گچساران از دو عامل یاد شده پیروی کرده است. بطور کلی میزان فرسایش پذیری این سازند با توجه به ترادف چینه شناختی و لیتولوژی آن زیاد است (احمدی و فیض نیا، ۱۳۷۸) اما تاثیر گسلش سبب شده است تا میزان خرد شدگی، ریزش و فرسایش افزایش پیدا نماید. مطالعه عکسهای هوایی، تصاویر ماهواره ای و پیمایشهای صحرائی نشان میدهد که آبراهه های موجود در محدوده اغلب دارای بخشهای خطی و مستقیمی هستند که این مسیرها بر روندهای شکستگی قابل روئیت بر عکس ماهواره ای منطقه منطبق است. تعدد سیستمهای شکستگی و راندگی و خمشها ئی که در ساختارهای چین خورده پیرامون منطقه مشاهده میشود حاکی از فعال بودن این منطقه است. در عین حال روند چین خوردگیها به دلیل ماهیت شکلپذیر سازند گچساران نامنظم است و نمی توان وضعیت ثابتی را برای آنها در نظر گرفت (Falcon, 1973). عملکرد سیستمهای راندگی محدوده دریاچه سبب شده است که میزان خرد شدگی و انحلال پذیری سازند گچساران در مجاورت سیستمهای یاد شده افزایش یابد به گونه ای که پدیده های انحلالی موجود همچون چالهای غول، دولن ها و چشمه ها بر مسیرهایی قرار دارند که منطبق بر راستای راندگیهای محلی است. هر چند میزان دگر

ریختی در سازندهای پیرامون منطقه از جمله آهکهای آسماری و ماسه سنگهای آغا جاری با توجه به نوع چینهای تشکیل شده در آنها زیاد نیست اما در سازند گچساران چینهای جناغی با زاویه بین یالی کوچک و افزایش شیب لایه بندی تا نزدیک به ۹۰ درجه در محدوده دریاچه مشاهده شده است. نقش گسلش بر سازند گچساران به گونه ای است که لغزشهای متعدد و بسیاری در کرانه های رودخانه رود زرد رخ داده است که دیواره های حاصل همگی روندهای خطی را از خود نشان میدهند و اندازه گیری سو گیرش دیواره ها و نمودار گلسرخي انها (شکل ۲) دو روند اصلی و یک روند فرعی را با مختصات N0-5E, N30-40E, N95E نشان می دهد. فراوانترین روند حاکم، روند N35E است. همچنین بررسی بخشهای مستقیم رودخانه رود زرد نشان میدهد که این قسمتها بر روندهای یاد شده قبلی منطبق است. در عین حال مسیر کلی رودخانه نیز بر یک شکستگی با روند تقریبی N30E منطبق میباشد. آثار این روند را در محل ساختگاه سد به صورت اختلاف در میزان پائین افتادگی دیواره های دو سوی رودخانه میتوان مشاهده نمود. رودخانه های دیگر منطقه نیز مسیری منطبق بر همین روند را نشان میدهند. به منظور تعیین شدت نسبی فعالیت زمینساختی در محدوده مورد بررسی از سه شاخص چم و خم پیشانی کوهستان (Smf) و نسبت پهنای کف دره به عمق آن (Vf) و شاخص طول به گرادیان رودخانه (SL) استفاده شده است (Keller & Pinter, 1996). جبهه های مورد بررسی در شکل ۱ و تلفیق نتایج دو شاخص نخست در جدول ۱ آورده شده است. هرچند شواهد مطالعات زمینساختی پیشین در منطقه زاگرس ساده چین خورده فعال بودن منطقه را تأیید کرده است



شکل ۲: نمودار گلسرخي روند أبراهه ها در مخزن سد جره

(Oberlander, 1985; Ameen, 1991) اما مقادیر شاخصهای اندازه گیری شده بالا بویژه SL که در محدوده گسترش سازند گچساران برآورد شده است (SL = ۵۰۹) حاکی از آن است که شدت و گسترش فعالیت زمینساختی در این محدوده چشمگیر تر است.



### نتیجه گیری

از بررسیهای انجام شده میتوان موارد زیر را استنباط نمود:

۱\_ منطقه مورد بررسی از نظر زمینساختی یک منطقه فعال است و عملکرد راندگیها و نقش آنها در ریخت شناسی منطقه چشمگیر است.

۲\_ سیستم آبراهه های موجود و رودخانه های اصلی جاری سازگاری زیادی با روندهای شکستگی و گسلش منطقه دارد.

۳\_ ظهور چشمه ها و حفرات انحلالی بیشتر در راستای شکستگیهای موجود بوده است.

۴\_ شدت خرد شدگی و فرسایش در سازند گچساران بویژه در مناطقی که محل گذر گسلها است، قابل توجه است.

۵\_ روندهای ریخت - زمینساختی و ساختاری موجود در سه دسته عمده با روندهای N---E, N-S, NE-SW قرار میگیرند.

در پایان میتوان بیان نمود که هر چند ساختار کلی منطقه از نظر زمین ساختی و ریخت - زمینساختی بیانگر فشارش ناحیه ای ناشی از همگرایی قاره ای در بخش جنوب باختری ایران است ولی ویژگیهای لیتولوژیکی و مکانیکی سازند گچساران به طور محلی در چگونگی گسترش فرآیند دگر ریختی موثر بوده است.

### سپاسگزاری

نگارندگان بر خود لازم میدانند از مجری محترم سد مخزنی جره، آقای مهندس جوکار و کارشناسان آن طرح به خاطر همکاری بیدریغ در هماهنگی بازدیدهای صحرائی و نیز ارائه اطلاعات سپاسگزاری نمایند. همچنین از کارشناسان گروه زمین شناسی و ژئو تکنیک دفتر فنی مهندسی، آقایان مهندس محمد جهانشاهی و مهندس داریوش علیپور و مهندس لهراسب کلانتر هرمزی به خاطر همراهی در پیمایشهای صحرائی و امور رایانه ای کمال تشکر به عمل می آید.

شماره جبهه	سو گیرش جبهه	طول جبهه ( Km )	Smf	Vf
۱	N15E	۱/۳۰	۱/۱۵	۱/۰۵
۲	N47E	۱/۱۰	۱/۱۳	۳/۴۳
۳	N26E	۱/۵۵	۱/۰۳	۱/۹۰
۴	N65W	۴/۴۰	۱/۱۰	۱/۸۲
۵	N62W	۳/۷۵	۱/۱۳	۱/۱۸
۶	N16W	۱/۲۰	۱/۰۰	۱/۵۴
۷	N51W	۲/۱۰	۱/۰۲	.۸۰
۸	N56W	۷/۶۵	۱/۰۱	.۷۷
۹	N62W	۲/۲۵	۱/۱۱	-----
۱۰	N31E	۴/۹۵	۱/۱۶	-----
۱۱	N55W	۳/۲۰	۱/۰۸	-----
۱۲	N61W	۳/۳۵	۱/۰۲	-----

**جدول ۱-** شاخصهای چم و خم پیشانی کوهستان ( Smf ) و نسبت پهنای کف دره به عمق آن ( Vf ) برای جبهه های کوهستانی

## منابع :

- ۱\_ احمدی، حسن و فیض نیا، سادات، (۱۳۷۸)، "سازندهای دوره کواترنر"، انتشارات دانشگاه تهران، ۵۵۷ صفحه.
  - ۲\_ رضائی، محمد تقی و زمانی، احمد (۱۳۷۷)، "ارتباط سیستم ساختاری و کارست شدگی در ناحیه شمال اردکان فارس"، مجموعه مقالات دومین همایش جهانی منابع آب در سازندهای کارستی، صفحه ۵۵۲-۵۴۰.
  - ۳\_ فرهیخته، جمشید (۱۳۷۰)، "تحلیلهای کمی در ژئومورفولوژی"، انتشارات دانشگاه تهران، ۳۶۸ صفحه.
  - ۴\_ مهتاب قدس (۱۳۶۸)، "گزارش لرزه خیزی، لرزه - زمینساخت و خطر زلزله ساختگاه سد جره"، مطالعات مرحله اول، ۱۱۰ صفحه.
  - ۵\_ مهتاب قدس (۱۳۶۸)، "گزارش فنی سد جره"، مطالعات مرحله اول، ۲۲۹ صفحه.
- 6-Ameen, M.S. (1991). "Alpine geowarpings in the Zagros – Taurus range"; influence on hydrocarbon generation, migration and accumulation, J. Petrol.geol., vol.14, pp.417-428.
- 7-Falcon, N.I. (1973). "Southern Iran": Zagros mountains". Spencer, A.M(ed), Geol. Soc. London, Spec. Publ., No. 4, PP. 199-211
- 8-Keller, E.A., Pinter, N. (1996). "Active Tectonics", earthquakes, uplift and landscape, Prentice-Hall Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, 338P.
- 9-Oberlander, T.M. (1985). "Origin of drainage transverse to structures in orogens", In: Morisawa, M. and Hack, J. T. (eds), "Tectonic Geomorphology", Allen and Unwin Publications, PP. 155-182

## تحلیل دینامیکی سد خاکی ماملو

مجید فاطمی<sup>۱</sup>

یوسف کاظم زاده<sup>۲</sup>

### چکیده:

سد خاکی ماملو به ارتفاع ۸۷ متر از بستر رودخانه و ۱۱۰ متر از پی در نزدیکی شهر تهران احداث می گردد. در طراحی سد از تحلیل دینامیکی برای اندازه دهی نهایی شیب شیروانیهای سد استفاده گردیده است. این تحلیل در دو مرحله به انجام رسیده است. در مرحله اول پاسخ دینامیکی سد به تاریخچه زمانی شتابهای افقی و قائم وارده به پی سد تعیین گردیده است. در این مرحله از تحلیل از روش اجزاء محدود دو بعدی استفاده گردیده و از روش خطی معادل برای منظور نمودن وابستگی رفتار دینامیکی مصالح به سطح کرنش استفاده شده است. در مرحله بعدی تغییر مکانهای سطوح لغزش مختلف در بدنه سد با در نظر گرفتن توزیع شتاب متوسط در توده خاک داخل هر یک از سطوح و پارامترهای مقاومت برشی دینامیکی مصالح محاسبه شده و در نهایت با توجه به پاسخ دینامیکی و تغییر مکانهای دائمی بدنه سد، ارزیابی نهایی از طرح بدنه سد و شیب شیروانیها انجام گرفته است.

<sup>۱</sup> امور سدسازی - مهندسین مشاور لار

<sup>۲</sup> امور سدسازی - مهندسین مشاور لار

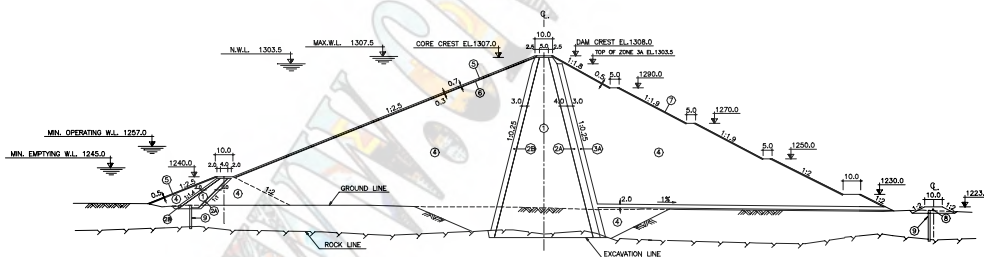
## ۱- مقدمه

در گذشته تحلیل سدها در بارگذاری زلزله عموماً بروش سنتی تحلیل شبه استاتیکی انجام می گردید. با گسترش امکانات رایانه ای و توسعه نرم افزارهای قوی در زمینه تحلیل دینامیکی سدها، طراحان سد گرایش و یژه ای به کاربرد هرچه بیشتر ابزارهای جدید محاسباتی پیدا نموده اند. با این وجود بدلیل معضلاتی که در انتخاب پارامترهای ورودی تحلیل، رفتار مصالح و ارزیابی نتایج خروجی وجود دارد هنوز روشهای سنتی جهت اندازه دهی سازه سد دارای جذابیت و کارآیی لازم می باشند. از طرف دیگر کاستیهای تحلیل شبه استاتیک بعضاً کاربرد این روش را با محدودیت روبرو می نماید.

عدم ارائه تصویری از تغییر مکانهای ایجاد شده حین زمین لرزه و نامشخص بودن اثرات رفتار مصالح مختلف تشکیل دهنده بدنه سد در پاسخ دینامیکی سازه، از جمله محدودیتهای روش شبه استاتیک می باشد. با توجه به این امر، در طرحهای پراهمیت سدسازی استفاده از روش نسبتاً پیچیده تحلیل دینامیکی بعنوان مکمل و حتی جایگزین روش شبه استاتیکی مطرح می گردد. مقاله حاضر مثالی از کاربرد تحلیل دینامیکی در مرحله طراحی یک سد خاکی می باشد.

## ۲- کلیات

سد مخزنی ماملو در ۳۵ کیلومتری جنوب شرقی شهر تهران با هدف کنترل و تنظیم جریان رودخانه جاجرود در محلی پس از تلاقی آن با رودخانه دماوند احداث می گردد. سد از نوع خاکی با هسته رسی بوده که پوسته های آن از مصالح رودخانه ای بر روی آبرفتی به ضخامت حداکثر ۲۳ متر قرارداد (شکل ۱).



شکل ۱- مقطع حداکثر سد ماملو

طبق توصیه مراجع فنی و استانداردهای رایج، تحلیل دینامیکی سدهای خاکی در شرایط وقوع زمین لرزه حداکثر قابل انتظار در ساختگاه سد (MCL) و به منظور ارزیابی ایمنی سد در این شرایط انجام می پذیرد (USBR, 1987).

برای سدهایی که موضوع روانگرایی در پی و بدنه سد تعیین کننده نباشد، کنترل پایداری سد در شرایط وقوع زمین لرزه با محاسبه و برآورد تغییر مکانهای دائمی صورت می پذیرد. بنابراین در مورد سد ماملو با توجه به نوع مصالح پی و بدنه سد هدف اصلی از انجام تحلیلهای دینامیکی برآورد تغییر مکانهای دائمی سد در اثر زمین لرزه بوده است. مقطع مورد تحلیل مقطع حداکثر بوده که دارای بیشترین ارتفاع سد و بیشترین ضخامت آبرفت می باشد.

### ۳- مراحل تحلیل و نرم افزارهای بکار رفته

مراحل مختلف تحلیل و نرم افزارهای بکاررفته عبارتند از :

- الف - تحلیل استاتیکی جهت تعیین تنشهای اولیه در پی و بدنه سد با استفاده از نرم افزار FEADAM84 (Duncan, et. al. 1984)
- ب - تحلیل پاسخ دینامیکی و تعیین تاریخچه شتابهای قائم افقی در پی و بدنه سد با استفاده از برنامه FLUSH (Lysmer, et. al. 1975)
- پ - تحلیل تغییر مکان دینامیکی شامل :
  - تعیین گوه های لغزش بحرانی در ارتفاعات مختلف بدنه و پی سد با استفاده از نرم افزار SSTAB2 (Chugh, 1992)
  - محاسبه تغییر مکانهای دائمی هر یک از گوه های لغزش به کمک برنامه DYNDSP (USBR , 1983)

### ۴- تعیین تنشهای استاتیکی قبل از وقوع زلزله

شرایط بحرانی پایداری سد در سطح MCL زمانی فراهم می باشد که مخزن در بالاترین رقوم نرمال در حالت بهره برداری باشد. از اینرو در تحلیلهای پاسخ و تغییر مکان دینامیکی سد ماملو سطح آب در مخزن در حداکثر رقوم نرمال فرض شده است. به عبارت دیگر حالت بارگذاری استاتیکی قبل از وقوع زلزله تراوش پایدار از رقوم نرمال مخزن فرض گردیده است. جهت تعیین نسبتاً دقیق تنشهای استاتیکی قبل از زلزله سعی گردیده است که مراحل بارگذاری تقریباً با واقعیت تطابق داشته باشد، لذا ساخت سد بصورت لایه لایه انجام شده و نیروهای تراوشی در چند مرحله اعمال گردیده تا رفتار غیرخطی مصالح بطور دقیق تری در تحلیل وارد گردد. ساخت سد در ۱۵ لایه انجام شده است. پس از تحلیل مرحله ساخت نیروهای تراوش (حاصل از تحلیل تراوش مقطع سد) در ۳ مرحله اعمال گردیده است.

### ۵- تحلیل پاسخ دینامیکی

#### ۵-۱- کلیات

همانطور که گفته شد تحلیلهای پاسخ دینامیکی سد ماملو با استفاده از نرم افزار FLUSH انجام شده است. قابلیت‌های ویژه این نرم افزار که در این تحلیل از آن استفاده شده عبارتند از :

- الف - استفاده از روش خطی معادل برای منظور نمودن وابستگی مدول برشی و میرایی مصالح به سطح کرنش
- ب - استفاده از مرزهای انتقالی جهت حذف خطای ناشی از محدود بودن ابعاد مدل
- پ - تحلیل دینامیکی در محیط دو بعدی
- ت - حل مسئله در فضای فرکانس با استفاده از تبدیل سریع فوریه

با توجه به عرض سد در پی و سرعت امواج برشی در سنگ بستر، در مدل اجزاء محدود تنها بدنه سد و پی آبرفتی منظور گردیده که در قالب سه نوع مصالح مختلف یعنی هسته رسی، پوسته و پی آبرفتی تعریف شده است. مرزهای کناری پی آبرفتی با استفاده از مرزهای انتقالی در حداقل ممکن در نظر گرفته شده و گسترش مدل در طرفین تنها به خاطر اخذ پاسخ سیستم برای گوه های لغزشی است که در بیرون از محدوده بدنه سد از پی آبرفتی خارج می شوند. شبکه اجزاء محدود برای تحلیل با برنامه FLUSH دارای ۳۴۰۵ المان و ۳۴۷۲ گره بوده و عمدتاً از المانهای چهارگره‌ی و ندرتاً مثلثی تشکیل شده است.

برای انجام تحلیلهای دینامیکی ۹ شتاب نگاشت مربوط به ۳ زمین لرزه مختلف برای ساختگاه سد ماملو به مقیاس درآمده است. این سه زمین لرزه عبارتند از زمین لرزه آب بر و زمین لرزه سان فرناندو در دو ایستگاه مختلف که برای هر زمین لرزه دو مؤلفه افقی و یک مؤلفه قائم از شتاب نگاشت تهیه گردیده است. برای تعیین حداکثر تغییر مکان دائمی سد در اثر زمین لرزه، تحلیل پاسخ دینامیکی با استفاده از ۶ مؤلفه افقی زمین لرزه های یاد شده و همچنین سه مؤلفه قائم آنها انجام شده و برای تحلیل تغییر مکان دینامیکی ۶ حالت مختلف که هر حالت ترکیب یک مؤلفه افقی با مؤلفه قائم نظیر آن است در نظر گرفته شده تا بدین طریق بحرانی ترین حالت و بیشترین تغییر مکانها تعیین گردد.



بر اساس نتایج تحلیلها ترکیب مؤلفه طولی زمین لرزه آب بر با مؤلفه قائم آن بلحاظ مقادیر شتاب در پی و بدنه سد و همچنین مقادیر تغییر مکانهای دائمی بحرانی تر از سایر حالات بوده است. کلیه شتاب نگاشتها برای سنگ بستر محاسبه گردیده لذا محل اعمال آنها در مدل اجزاء محدود کف مدل بوده که معرف سنگ بستر می باشد.

## ۵-۲- پارامترهای مصالح

پارامترهای مصالح در تحلیل پاسخ دینامیکی با برنامه FLUSH به سه گروه مختلف تقسیم بندی می شود:

الف - پارامترهای مشخصه مصالح شامل دانسیته ( $\gamma$ ) نسبت پواسون ( $\nu$ ) و مقادیر اولیه مدول برشی ( $G$ ) و میرایی ( $\lambda$ )

ب- مقدار  $G_{max}$  برای کلیه المانها

پ- منحنی تغییرات  $G/G_{max}$  و  $\lambda$  (مدول برشی و میرایی) با کرنش برشی دینامیکی

پارامترهای بند الف برای هر یک از نواحی سه گانه مدل به شرح جدول ۱ انتخاب گردیده است:

نوع مصالح	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$G/G_{max}$	$\lambda$
هسته	۲۰،۵	۰،۴۰	۰،۳۵	۰،۱۵
پوسته	۲۲	۰،۳۰	۰،۴۰	۰،۱۰
پی آبرفتی	۲۰	۰،۳۰	۰،۴۰	۰،۱۲

جدول ۱- پارامترهای اولیه بکار رفته در برنامه FLUSH

$G_{max}$  در هر المان با استفاده از تنش میانگین حاصل از تحلیل استاتیکی و با توجه به روابط زیر محاسبه گردیده است (Ishihara, 1996):

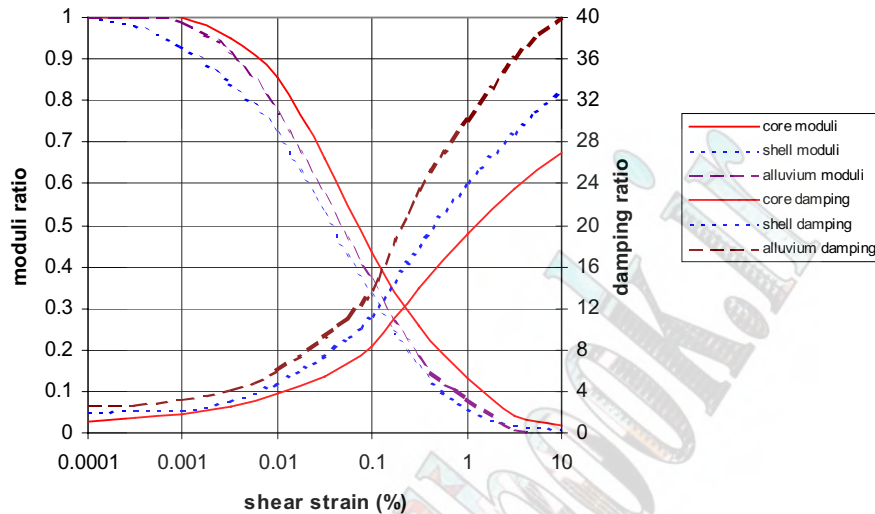
برای مصالح هسته

$$G_{max} = 327 (2.97 - e)^2 / (1+e)(\sigma'_0)^{1/2} \quad (1)$$

برای مصالح پوسته و پی آبرفتی

$$G_{max} = 22.1 K_{2max} (\sigma'_0)^{1/2} \quad (2)$$

در روابط فوق  $e$  نشانه خلاء مصالح و  $\sigma'_0$  تنش میانگین مؤثر قبل از وقوع زلزله می باشد. مقدار  $K_{2max}$  برای مصالح پوسته برابر با ۱۵۰ و برای پی آبرفتی برابر با ۱۳۰ در نظر گرفته شده است. مدول برشی دینامیکی ( $G$ ) در هر مرحله از تحلیل با توجه به سطح کرنش برشی دینامیکی و روابط کاهیدگی مدول برشی تعیین شده است. روابط کاهیدگی مدول برشی و میرایی با کرنش بصورت نسبت  $G/G_{max}$  و  $\lambda$  در مقابل کرنش برشی مؤثر در شکل ۲ نشان داده شده اند. انتخاب این منحنی ها در مصالح هسته با استفاده از نمودارهای ارائه شده توسط (Vucetic & Dobry 1991) و در مصالح پوسته و پی آبرفتی از نمودارهای ارائه شده توسط (Ishihara 1996) انتخاب شده اند.

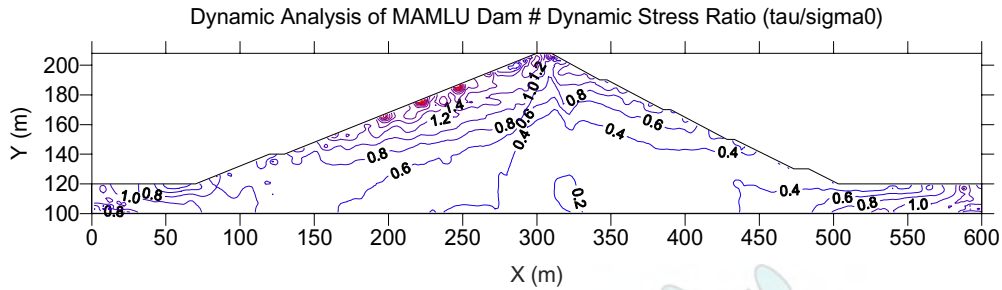


شکل ۲- منحنی های مدول برشی و میرایی (Vucetic & Dobry (1991), Ishihara (1996))

### ۳-۵- نتایج تحلیل

با توجه به نتایج تحلیل، کرنش برشی در هسته بین  $10^{-3}$  تا  $10^{-2}$  و در پوسته بین  $5 \times 10^{-4}$  تا  $4 \times 10^{-3}$  تغییر می کند. بیشترین کرنشها در هسته در نزدیکی تاج سد اتفاق افتاده است. بیشترین کرنش برشی در پوسته بالادست در عمق معادل یک چهارم ارتفاع سد از تاج سد اتفاق افتاده است.

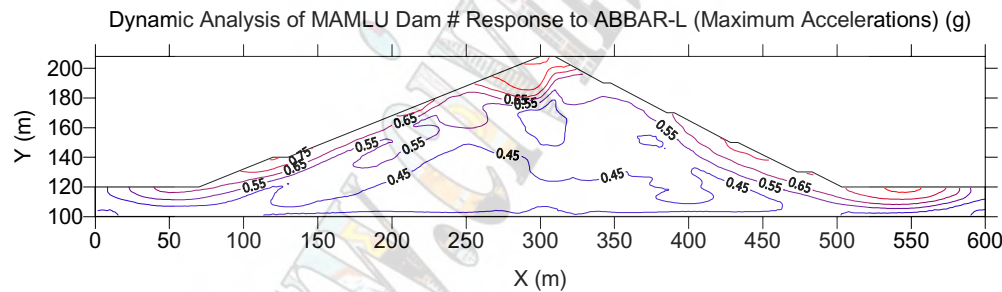
مدول برشی دینامیکی در مصالح هسته بین ۵۰ تا ۱۰۰ مگاپاسکال در نیمه تحتانی و بین ۷ تا ۵۰ مگاپاسکال در نیمه فوقانی تغییر می نماید. در پوسته بالادست مقادیر  $G$  عموماً بین ۱۰۰ مگاپاسکال در نزدیکی شیروانی بالادست تا ۳۰۰ مگاپاسکال در عمق تغییر می کند در حالیکه در پوسته پائین دست عموماً مقادیر مابین ۲۰۰ مگاپاسکال در نزدیکی شیروانی تا ۴۰۰ مگاپاسکال در عمق مشاهده شده است. مقدار نسبت میرایی در هسته بین ۰/۱۳ در کف تا ۰/۲۱ در نزدیکی تاج سد، در پوسته بالادست بین ۰/۱۱ تا ۰/۱۹ و در پوسته پائین دست بین ۰/۰۹ تا ۰/۱۵ تغییر می نماید. مقادیر غالب نسبت میرایی در پی آبرفتی بین ۰/۱۱ تا ۰/۱۵ می باشد. با استفاده از مقادیر کرنش برشی مؤثر و مدول برشی نهایی در مرکز هر المان، مقادیر تنش برشی دینامیکی مؤثر (۰/۶۵ تنش برشی حداکثر) در هر المان تعیین گردیده است. نسبت این تنش به تنش مؤثر میانگین در حالت استاتیکی که موسوم به نسبت تنش دینامیکی می باشد برای هر المان محاسبه گردیده که توزیع آن در پی و بدنه سد در شکل ۳ ملاحظه می گردد.



شکل ۳- نسبت تنشهای دینامیکی در بدنه و پی سد

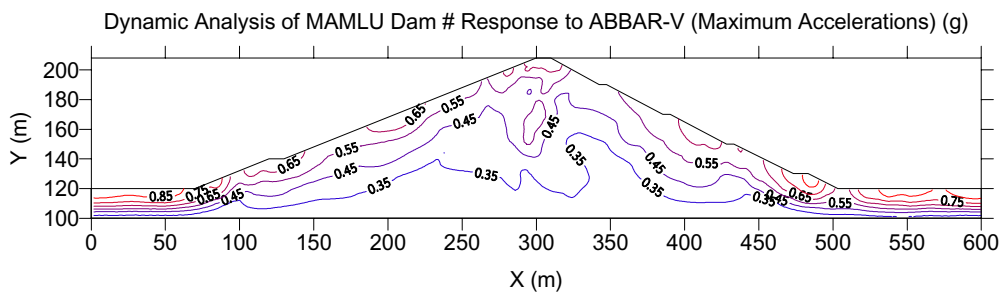
بطور کلی با حرکت به سمت تاج سد این نسبت در هسته افزایش می یابد. مقدار نسبت تنش دینامیکی در پوسته بالادست با حرکت به سمت شیروانی بالادست سد افزایش می یابد. مقادیر این نسبت در پی آبرفتی زیر پوسته پایین دست کمتر از پی آبرفتی زیر پوسته بالادست بوده است. ضمن آنکه مقادیر بدست آمده در پی آبرفتی زیر بدنه سد بدلیل اثر بار اعمال شده از طرف بدنه سد بطور قابل توجهی کمتر از مقادیر حاصله در بدنه سد می باشد.

در شکل ۴ مقادیر حداکثر شتاب افقی برای مؤلفه طولی زمین لرزه آب بر رسم شده است. با توجه به این شکل شتاب افقی حداکثر در بدنه سد بین  $0.40g$  در بخش تحتانی سد تا حداکثر  $0.90g$  در تاج سد تغییر می نماید. بطور کلی با حرکت به سمت تاج سد و شیروانی های بالادست و پایین دست و در نزدیکی آنها افزایش مقادیر شتاب قابل ملاحظه ای مشاهده میگردد و نقاط نزدیک به سطح شتابهای به مراتب بالاتری را نسبت به نقاط واقع در اعماق تجربه می نمایند.



شکل ۴- توزیع حداکثر شتاب افقی در بدنه و پی سد

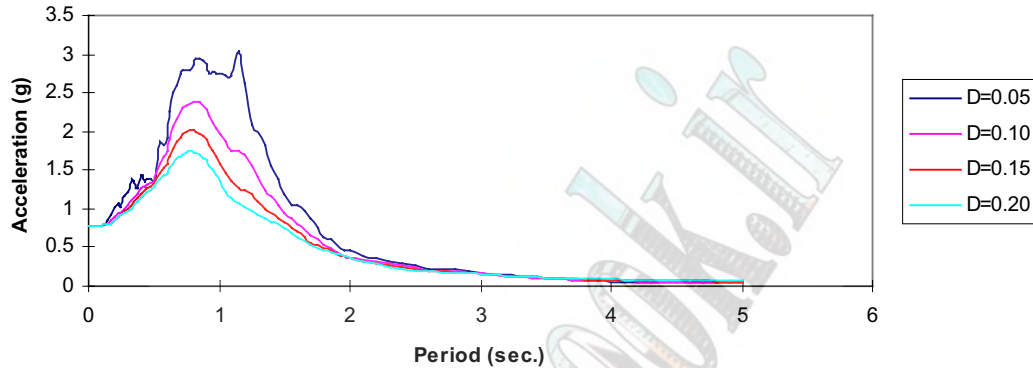
پاسخ پی و بدنه سد به مؤلفه قائم زمین لرزه آب بر بصورت توزیع مقادیر حداکثر شتاب قائم در شکل ۵ رسم شده است. شتاب حداکثر قائم در بدنه سد بین  $0.3g$  در کف تا  $0.65g$  در تاج و شیروانی های بالادست و پایین دست تغییر می نماید. مقادیر حداکثر شتاب قائم، در تاج سد و قسمت میانی شیروانیها اتفاق افتاده است.



شکل ۵- توزیع حداکثر شتاب قائم در بدنه و پی سد

برای بررسی رفتار بخشهای مختلف بدنه سد، تاریخچه شتاب افقی و قائم در هفت نقطه مختلف از بدنه سد مورد بررسی قرار گرفته است. برای نمونه در شکل ۶ طیف پاسخ شتاب افقی در مرکز تاج سد رسم شده است.

### Dynamic Analysis of MAMLU Dam # ABBAR-L Response Spectra at Dam Crest



شکل ۶- طیف پاسخ شتاب افقی در تاج سد

### ۶- تحلیل تغییر مکان دینامیکی

پس از مشخص نمودن سطوح لغزشی که بیشترین تغییر مکان احتمالی را خواهند داشت تحلیل استاتیکی این سطوح با استفاده از نرم افزار SSTAB2 انجام شده است تا نیروهای وارد بر قطعات (قاج ها) در هر یک از گوه های لغزش بحرانی که جهت انجام تحلیل تغییر مکان با برنامه DYNDSP نیاز به دانستن آنها می باشد، تعیین گردد. این سطوح برای محدوده های مختلف ارتفاع سد و پی در بالادست و پایین دست تعیین شده اند.

برای تعیین تاریخچه زمانی شتاب در هر یک از گوه های لغزش، از نتایج خروجی برنامه FLUSH استفاده شده است. شتاب متوسط در هر گوه در لحظه (t) از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$a_m(t) = \frac{(\sum^n m_i \cdot a_{i(t)})}{(\sum^n m_i)} \quad (۳)$$

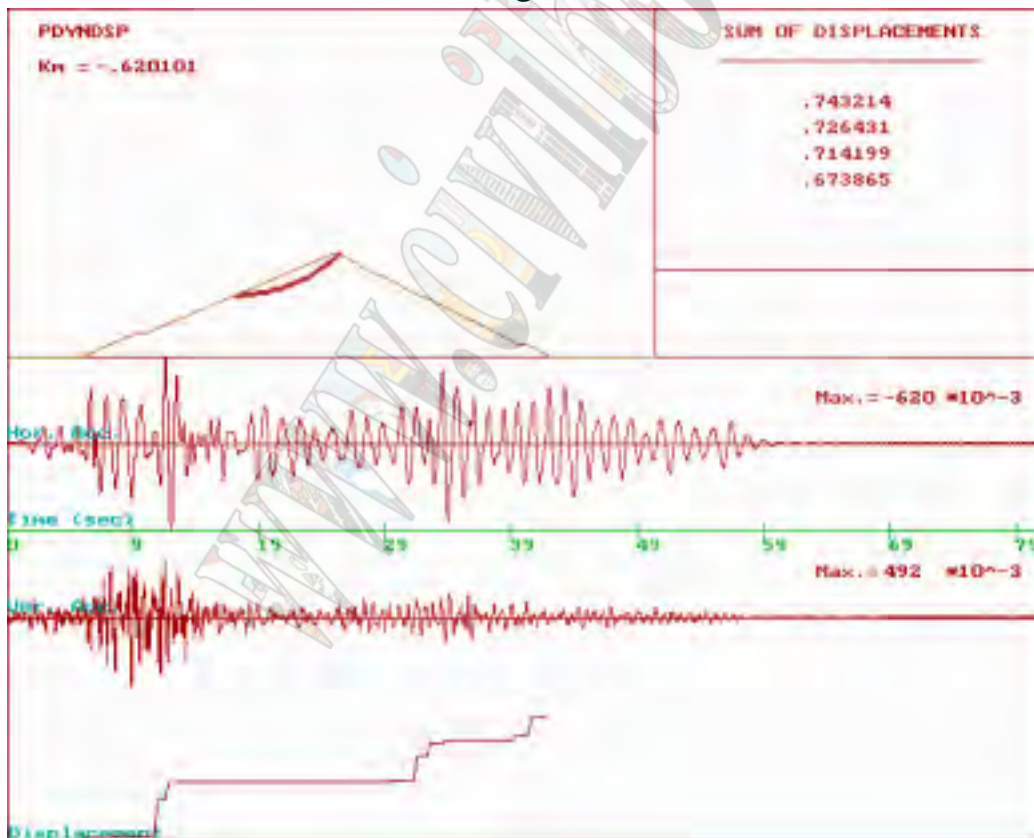
در این رابطه  $a_m$  شتاب متوسط،  $a_i$  شتاب المان و  $m_i$  جرم المان می باشد. مقادیر  $a_{i(t)}$  از تحلیل FLUSH بدست می آیند. تاریخچه شتاب برای زمین لرزه افقی بصورت تاریخچه شتاب افقی و برای زمین لرزه قائم بصورت تاریخچه شتاب قائم محاسبه گردیده که این دو تاریخچه شتاب بطور همزمان در محاسبات تغییر مکان دینامیکی با برنامه DYNDSP اعمال شده تا تغییر مکانها در اثر اعمال همزمان مؤلفه های افقی و قائم زمین لرزه تعیین گردد. برای محاسبه تغییر مکانهای دینامیکی از نرم افزار DYNDSP استفاده شده است. نرم افزار DYNDSP با اعمال شتابهای قائم و افقی بر هر یک از قطعات (قاج ها) زمانهایی را که ضریب اطمینان پایداری گوه کمتر از یک می باشد تعیین می نماید. با انجام این کار زمانهایی که گوه در اثر ناپایداری حرکت می نماید تعیین گردیده، سپس در این زمانها با دوبار انتگرال گیری از شتاب گوه تغییر مکانهای جزء به جزء گوه محاسبه شده و با افزودن این تغییر مکانها، تغییر مکان پس ماند گوه در اثر زلزله تعیین می شود.

برای تعیین حداکثر تغییر مکان هر یک از گوه های لغزش بحرانی چهار ترکیب مختلف از شتابهای قائم و افقی در نظر گرفته شده بطوریکه جهت اعمال همزمان شتابهای افقی و قائم در هر حالت مختلف بوده و ترکیبات مختلف بارگذاری افقی و قائم در آن منظور شده است.

پارامترهای مقاومت برشی مصالح در برنامه DYNDSP مشابه پارامترهایی است که در تحلیلهای تعادل حدی مورد استفاده قرار گرفته است. پارامتر مهم دیگری که در برنامه از آن استفاده می شود مقدار ضریب فشار منفذی دینامیکی ( $F_{ud}$ ) می باشد که تغییرات آن با سیکلهای مؤثر تنش دینامیکی بصورت خطی فرض شده است.

لازم به ذکر است که در نواحی خشک بدنه سد یعنی بخش عمده پوسته پایین دست و همچنین در ۱۰ متر فوقانی پی و بدنه سد بدلیل امکان زهکشی و امحاء فشار منفذی اضافی حین زلزله پارامتر  $F_{ud}$  برابر با صفر در نظر گرفته شده است. مقادیر  $F_{ud}$  برای بیشترین تعداد سیکلهای معادل تنش (تحریک زلزله) که توسط برنامه DYNDSP معادل با ۱۳ سیکل تعیین گردیده اند، برای پوسته حداکثر ۰/۰۸ و برای هسته حداکثر ۰/۱۷ بدست آمده اند. در شکل ۷ نمونه ای از خروجی برنامه DYNDSP برای یکی از گوه های لغزش بالادست ملاحظه می گردد.

بر اساس نتایج تحلیلهای در بالادست کلیه گوه ها تغییر مکانهای قابل ملاحظه ای را تجربه می نمایند. حداکثر تغییر مکان برای گوه عمیق گذرا از پی، گوه گذرا از برم فرازبند و گوه نزدیک به تاج بدست آمده که به ترتیب برابر با ۱۱۳، ۱۰۹ و ۱۱۱ سانتیمتر می باشد. در پایین دست تغییر مکان گوه های میانی و عمیق (گذرنده از پی سد) ناچیز بوده و تنها گوه ای که دارای تغییر مکان قابل ملاحظه می باشد از نزدیکی تاج سد می گذرد که تغییر مکان حداکثر آن برابر با ۳۱ سانتیمتر است. با توجه به در نظر گرفتن ۲ متر ارتفاع آزاد اضافی در تعیین رقوم تاج سد می توان چنین نتیجه گرفت که حتی برای رویداد بسیار فرضی و غیر محتمل وقوع همزمان زلزله MCL و سیلاب ۱۰۰۰ ساله احتمال لبریز شدن تاج سد منتفی می باشد.



شکل ۷ - تاریخچه شتاب متوسط افقی و قائم و تغییر مکان پسماند در یکی از گوه های لغزش بالادست



## ۲- نتیجه گیری

با توجه به تحلیل‌های دینامیکی انجام شده، رفتار دینامیکی سد و پی آن به لحاظ کرنشها، تنشها، توزیع شتاب و تغییر مکانهای پس ماند دارای روند منطقی، معقول و قابل قبول می باشد. مقادیر حداکثر تغییر مکانهای پس ماند در حد یک متر و کمتر از ۱ درصد ارتفاع سد بدست آمده است که بیانگر پایداری سد در زمان وقوع زلزله و پس از آن بوده و قابل قبول ارزیابی می شود. ارتفاع آزاد سد و پهنای نواحی مختلف و بویژه فیلترها جوابگوی تغییر مکان بدست آمده خواهد بود. در مجموع تحلیل‌های دینامیکی نشانگر کفایت طراحی می باشد.

## - سپاسگذاری:

از زحمات و همکاری صمیمانه کلیه همکاران در شرکت مهندسی مشاور لار بویژه جناب آقای مهندس محبی و جناب آقای مهندس طبائی که پشتیبان ما در انجام این پروژه بوده اند و همچنین از زحمات سرکار خانم مظاهری که در تایپ و تهیه این مقاله ما را یاری فرمودند سپاسگذاری و قدردانی می گردد.

## - مراجع و منابع :

- مهندسین مشاور لار، (۱۳۷۸)، "پروژه سد مخزنی ماملو - جلد اول، گزارش بدنه سد و ابزار دقیق، مطالعات مرحله دوم"، سازمان آب منطقه ای تهران، وزارت نیرو.
- مهندسین مشاور لار، (۱۳۷۸)، "پروژه سد مخزنی ماملو - ضمیمه گزارش بدنه سد و ابزار دقیق، مطالعات مرحله دوم - مطالعات لرزه زمین ساخت و برآورد خطر زمین لرزه "سازمان آب منطقه ای تهران، وزارت نیرو.
- Chugh, A. K. (1992), "SSTAB2, User Information Manual", USBR.
- Duncan, J. M., Seed, R. B., Wong, K. S., Ozawa, Y. (1984), "FEADAM84 : User's Manual", Department of Civil Engineering, Stanford University.
- Ishihara, K. (1996), "Soil behaviour in Earthquake Geotechnics", Clarendon Press, Oxford.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C., Seed, H. B. (1975), "FLUSH, A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems", EERC 75-30, University of California, Berkeley.
- USBR, (1987), Design Standard No. 13, Seismic Analysis and Design Chapter 13.
- USBR, (1983), "DYNDSP - User's Manual - A Computer Program for Estimating Displacement of Rockfill Dams Due to Seismic Shaking.
- Vucetic, M., Dobry, R., (1991), "Effect of Soil Placticity on Cyclic Response", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, PP. 2208-22.

# Non-Linear Dynamic Analysis of Concrete Face Rockfill Dam

Noorzaei, Jamalodin <sup>1</sup>  
Emamzadeh, Seyed, Shahab <sup>2</sup>  
Mohammadian, Esmail<sup>3</sup>

## Abstract

This study deals with the development and application of a two dimensional finite element software, to account the physical and material modeling of the concrete face rockfill dams. In the physical discretization the combination of finite-infinite and interface element was used. While the material non-linearity was also taken into consideration using Drucker-Prager yield criteria. Finally the seismic response of a concrete face rockfill dams was carried out by the computer software developed in the course of this study.

First static stresses for the gravity loading has been evaluated and then the non-linear dynamic response of the dam carried out for the DBL earthquake record using direct integration of Newmark technique. The acceleration, deformation and stresses at same critical point in the body of the dam are discussed in the paper.

## Keyword:

CFRD, Drucker-Prager, Dynamic, Joint element, Finite Element, Nonlinear

---

<sup>1</sup> jamalnoorzaei@hotmail.com

<sup>2</sup> emamzadeh@ahvazuni.neda.net.ir

<sup>3</sup> Head of Dams and power plants. Dezab ConsultingCo.Ahvaz, Iran

## Introduction

The concrete face rockfill dam is one of the first selection of hydraulic and hydroelectric engineering because of its advantages such as good adaptability, convenience of construction, good performance during the past earthquakes, safety and economy with the development of the technologies of construction and the application of new structural materials, this type of the dam will have more and more broad prospects.

To study the variation of stresses in the body of the dams, to indicate the weak zone, most of the dam engineers use the finite element technique. Many investigators conducted the static and dynamic analysis of the concrete faced rockfill dams to find out the stability of rockfill structure or concrete slab or both. For example Uddin et. al. (1995) calculated the bending and shear stresses due to seismic loading consider the effect of friction between concrete slab and rockfill or transition. They used five different earthquake motion that have acceleration of 0.3g to 0.69g. Rodriguez-Roa et. al (1997) studied the Santa Juana Dam for static and earthquake acceleration of 0.3g. They obtained deformation of the dam and stresses in the concrete slab. Bruea et. al obtained permanent deformation directly using DSAGE software and showed failure modes of CFRD.

In the present study which is the continuation of our previous works (Noorzai, et. al, 1997, 1999, 2000) the elasto-plastic behavior of the material have taken into consideration. So, the nonlinear and seismic response of a concrete faced rockfill dam carried out to investigate the variation of acceleration, displacement and stresses in the dam body.

## Nonlinear Dynamic response:

The nonlinear dynamic analysis of CFRD involves the solution of the well-known dynamic equation of motion.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{f(t)\} \quad (1)$$

By Newmark assumption:

$$\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{u}\}_t + [(1-\beta)\{\dot{u}\}_{t+\Delta t}] \Delta t \quad (2)$$

$$\{u\}_{t+\Delta t} = \{u\}_t + \{\dot{u}\}_{t+\Delta t} + [(0.5-\alpha)\{\ddot{u}\}_t + \alpha\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}] \Delta t^2 \quad (3)$$

So the record of earthquake is divided to definite steps and in each step the displacement vector determined by (3), then strains and stresses calculated. To investigate whether yielding occurs by Drager-Prager failure criteria, then residual forces vector is determined in each time step that produce incremental displacement, strains and stresses. Then a checking is applied on the stress level to verify whether yield occurs for every gauss point and it's effective stress is compared with previous effective stress in previous iteration and from which loading or unloading on gauss point is determined. Hence, the portion of stress level that greater than yield value must be brought back to the yield surface by iteration processes in each step definite iterations are used to converge the solution. This procedure is useful in earthquake analysis when accelorgrams are used to characterize the ground motion, when structural nonlinear effects are present.

## Finite element modeling of the dam

The various elements have been used to represented the dam section under plane strain condition presented in Fig.1 (Noorzai. et. al, 2000).

The existing two dimensional finite element code for the dynamic analysis presented by Hinton and Owen (1980) has been extensively modified in view of inclusion of different types of elements.

### Constitutive modeling of the material behavior

The incremental elasto-plastic stress-strain relationship is well established by Zienkiewicz et.al [1972], in which elasto-plastic [D] matrix for the constitutive flow rule is expressed as:

$$[D]_{ep} = [D] - \frac{[D]\{a\}^T \{a\}[D]}{\{A\} + \{a\}^T [D]\{a\}} \quad (4)$$

{a}=flow vector

[D]=elasticity matrix

{A}=hardening parameter

The elasto-plastic behavior of the dam has been modeled using the Druker-Prager (1952),

Yield criteria, which is in the form of:

$$\alpha J_1 + (J_2)^{1/2} = K \quad (5)$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}, \quad k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$$

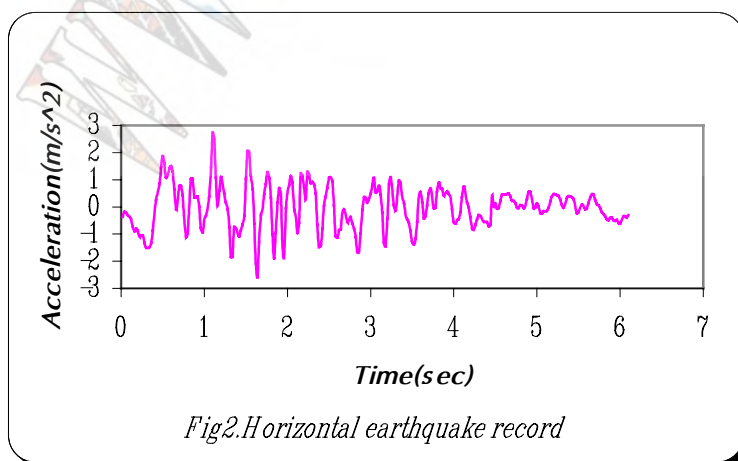
$J_1$  and  $J_2$  are respectively the first and second stress invariant.

c=Cohesion

$\varphi$ =Angle of internal friction

### Problem analyzed

For the case study ,Kavar CFRD that is suppose to be constructed in the province of Fars of Islamic Republic of Iran has been considered. The finite element and physical modeling of the material are presented in Fig.1. The dam is analyzed for DBL earthquake of motion of site as shown in the Fig2.







## Results and discussions

By using direct Newmark integration technique the record of earthquake is divided into 1200 steps with damping parameters as ( $a=1.068$ ,  $b=0.00397$ ) and the response of the dam with respect to accelerations, displacement and stresses are discussed.

To study the variation of horizontal displacement in the dam body two nodal points corresponding to crest, and ground level along the center line of dam have been selected and their variation are presented in fig3. with maximum 6.5cm at the crest level.

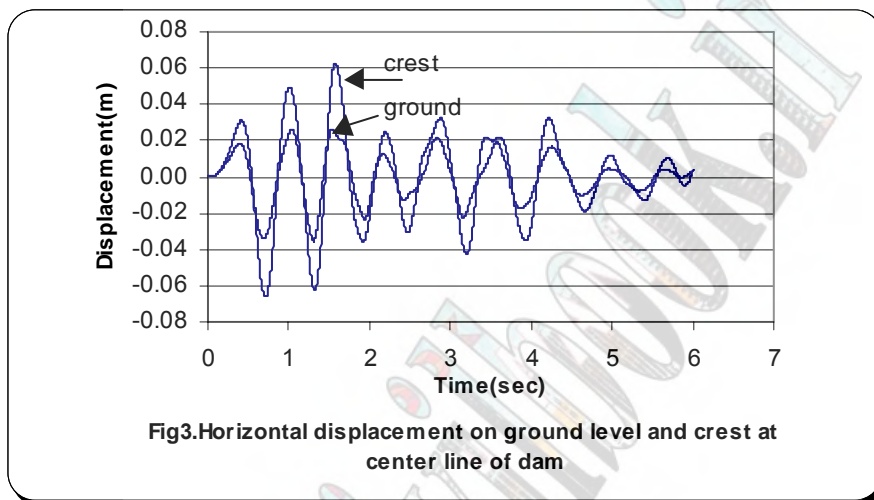
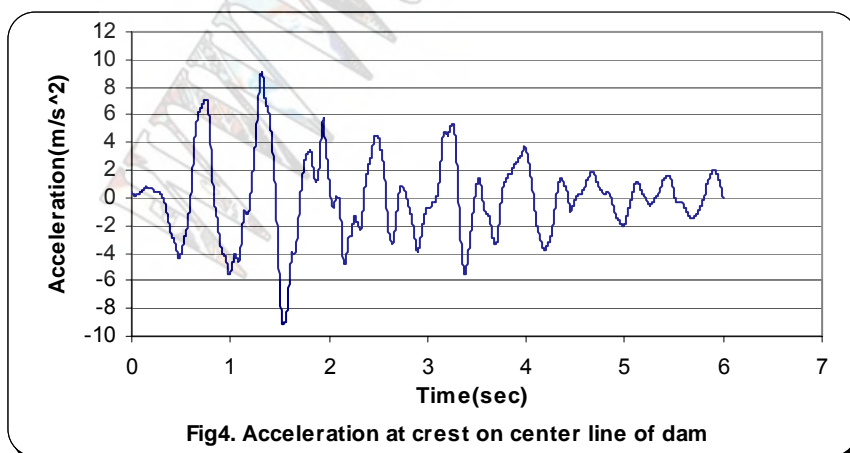
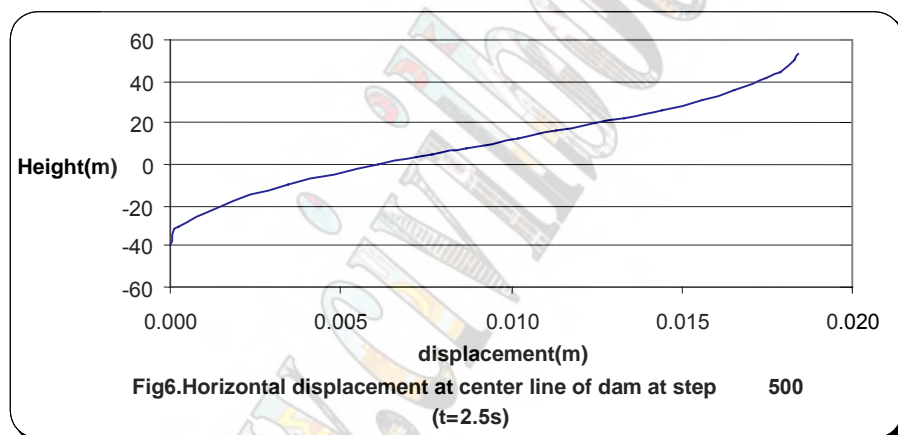
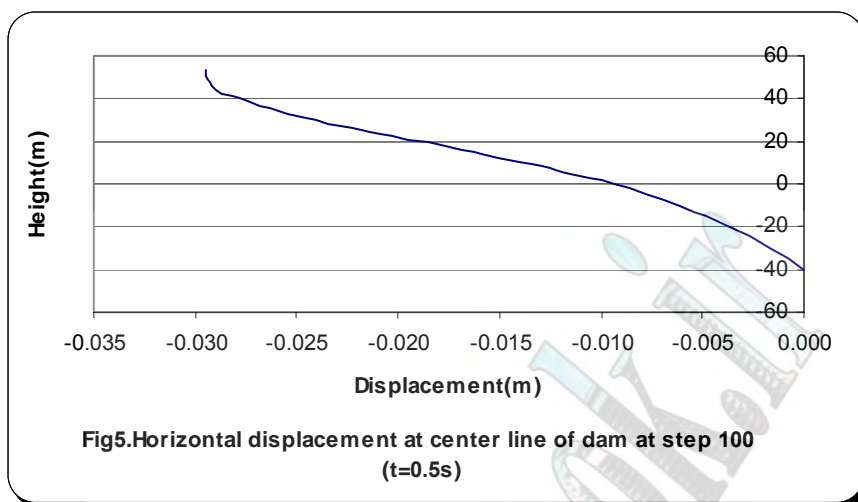


Figure 4. Shows the acceleration time history of the crest of the dam, the maximum acceleration response at the crest is about  $10 \text{ m/s}^2$ .

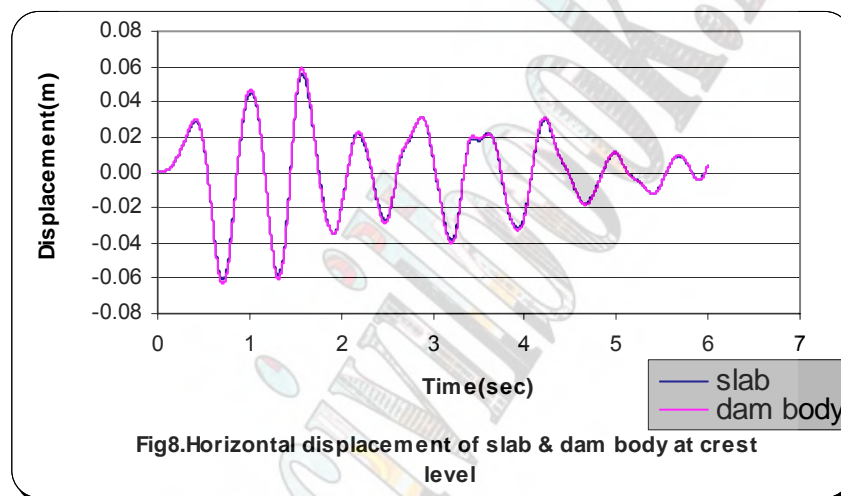
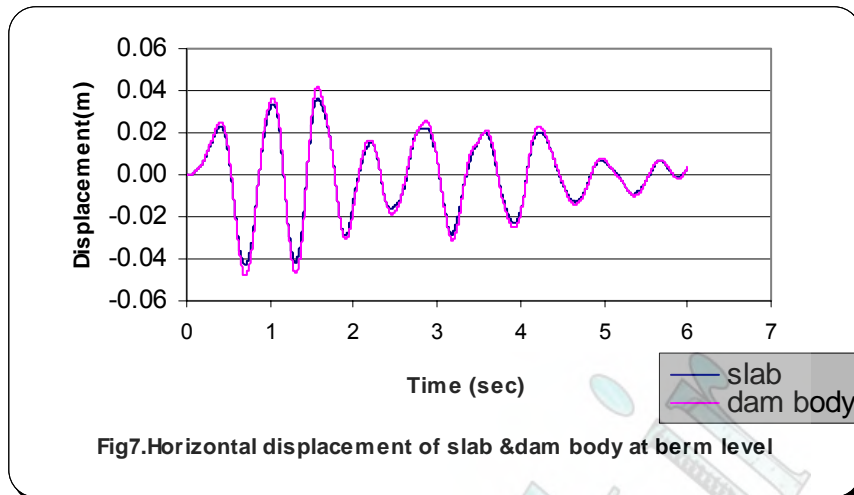


Figures 5 and 6 show the plot of horizontal displacement at time step  $\Delta t=2.5, 5 \text{ sec}$  along the center line of the dam, with maximum 3.0 cm calculated at the crest of the dam section.

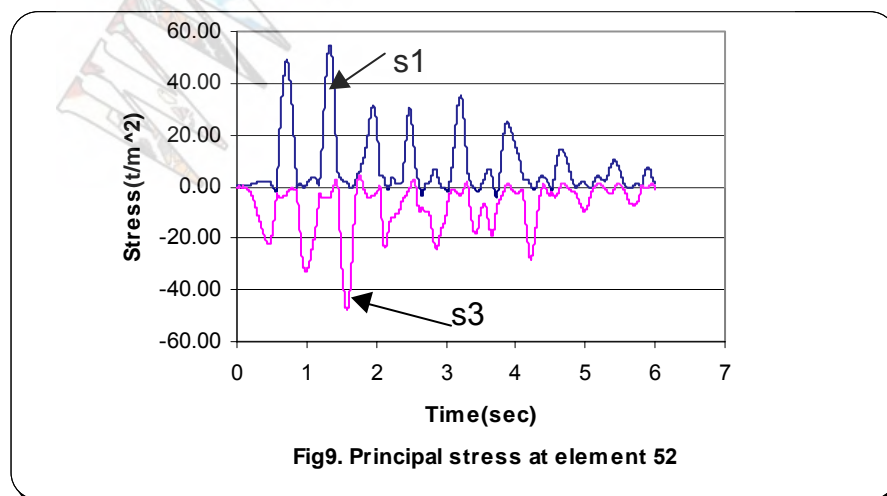


In order to investigate the behavior of the slab during the earthquake motion, the slab was modeled as part of the dam with low value of shear stiffness. Figures 7,8, shows the horizontal displacement of the two nodal point having same coordinates but one is situated at the top of the dam body at upstream face and the other on concrete slab but same elevation.

It is clear from these figures that both the nodal point have similar behavior.



Figures 9-16 show time history of principal stresses  $s_1$ ,  $s_2$  ( $t/m^2$ ) at some critical gaussian points in the dam section. It is clear that maximum and minimum of these stresses occur in center line and upstream of dam section respectively.



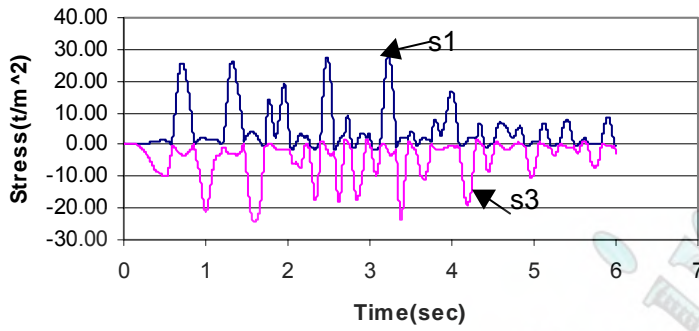


Fig10. Principal stress at element 81

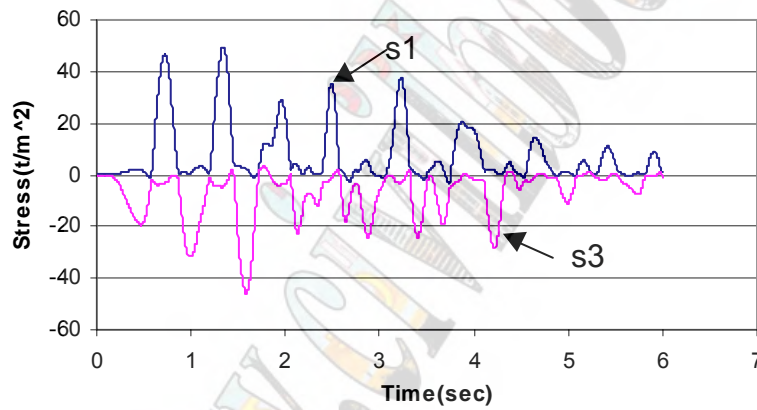


Fig11. Principal stress at element 63

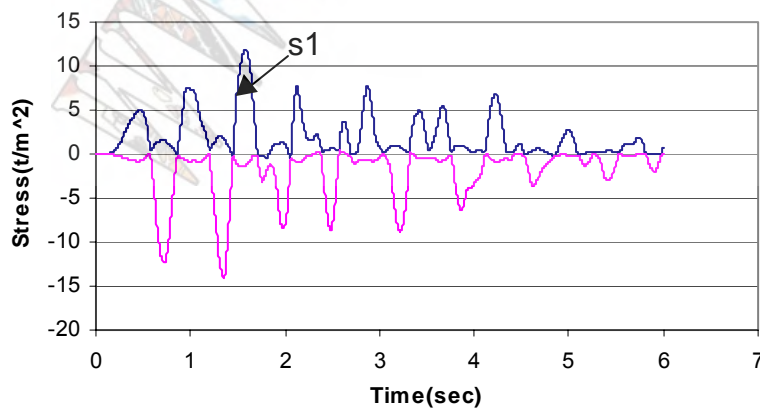
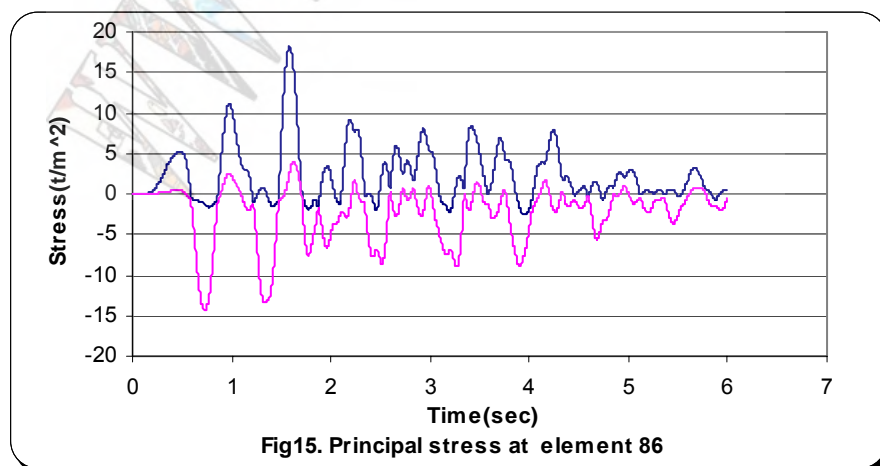
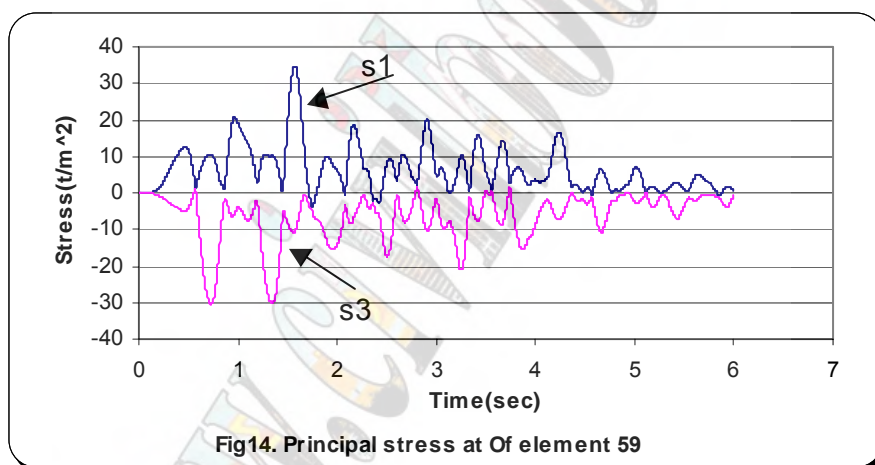
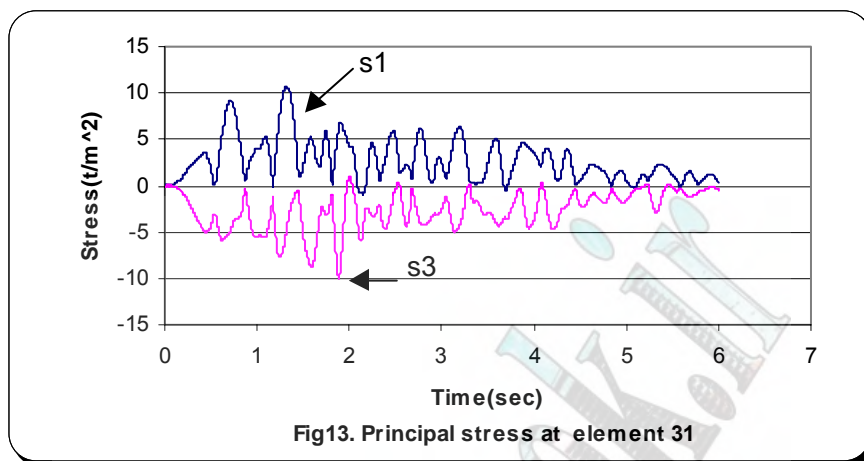
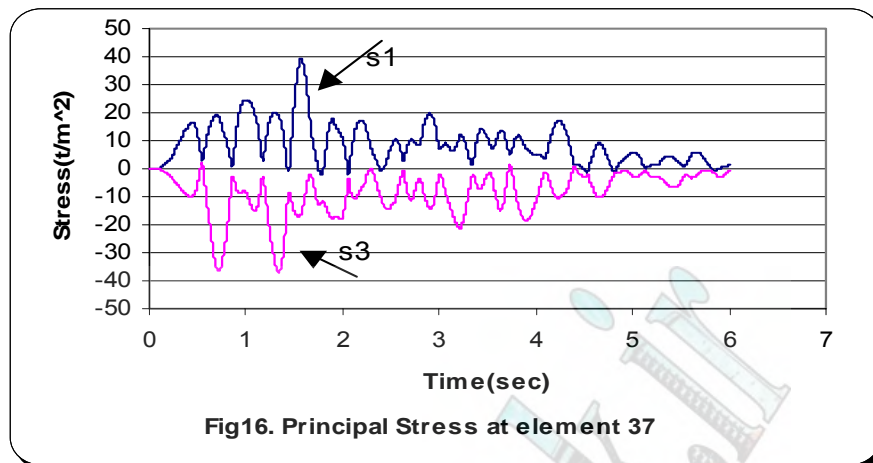


Fig12. Principal stress at element 53







### Conclusions:

Based on the above research work the following conclusions can be drawn:

- (i)-It is essential that for the realistic analysis of concrete faced rockfill dam, the concrete slab, body of the dam section and the bedding system considered as a single unit while carrying out the finite element idealization.
- (ii)-The software developed in this course of study is of multi-element in nature and can be applied for any two dimensional problems under static and dynamic loading and deals with problem of material and geometrical nonlinearities.
- (iii)-Based on this study the dam is quite safe for the earthquake record of the design basis level.
- (iv)-Through the provision of the joint element it has been shown that there is no any sign of separation between the concrete slab and body of the dam on upstream face.
- (v)-The infinite elements help in better far field representation and also neglects the difficulties encountered boundary condition.
- (vi) Through the elasto-plastic behavior of the material the failure mode of concrete face rockfill dam predicted.

### References

1. Bureau, G., Volpe, R.L, Roth, W. and Udaka, T. (1985), "Seismic analysis of concrete face rockfill dams", Symposium on CFRD, ASCE, 1985, pp. 479-508.
- 2-Uddin, N. Gazetas, G. (1995), "Dynamic response of concrete face rockfill dams to strong seismic excitation", ASCE, Geotechnical Division, vol 121, No. 2, pp. 185-197.
- 3-Noorzaei, J. and Mohammadian, E. "Seismic response of the concrete face rockfill dam", International journal of engineering, Islamic republic of Iran, 2000 (In press)
- 4- Noorzaei, J. and Mohammadian, E. (1999), "Dynamic behavior of the Kavar CFRD in southern Iran", International Journal of hydropower & dams, 1999, No.6, pp.70-78.
- 5-Noorzaei, J. and Mohammadian, E. (2000), "Modeling of concrete face rockfill dam via finite-infinite and interface elements", Proceeding international symposium on CFRD, 18, Sept, 2000, BEIJINGS, pp.361-370.
- 6-Zienkiewicz, o.c & Nayak, g.c, (1972), "elasto-plastic stress analysis, a generalization for various constitutive relation including strain softening", International journal. Nom. Meth. Energy. No1, Vol.5, pp.113-135.

7-Drucker,P.C, and Prager.W, (1952), "Soil mechanics and plastic analysis on limit design ",Q.App, meth.vol.10,No.2,pp.157-165.

8-Owen,D.R.J and Hinton ,E.,(1980), "Finite elements in plasticity theory and practice",Pineridge press Limited,U.K.

9-Rodriguez-Roa,Luis,A.G.,(1997),"Seismic Analysis of concrete-faced gravel-fill dams",ICOLD,Symposium,Santiago,Chile.



## معيار گسيختگی غير خطی برای تحليل سدهای بتنی غلطکی (RCC)

فوزین کلانتری<sup>۱</sup>

پیام صادقی<sup>۲</sup>

### چکیده :

باتوجه به افزایش شمار سدهای بتنی غلطکی (RCC) طراحی و اجراء شده و یا در دست طراحی در سرتاسر دنیا نیاز به یک مدل رفتاری بنیادی (Constitutive Model) برای این مصالح افزایش یافته است. در حال حاضر معیار گسیختگی مور-کولمب در تحلیل حدی لغزش لایه ای سدهای بتنی غلطکی استفاده می شود، در حالیکه این معیار دارای کاستی هایی حتی برای تحلیل سدهای خاکی می باشد، زیرا که رابطه نرخ افزایش مقاومت برشی با افزایش فشار همه جانبه غیر خطی است. در بتن نیز این پدیده بصورت شدیدتر وجود دارد، بدین صورت که مقاومت برشی بتن صرفاً به عامل اصطکاک بستگی ندارد، بلکه بیشتر متأثر از ویژگیهای خمیره بتن است. بنابراین بنظر می رسد بجای معیار مور-کولمب بهتر است از معیارهای گسیختگی بتن استفاده شود. ویژگی مهم این معیارها غیرخطی بودن پوش گسیختگی در فضای نامتغیرهای تنش  $(I_1, \sqrt{J_2})$  می باشد. در این مقاله استفاده از معیار چهار پارامتری سای، تینگ و چن (Hsieh et al. , 1982) برای تحلیل بتن غلطکی پیشنهاد شده است. این مدل بر اساس نتایج آزمایشگاهی منتشر شده واسنجی (Calibration) می گردد تا جهت استفاده در نرم افزارهای اجزاء محدود بصورتی مناسب ارائه گردد.

### کلمات کلیدی :

بتن غلطکی، مدل سازی رفتاری، معیار تسلیم، گسیختگی، مقاومت برشی

<sup>۱</sup> استادیار - گروه عمران، دانشکده فنی، دانشگاه گیلان

<sup>۲</sup> کارشناسی ارشد خاک و پی - دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

**مقدمه :**

امروزه استفاده از روش اجزاء محدود در قالب نرم افزارهای پیشرفته برای تحلیل توزیع تنش و بررسی نشست در بدنه سدهای خاکی بسیار رایج و متداول گردیده است. با ابداع تکنیک های محاسباتی تکمیلی از قبیل تحلیل کرنش بزرگ (Large Strain Analysis)، تخمین خطا (Error Estimate)، ظریف سازی تطابقی (Adaptive Refinement) و روش اجزاء گسسته (Discrete Element Method) نیز قابلیت های وسیعی از جمله تحلیل تعادل خمیری بعد از شکست و محاسبات پایداری فراهم گشته است. ولی در این میان نکته بسیار مهم اینست که در کلیه این نرم افزارها دستیابی به مدل رفتاری صحیح دارای بیشترین اهمیت است و در واقع هسته مرکزی مبانی محاسباتی را تشکیل می دهد.

باتوجه به تحقیقات چند دهه اخیر در زمینه تحلیل ارتجاعی - خمیری (Elastic-Plastic) مصالح خاکی، طراحی بدنه سدهای خاکی با کمک روشهای عددی باتخمین بسیار خوب انجام می پذیرد. از سوی دیگر تحلیل تنش در بدنه سدهای بتنی وزنی نیز باروشهایی مشابه با استفاده از مدل های رفتاری بتن انجام می پذیرد و این درحالیست که در مورد سدهای بتنی غلطکی (RCC) از روشهای طراحی ابتدایی مانند تحلیل لغزش لایه ای با بهره جویی از معیار گسیختگی مور-کولمب استفاده می شود. در طی چند سال اخیر حداقل در مرحله اول مطالعات اغلب سدهای وزنی، گزینه (RCC) نیز بررسی گشته است. ولی از آنجائیکه عموماً شناخت کافی نسبت به این روش وجود نداشته و خصوصاً در طراحی بدنه آن از روشهای غیرمناسب استفاده گردیده این گزینه در اکثر موارد بعنوان گزینه غیر اقتصادی رد شده است. در این مقاله به منظور فراهم آوری امکان طراحی بهینه بدنه سدهای بتنی غلطکی (RCC) سعی گردیده است تا مدل رفتاری مناسبی جهت استفاده در نرم افزارهای اجزاء محدود مطرح گردد. این مدل رفتاری باتوجه به مشخصات مکانیکی مصالح موردنظر قابل واسنجیدن (Calibration) است و در قالب یک نرم افزار اجزاء محدود قابلیت مدل سازی لایه ای غیر همسانگرد را نیز خواهد داشت.

**تفاوت های رفتاری بنیادی بتن و خاک :**

گام اول در طرح هر مدل رفتاری معرفی معیار تسلیم است. بررسیهای نظری و تجربی آزمایشگاهی نشان داده است که رفتار مکانیکی بتن غلطکی تشابه بیشتری به بتن معمولی نسبت به رفتار خاک دارد (Peng et al., 1997). خاک عمدتاً مصالحی اصطکاکی است که با افزایش فشار همه جانبه بر مقاومت برشی آن افزوده می گردد و علی رغم اینکه این افزایش دارای روندی غیرخطی است ولی تابع مور-کولمب با برخی اصلاحات تجربی کماکان بعنوان معیاری مناسب در طراحی ها استفاده می گردد. درحالیکه مقاومت برشی بتن (اعم از غلطکی و یامعمولی) صرفاً ناشی از عامل اصطکاک نمی باشد و بیشتر متأثر از ویژگیهای خمیره بتن است. مطالعات وسیعی بر روی معیارهای تسلیم و گسیختگی بتن در چند دهه اخیر انجام پذیرفته است که چکیده ای از آن دربخش بعدی ارائه می گردد.

تعیین نحوه سخت و یا نرم شوندگی (Hardening / Softening) مصالح گام بعدی در مدلسازی رفتاری است که مستقیماً با قانون جریان (Flow Rule) نیز ارتباط دارد. کرنش حجمی خمیری (Plastic Volumetric Strain) مهمترین و در اغلب موارد تنها عامل سخت شوندگی در توده های خاکی است. درحالیکه هرگونه کرنش خمیری پس از گیرش اولیه خمیره بتن (Initial Set) موجب نرم شوندگی توده بتن می گردد.

بتن ماده ای ترد و نسبتاً صلب است و لذا گسیختگی معمولاً بافاصله ای کم از شروع کرنشهای خمیری رخ می دهد. بنابراین در اغلب مدل های رفتاری، بتن بعنوان مصالحی غیر سخت شونده محسوب می گردد.

**معیارهای تسلیم بتن :**

بتن یک ماده مرکب است که شامل سنگدانه ها و یک مخلوط چسباننده می شود که خود مشتمل بر خمیر سیمان و ماسه می باشد. رفتار مکانیکی این ماده بسیار پیچیده است و به بسیاری از عوامل همچون نسبت آب به سیمان، میزان و نوع سیمان، دانه بندی، شکل

و اندازه دانه ها و ... بستگی دارد. علاوه بر آن رفتار بتن تحت تنش های چند محوری را نمی توان تنها با در نظر گرفتن مقاومت فشاری ، کششی و برشی تک محوری و بدون در نظر گرفتن اثرات تنش های همه جانبه بررسی نمود. از این رو عملاً "هیچ مدل ریاضی را نمی توان یافت که رفتار بتن را در تمامی شرایط بارگذاری بطور دقیق و کاملاً" درست تعیین نماید و در واقع مدل های ارائه شده هر کدام دارای نقاط قوت و نقاط ضعف مخصوص به خود می باشند.

شکل عمومی سطح گسیختگی بتن را می توان توسط نامتغیرهای تنش (Stress Invariants) بصورت زیر تعریف نمود :  
(Chen, 1994)

$$f(I_1, J_2, J_3) = 0 \quad (1)$$

که در آن :

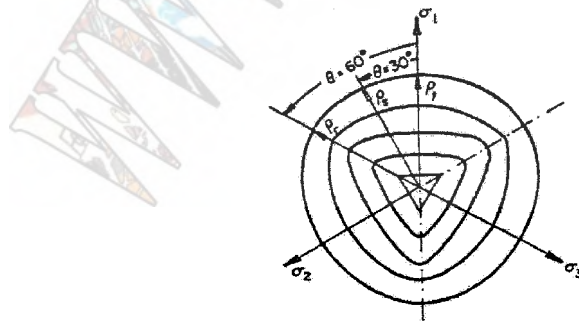
$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (2 \text{ الف})$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] = \frac{1}{2} S_{ij} \cdot S_{jk} \quad (2 \text{ ب})$$

$$J_3 = \frac{1}{3} S_{ij} \cdot S_{jk} \cdot S_{ki} \quad (2 \text{ ج})$$

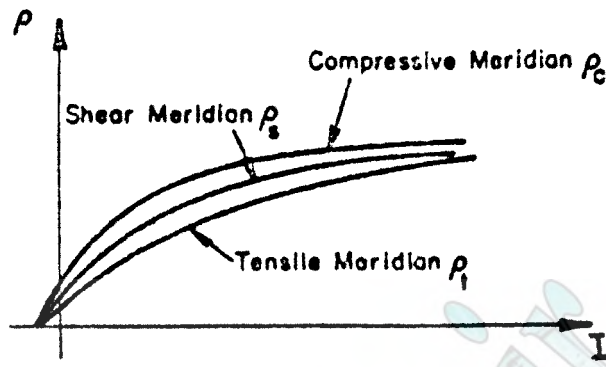
$\sigma_1$  و  $\sigma_2$  و  $\sigma_3$  تنش های اصلی و  $S_{ij}$  تانسور تنشهای انحرافی (Deviatoric Stress Tensors) می باشند. شکل کلی سطح تسلیم بتن با توجه به نتایج آزمایش های کوپفر و همکاران (Kupfer et al., 1969)، تاسوجی و همکاران (Tasuji et al., 1978) برای بارگذاری های دومحوری و همچنین آزمایش های میلز و همکاران (Mills et al., 1970) و لونی و همکاران و گرستل و همکاران (Chen, 1994) برای بارگذاری سه محوری مشخص شده است. شکل (۱) این سطح تسلیم را در فضای سه بعدی تنش و در سطح مقطع صفحه تنش های انحرافی که عمود بر محور  $I_1$  می باشد ، نشان می دهد. همچنین می توان نیم رخ (Meridian) سطح تسلیم بتن را بطور شماتیک در شکل (۲) و در صفحه ای بامختصات  $I_1$  و  $\rho$  برای زاویه لود (Lode's Angle) ( $\theta$ ) ثابت مشاهده نمود.

$$\rho = \sqrt{2J_2} \quad \text{و} \quad \text{Cos}3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{\frac{3}{2}}} \quad (3)$$



شکل (۱) - نمایش کلی صفحه گسیختگی بتن در صفحه تنشهای انحرافی





شکل (۲) - نمایش کلی نیمرخ سطح گسیختگی بتن برای  $\rho$  ثابت

مدل های ریاضی زیادی برای بیان سطح تسلیم بتن پیشنهاد شده است. از این مدل ها می توان به معیار ۳ پارامتری برسلر و پیستر (Bresler - Pister) در سال ۱۹۸۵، معیار ۳ پارامتری ویلیام و وارنک (Willam-Warnke) در سال ۱۹۷۵، معیار ۴ پارامتری اوتوسن (Ottosen) در سال ۱۹۷۷ و معیار ۴ پارامتری سای، تینگ و چن (Hsieh-Ting-Chen) در سال ۱۹۸۲ اشاره نمود. در تمامی مدل های ریاضی فوق، پارامترهای موجود در معادلات با استفاده از نتایج آزمایش های تک محوری، دو محوری و سه محوری قابل تعیین می باشد. (Chen, 1982)

#### انتخاب یک معیار تسلیم بعنوان مدل پایه :

بامقایسه مدل های عنوان شده در بخش قبل و نتایج آزمایش های متعدد انجام شده بر روی بتن مشاهده می شود که معیارهای ۴ پارامتری تخمین بهتری از رفتار بتن را ارائه می کنند. معیار ۴ پارامتری (Ottosen) را می توان در دستگاه (Haigh-Westergaard) بصورت رابطه زیر تعریف نمود. (Hsieh et al., 1982)

$$f(\zeta, \rho, \theta) = \frac{a}{2} \rho^2 + \frac{\lambda}{\sqrt{2}} \rho + \sqrt{3} b \zeta - 1 = 0 \quad (4)$$

$$\zeta = \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 \quad (5)$$

$\lambda$  نیز یک پارامتر بر حسب  $\theta$  می باشد که بصورت زیر تعریف می شود:

$$\lambda = \begin{cases} k_1 \cdot \cos \left[ \frac{1}{3} \cdot \cos^{-1} (k_2 \cdot \cos 3\theta) \right] & \cos 3\theta \geq 0 \\ k_1 \cdot \cos \left[ \frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cos^{-1} (-k_2 \cdot \cos 3\theta) \right] & \cos 3\theta \leq 0 \end{cases} \quad (6)$$

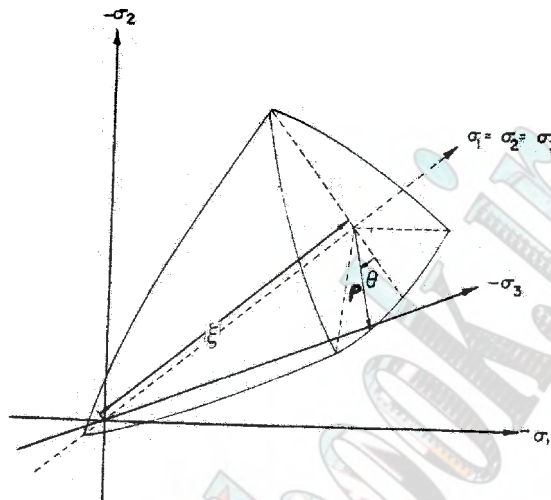
ضرایب  $a$  و  $b$  و  $k_1$  و  $k_2$  پارامترهای مدل ریاضی فوق می باشند. این پارامترها براساس نتایج آزمایش های کوپفر و همکاران (Kupfer et al., 1969)، ریچارت (Richart) و بالمر (Balmer) برای بتن معمولی بصورت زیر محاسبه شده اند (Ottosen, 1977):

$$a = 1.2759, \quad b = 3.1962, \quad k_1 = 11.7365, \quad k_2 = 0.9801$$

با اینکه سطح تسلیم فوق همخوانی خوبی باننتایج آزمایشگاهی دارد ولی استفاده از این معیار برای تحلیل الاستو-پلاستیک مشکل می باشد. زیرا که پارامتر  $\lambda$  خود وابسته به مقدار  $\theta$  و دو پارامتر دیگر می باشد و این مسئله باعث پیچیده شدن معادلات و مشکل شدن معرفی این معیار به نرم افزار خواهد شد. براین اساس سای و همکاران (Hsieh et al., 1982) معیاری را معرفی نمودند که با جایگزینی  $\lambda$  با یک رابطه عمومی بر حسب  $\theta$  مشکل فوق را تاحدودی برطرف نمایند.

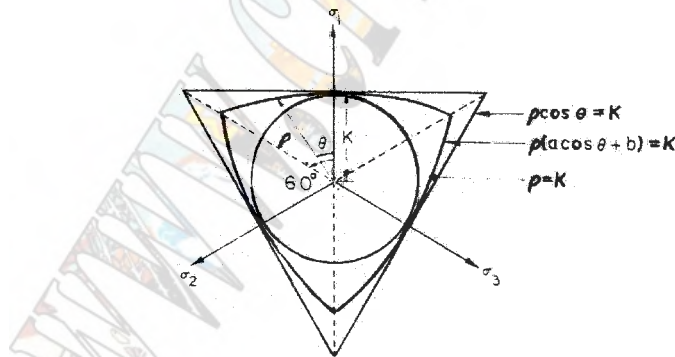
$$f(\zeta, \rho, \theta) = \alpha\rho^2 + (a\cos\theta + b)\rho + \beta\zeta - 1 = 0 \quad (7)$$

شکل (۳) نشان دهنده این سطح تسلیم در فضای سه بعدی تنش می باشد.



شکل (۳) - نمایش سطح تسلیم (Hsieh et al., 1982) در فضای سه بعدی تنشهای اصلی

در واقع در این معیار مقدار ضریب  $\rho$  (یا  $\sqrt{2J_2}$ ) برابر  $(a\cos\theta + b = k)$  در نظر گرفته می شود. با این تعریف برای مقادیر ثابت  $k$ ، عبارت  $\rho\cos\theta = k$  بیانگر یک مثلث  $(a = \rho, b = 0)$  و عبارت  $(\rho = k)$  یا نگر یک دایره  $(a = 0, b = \rho)$  در صفحه تنش های انحرافی خواهد بود. این مطالب در شکل (۴) نشان داده می شود.



شکل (۴) - حدود بالایی و پایینی معیار (Hsieh et al., 1982) و نحوه تعریف  $\rho$

این معیار را می توان با استفاده از نامتغیرهای تنش و بی بعد کردن معادله با تقسیم آن بر مقاومت فشاری  $(f_c)$  بصورت زیر بیان نمود: (Hsieh et al., 1982)

$$A \frac{J_2}{(f_c)^2} + B \frac{\sqrt{J_2}}{f_c} + C \frac{\sigma_1}{f_c} + D \frac{I_1}{f_c} - 1 = 0 \quad (8)$$

در رابطه (۸) مقادیر  $A$ ،  $B$ ،  $C$  و  $D$  پارامترهای معادله و  $\sigma_1$  بیانگر بیشترین تنش اصلی با فرض علامت مثبت برای تنش های کششی می باشد. پارامترهای این معیار برای بتن معمولی و براساس نتایج ارائه شده توسط کوپفر و همکاران (Kupfer et al., 1969) و میلز و همکاران (Mills et al., 1970) بدست آمده است. (Hsieh et al., 1982)

$$\begin{aligned} \sigma_1 = -f'_c \text{ و } \sigma_2 = \sigma_3 = 0 & \quad \text{- آزمایش مقاومت فشاری تک محوری (} f_c \text{):} \\ \sigma_1 = 0.1f'_c \text{ و } \sigma_2 = \sigma_3 = 0 & \quad \text{- آزمایش مقاومت کششی تک محوری (} f_t \text{):} \\ \sigma_3 = 0 \text{ و } \sigma_1 = \sigma_2 = -1.15f'_c & \quad \text{- آزمایش مقاومت فشاری دومحوری:} \\ \sigma_2 = \sigma_3 = -0.8f'_c \text{ و } \sigma_1 = -4.2f'_c & \quad \text{- آزمایش مقاومت فشاری سه محوری:} \end{aligned}$$

$$A = 2.0108 \quad , B = 0.9714 \quad , C = 9.1412 \quad , D = 0.2312$$

### واسنجیدن (Calibration) مدل ریاضی (Hsieh-Ting-Chen) برای بتن غلطکی:

به منظور بدست آوردن پارامترهای این معیار برای بتن غلطکی (RCC) نیاز به بررسی نتایج آزمایشگاهی مربوطه می باشد. در اینجا با استفاده از نتایج موجود در مقالات مختلف، اعداد مناسبی برای بتن غلطکی کوبیده شده انتخاب می شود. مقاومت فشاری تک محوری ( $f_c$ ):

$$\begin{cases} \sigma_1 = -f'_c \\ \sigma_2 = \sigma_3 = 0 \end{cases} \quad (9)$$

مقاومت کششی تک محوری ( $f_t$ ):

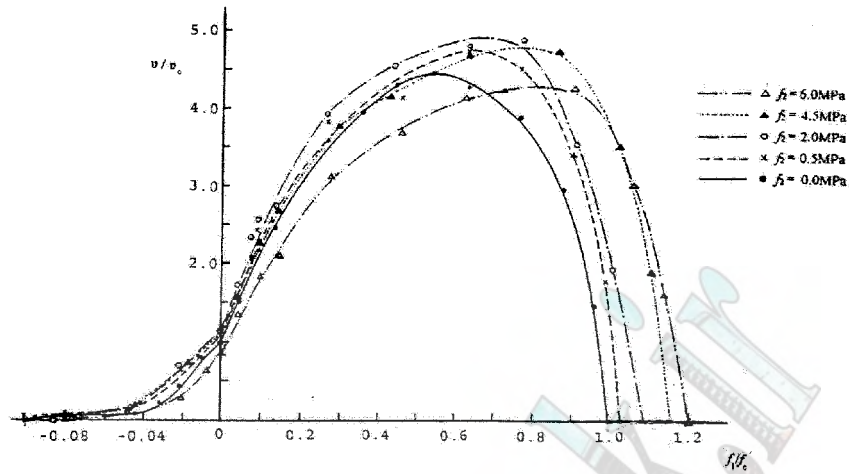
بطور کلی نسبت مقاومت کششی به مقاومت فشاری برای بتن غلطکی کمی بیشتر از بتن معمولی می باشد (Dunstan, 1999) همچنین با افزایش مقاومت فشاری بتن غلطکی، این نسبت کاهش می یابد. با توجه به نتایج آزمایشهای انجام شده، این نسبت رامی توان در حدود (0.1-0.15) و بطور میانگین برابر 0.125 در نظر گرفت. این نسبت برای بتن معمولی 0.1 می باشد. (Hansen et al., 1991)

$$\begin{cases} \sigma_1 = f'_t = 0.125f'_c \\ \sigma_2 = \sigma_3 = 0 \end{cases} \quad (10)$$

مقاومت فشاری دومحوری:

منحنی گسیختگی بتن غلتکی کوبیده شده که توسط پنگ و همکاران (Peng et al., 1997) با آزمایش بر روی حدود ۹۰۰ نمونه

بتن غلطکی و در صفحه تنش های عمودی  $\left(\frac{f_1}{f'_c}\right)$  و تنش های برشی  $\left(\frac{v}{v_0}\right)$  ارائه شده است، در شکل (۵) نشان داده می شود:



شکل (۵) - تغییرات مقاومت برشی با بارهای عمودی و جانبی (Peng et al. , 1997)

$f'_c$  مقاومت فشاری تک محوری و  $V_0$  مقاومت برشی بدون وجود بار جانبی می باشد. باتوجه به شکل فوق و برای بار جانبی  $f_2 = 6.0 \text{ MPa}$  ، مقدار مقاومت فشاری برابر  $f_1 = 1.2 f'_c$  بدست می آید. ( $f'_c = 20.7 \text{ MPa}$ )

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0 \\ \sigma_2 = -0.29 f'_c \\ \sigma_3 = -1.2 f'_c \end{cases} \quad (11)$$

بطور کلی نتایج این آزمایشها نشان می دهد که تاثیر بارهای جانبی برافزایش مقاومت فشاری برای مخلوط های بتن غلطکی اندکی بیشتر از مخلوط های بتن معمولی می باشد.

مقاومت فشاری سه محوری :

باتوجه به دراختیار نداشتن نتایج مربوط به این نوع آزمایش برای بتن غلطکی کوبیده شده ، نهایتاً "از همان نتایج موجود برای بتن معمولی استفاده می شود:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_2 = -0.8 f'_c \\ \sigma_3 = -4.2 f'_c \end{cases} \quad (12)$$

اکنون با قراردادن روابط (۱۲) و (۱۱) و (۱۰) و (۹) در معیار انتخاب شده و تشکیل یک دستگاه چهار معادله و چهار مجهولی می توان پارامترهای A ، B ، C و D را بدست آورد :

$$A = 1.6045 \quad , \quad B = 1.3758 \quad , \quad C = 7.4689 \quad , \quad D = 0.3291$$

بنابراین سطح تسلیم برای بتن غلطکی کوبیده شده را می توان بصورت رابطه (۱۳) بیان نمود :

$$\frac{1.6045 J_2}{(f'_c)^2} + \frac{1.3758 \sqrt{J_2}}{f'_c} + \frac{7.468 \sigma_1}{f'_c} + \frac{0.3291 I_1}{f'_c} - 1 = 0 \quad (13)$$

بانوشتن  $\sigma_1$  برحسب نامتغیرهای تنش می توان معیار فوق را فقط براساس نامتغیرهای تنش بیان نمود که در اینصورت قابلیت ادغام این معیار در نرم افزارهای اجزاء محدود بهتر خواهد بود: (Owen et al., 1982)

$$\sigma_1 = \frac{2\sqrt{J_2}}{3} \cdot \sin\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right) + \frac{I_1}{3} \quad (14)$$

در اینصورت این سطح تسلیم در محدوده  $30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$  بصورت زیر بیان می شود:

$$\frac{1.6045}{f'_c} J_2 + \sqrt{J_2} [1.3758 - 4.31165 \cdot \sin \theta + 7.468 \cos \theta] + 2.8184 I_1 = f'_c \quad (15)$$

### جمع بندی و نتیجه گیری:

مطالعات آزمایشگاهی پنگ و همکاران (Peng et al., 1997) بر روی نمونه های بتن غلطکی (RCC) تحت شرایط بارگذاری چند محوری نشان می دهد که معیار تسلیم این مصالح همبستگی زیادی با معیارهای تسلیم تائید شده بتن (Chen, 1994) دارد.

ولی از آنجائیکه ساختار تابع تسلیم پنگ (Peng) مناسب برای مدل سازی رفتاری نمی باشد و از سوی دیگر محدود

به دامنه  $0.16 < \left(\frac{f}{f'_c}\right)$  می باشد نتایج آزمایشگاهی یادشده بعلاوه نتایج مطالعات دانستون (Dunstan, 1999) و

نظریات هانسن (Hansen et al., 1991) مبنای واسنجی معیار سای تینگ و چن (Hsieh et al., 1982) قرار گرفت. معیار تسلیم سای تینگ و چن از نظر قابلیت ادغام در نرم افزارهای اجزاء محدود و تطابق با مشاهدات آزمایشگاهی دارای برتری است. زیرا در معیار مور- کولمب نیاز به تعیین دو پارامتر  $\phi$  و  $C$  وجود دارد که با توجه به غیر خطی بودن پوش گسیختگی، در فشارهای همه جانبه مختلف مقادیر متفاوتی دارند. ولی معیار سای و همکاران به مقاومت فشاری تک محوری بستگی دارد که بطور استاندارد قابل تعیین است، از این رو برای تحلیل تنش در بدنه سدهای بتنی غلطکی (RCC) مناسبتر از معیار مور-کولمب می باشد.

### مراجع:

- 1- Chen, W.F., "Constitutive Equations For Engineering Materials", Vol.2: Plasticity and Modeling 1994
- 2- Chen, W.F., "Plasticity in Reinforced Concrete", McGraw-Hill 1982
- 3- Dunstan, M., "Latest Developments in RCC Dams", Proceedings of International Symposium on Roller Compacted Concrete Dams, China, April 21-25, 1999, pp.14-30.
- 4- Hansen, K.D., Reinhardt, W.G., "Roller Compacted Concrete Dams", McGraw-Hill, 1991.
- 5- Hsieh, S.S., Ting, E.C., and Chen, W.F., "A Plasticity Fracture Model for Concrete", International Journal of Solids and Structures, Vol. 18, No.3, 1982, pp. 181-197
- 6- Kupfer, H., Hilsdorf, H.K. and Rusch, H., "Behaviour of Concrete Under Biaxial Stresses", ACI Journal, Vol.66, No. 8, August 1969, pp.656-666



- 7- Mills, L.L. and Zimmerman, R.M., "Compressive Strength of Plain Concrete Under Multiaxial Loading Conditions", ACI Journal, Vol.67, No.10, October 1970, pp. 802-807
- 8- Ottosen, N.S., "A Failure Criterion for Concrete", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 103, No. EM4, August 1977, pp.527-535
- 9- Owen D.R.J., Hinton, E., "Finite Elements In Plasticity: Theory and Practice", 1980
- 10- Peng, J., Zhao, G. and Zhu, Y., "Studies of Multiaxial Shear Strengths for Roller Compacted Concrete", ACI Structural Journal, March-April 1997, pp.114-123
- 11- Tasuji, M.E., Slate, F.O. and Nilson, A.H., "Stress-Strain Response and Fracture of Concrete in Biaxial Loading", ACI Journal, Vol.67, No.10, October 1970, pp.802-807

www.civilbook.ir

# تحلیل سه بعدی انتقال تنش در هسته رسی سدهای خاکی واقع در دره‌های تنگ

علی اصغر میرقاسمی<sup>۱</sup>

عباس توللی<sup>۲</sup>

## چکیده :

انتقال تنش از هسته سدهای خاکی باعث می‌شود که تنش موجود در آن کمتر از فشار سربار باشد و این موضوع می‌تواند عواقبی نظیر ترک هیدرولیکی (Hydraulic Fracture) را در بر داشته باشد. انتقال تنش ناشی از دو عامل است. عامل اول که همیشه در سدهای غیرهمگن وجود دارد اثر پوسته بر هسته می‌باشد، چون پوسته سخت‌تر از هسته است می‌تواند برای هسته نقش یک تکیه‌گاه را ایفا کند و با توجه به اینکه در سطح وسیعی در دو طرف هسته با آن تماس دارد مقداری از فشار سربار هسته را به خود جذب می‌نماید. عامل دوم دو تکیه‌گاه سد است که نسبت به هسته می‌توان آن‌ها را صلب فرض نمود. هندسه تکیه‌گاه‌های سد با دو پارامتر شیب و فاصله از یکدیگر مشخص می‌شوند. در صورتی که دارای شیب زیاد و فاصله کم باشند خاکریز سد به دو تکیه‌گاه آویزان شده و فشار سربار خود را به آن‌ها منتقل می‌نماید.

با جمع‌بندی دو عامل فوق برای یک سد غیرهمگن که در یک دره تنگ احداث می‌شود باید اثر هر دو عامل به طور همزمان مورد بررسی قرار گیرد. در این مورد ناگزیر از مدل کردن سد در حالت سد بعدی خواهیم بود. در این مقاله دو عامل به طور مجزا مورد بررسی قرار گرفته و نهایتاً در یک مدل سد بعدی اثر همزمان آن‌ها ارائه می‌شود.

## کلمات کلیدی :

انتقال تنش، قوس زدگی، رگاب، سد خاکی غیرهمگن، سد خاکی در دره تنگ

<sup>۱</sup> استادیار گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی دانشگاه تهران

<sup>۲</sup> فوق لیسانس عمران - کارشناس پروژه‌های سدسازی و تونل‌سازی

## ۱- مقدمه

با توجه به نیاز کشور به مهار و ذخیره آب‌های سطحی جهت تولید برق، مصارف کشاورزی، جلوگیری از خسارت سیل و ...، قدم اول در توسعه و بهره‌برداری از منابع آب کشور احداث سدهای بلند می‌باشد. ملاحظات فنی و اقتصادی طراحی سدهای بلند در ایران و جهان نشان داده است که در بسیاری از موارد سدهای خاکی و سنگریزه‌ای با هسته رسی گزینه برتر شناخته می‌شوند. همانطور که بیشتر سدهای در حال مطالعه و ساخت در ایران از نوع خاکی و سنگریزه‌ای می‌باشند. این مسئله خود گویای اهمیت بررسی موشکافانه مسائل سدهای خاکی و سنگریزه‌ای است. از این رو توسعه روش‌های تحلیل نوین برای طراحی این نوع سدها امری ضروری است. یکی از مشکلات ساخت سدهای خاکی و سنگریزه‌ای احداث آن در دره‌های تنگ (V شکل) می‌باشد که وقوع پدیده انتقال نقش یا قوس زدگی را همراه دارد. در این مقاله ابتدا به اهمیت این موضوع اشاره می‌شود و سپس سابقه‌ای از مطالعات انجام شده بیان می‌گردد و در نهایت بررسی تکمیلی انجام شده توسط مؤلفین ارائه می‌گردد.

## ۲- اهمیت پدیده قوسی زدگی

تحقیقات ICOLD (International Committee on Large Dams) در سال ۱۹۸۴ نشان داده است که مشکل اصلی سدهای خاکی پدیده رگاب (Piping) می‌باشد و مسائل دیگر با پیشرفت علم و تکنولوژی تقریباً رفع شده است. ترک هیدرولیکی یکی از دلایل شروع فرآیند پیش رونده رگاب می‌باشد. زمانی که فشار خاک هسته از فشار هیدرواستاتیک آن کمتر شود، ترک هیدرولیکی به وجود می‌آید و باعث ایجاد درز در هسته می‌شود. ترک هیدرولیکی یکی از مهم‌ترین علل ترک خوردگی و شدت نشت در سدهای همگن و زون دار (Zoned Embankment) می‌باشد. از عوامل مهمی که باعث ایجاد ترک هیدرولیکی می‌شوند می‌توان دو مورد زیر را بیان کرد:

- ۱- وجود مناطق با تنش کم ناشی از پدیده قوس زدگی در دره‌های تنگ و فرورفتگی‌های محلی در پروفیل و موارد مشابه
- ۲- انتقال تنش از هسته به پوسته

## ۳- سابقه و انگیزه تحقیق

اثر پدیده قوسی زدگی ناشی از دره تنگ در مقطع عرضی سد در سال ۱۹۷۳ (Lefebvre, et al, 1973) بررسی شده است. در این بررسی‌ها سد همگن و عملاً پدیده به صورت دو بعدی (در مقطع طولی سد) تحلیل شده است. اثر پدیده انتقال تنش ناشی از تفاوت مدول‌های پوسته و هسته در سال ۱۹۷۶ (Kulhawy, Gurtowski, 1976) به صورت دوبعدی و در مقطع عرضی سد تحلیل شده است. بررسی اثر همزمان دو عامل برای یک سد غیر همگن احداث شده در دره تنگ یک تحلیل سه بعدی است و به طور دقیق از بررسی‌های گذشته قابل دستیابی نیست. با توجه به اینکه حالت مذکور محتمل است (مانند سد مارون)، بررسی سه بعدی این پدیده در مسائل سدسازی کشور می‌تواند مفید واقع گردد که این موضوع انگیزه‌ای برای تحقیق را فراهم آورد. در ادامه ابتدا شرح مختصری از تحلیل‌ها و نتایج مطالعات گذشته ارائه می‌گردد و سپس نتایج تحلیل سه بعدی این پدیده گزارش می‌شود.

## ۴- تحلیل انتقال نقش سدها در دره‌های تنگ (V شکل)

این تحلیل در سال ۱۹۷۳ توسط لفر و همکاران (Lefebvre, et al, 1973) با استفاده از المان محدود به صورت سه بعدی برای سدهای همگن انجام پذیرفت و امکان تحلیل دوبعدی سدها را در دره‌های V شکل با توجه به دقت آن‌ها بررسی نمود. برای این کار نتایج تحلیل کرنش مسطح مقطع عرضی و نتایج تحلیل‌های کرنش و تنش مسطح مقطع طولی با نتایج تحلیل سه بعدی مقایسه شدند.

قابل ذکر است تحلیل فوق تنها اثر دره را در نظر گرفته است چون سدهایی که تحلیل شده‌اند همگن بوده و بالطبع اثر پوسته بر هسته وجود ندارد. اما نکته بسیار مهم این تحلیل بدست آوردن ماکزیمم زاویه دره است که می‌توان اثر دره را نادیده گرفت و تحلیل را دوبعدی و در مقطع عرضی (قوس زدگی هسته به پوسته) انجام داد.

**۴-۱- فرضیات تحلیل:** تحلیل‌های انجام شده برای سد در دره‌های V شکل با شیب‌های متفاوت می‌باشد. شیب‌ها به صورت افقی به قائم عبارتند از ۱ به ۱ (۴۵ درجه)، ۳ به ۱ (۱۸/۴ درجه) و ۶ به ۱ (۹/۵ درجه). شیب شیروانی سد در مقطع عرضی در هر سه حالت ۲/۵ به ۱ و ارتفاع سد ۴۹ متر (۱۶۰ فوت) در نظر گرفته شده است. در تحلیل دوبعدی کرنش مسطح المان‌های چهاروجهی با هندسه اختیاری و در تحلیل سه بعدی المان‌های ۸ گره‌ای ایزوپارامتریک استفاده شده‌اند. تغییر مکان‌ها به صورت خطی، خواص مصالح به صورت الاستیک خطی با مدول یانگ  $9580 \text{ kpa}$  ( $E=100 \text{ tons/ft}^2$ )، ضریب پواسون  $\nu=0.4$  و وزن مخصوص  $19.6 \text{ KN/m}^3$  (125 PCF) در نظر گرفته شده است.

**۴-۲- نتایج تحلیل سه بعدی:** مقادیر تنش‌ها ( $\sigma_1, \sigma_3, \tau_{\max}$ ) و تغییر مکان‌ها (قائم و افقی) در مقطع عرضی تحلیل سه بعدی برای هر سه حالت شیب دره محاسبه شده و به صورت زیر جمع‌بندی می‌شوند.

۱- اگرچه مقادیر  $\sigma_1$  در قسمت بالایی سد در هر سه حالت خیلی به هم نزدیک است ولی مقادیر مذکور در نزدیکی کف سد برای دره تنگ‌تر کمتر می‌باشد که نشانگر اهمیت زاویه پروفیل دره برای پدیده قوس زدگی است.

۲- مقادیر  $\sigma_3$  و  $\tau_{\max}$  نیز بیان گر حالات مشابه ردیف یک است یعنی در پایین سد کاهش تنش با افزایش شیب دیواره همراه است.

۳- نشست یا تغییر مکان قائم با افزایش شیب کاهش می‌یابد که این نشانگر پتانسیل قوی برای تکیه کردن سد به دیواره با شیب تند دره می‌باشد.

۴- شیب تند دیواره عامل محدودکننده جابجایی افقی می‌باشد.

۵- نتایج مقطع طولی نیز نشانگر قوس زدگی ناشی از زاویه دیواره دره بودند. بدین صورت که کمترین مقادیر  $\sigma_1$  در حالت تندترین شیب بدست می‌آید

**۴-۳- نتایج تحلیل دوبعدی و مقایسه آن با تحلیل سه بعدی:** علاوه بر تحلیل سه بعدی، تحلیل دوبعدی نیز انجام گردید. تحلیل کرنش مسطح برای مقطع عرضی و تحلیل کرنش مسطح و تنش مسطح برای مقاطع طولی انجام گرفته است. هندسه و مشخصات فنی سد در این تحلیل‌ها همانند تحلیل سه بعدی اختیار شده است.

مقایسه نتایج، پایه‌ای برای تشخیص دقت تحلیل دوبعدی در دره‌های V شکل را تشکیل می‌دهد که بصورت زیر جمع‌بندی می‌شوند.

۱- برای سدهای واقع در دره‌های با شیب دیواره ۳ به ۱ یا ملایم‌تر تحلیل کرنش مسطح مقطع عرضی ماکزیمم با دقت قابل قبولی نتایج را ارائه می‌دهد ولی برای سد واقع در دره با شیب دیواره تند، مانند شیب ۱ به ۱ نتایج بدلیل مسئله قوس زدگی دقت کمی خواهند داشت.

۲- تحلیل تنش مسطح مقطع طولی ماکزیمم نتایج دقیقی را به دست نمی‌دهد. تفاوت مابین مقادیر بدست آمده از این تحلیل و تحلیل سه بعدی برای هر سه حالت شیب دیواره دره کاملاً زیاد است.

۳- تحلیل کرنش مسطح مقطع طولی ماکزیمم نتایج نسبتاً دقیقی برای هر سه حالت شیب دیواره بدست می‌دهد.

### ۵- تحلیل اثر پوسته بر هسته (عامل انتقال تنش از هسته)

تحلیلی که در اینجا گزارش می‌شود در سال ۱۹۷۶ توسط کول‌هاوی و گورتوسکی (Kulhawy, Gurtowski, 1976) انجام شد. این تحلیل بر پایه المان محدود با استفاده از روابط هذلولی غیر خطی و مدول‌های مماسی، ضریب پواسون مماسی وابسته به تنش و عملکرد ساخت مرحله‌ای برای شبیه‌سازی لایه‌های قرار داده شده در خاکریز می‌باشد.

#### ۱-۵- فرضیات تحلیل:

خصوصیات مصالح برای پوسته و قسمت‌های انتقالی از منحنی تنش و کرنش خاک‌های تیز گوشه و سنگ‌های خرد شده و با استفاده از نتایج آزمایش سه محوری زه کشی شده استخراج شده‌اند. برای هسته این اعداد از یک سری آزمایش‌های زه کشی نشده تحکیم نیافته روی نمونه‌های سیلت رسی ماسه‌ای نیمه‌اشباع متراکم شده به دست آمده‌اند.

تحلیل دوبعدی (کرنش مسطح) سد با استفاده از مقطع عرضی ماکزیم آن برای یک سد طولانی با مقطع یکنواخت می‌تواند دقیق باشد و نیاز به تحلیل سه بعدی برای به دست آوردن تنش‌ها و جابجایی نمی‌باشد. کرنش مسطح برای سدی که در یک دره تنگ قرار دارد مناسب نمی‌باشد زیرا مقطع عرضی اثرات قوس‌زدگی پروفیل دره را نشان نمی‌دهد. بر این اساس برای تشخیص اثرات تغییر خواص مصالح و تغییر هندسه سد بر انتقال تنش و پتانسیل ترک خوردگی، ۱۴ سد با خصوصیات مختلف به صورت کرنش مسطح تحلیل شدند. همچنین بیان شد برای سدهای در دره V شکل در صورتی که شیب دره‌ها ۳ به ۱ یا کمتر باشد محاسبات بیانگر تحلیل سه بعدی نیز می‌تواند باشد ولی برای شیب ۱ به ۱ دیواره دره محاسبات چندان دقیق نیست و تنش قائم در هسته در تحلیل سه بعدی ممکن است کمتر باشد.

#### ۲-۵- نتایج تحلیل بررسی اثر پوسته بر هسته:

به طور کلی نتایج بیان‌گر تاثیر مهم خواص مصالح بر میزان انتقال تنش می‌باشد که به صورت زیر بیان می‌گردند.

- ۱- شیب تند سد باعث افزایش انتقال تنش می‌شود
- ۲- هسته‌های قائم نازک (شیب تند) باعث انتقال تنش بیشتر می‌شود.
- ۳- اثر شیب هسته در هسته‌های مایل کم است ولی هسته‌های مایل نازک تر باعث افزایش انتقال تنش می‌شود.
- ۴- در پوسته‌های متراکم حتی تا ۵۰ درصد هم انتقال تنش اتفاق می‌افتد.

### ۶- تحلیل سه بعدی انتقال تنش

تحلیل سه بعدی انجام شده در سال ۱۳۷۶ (عباس توللی، ۱۳۷۶)، اثر هر دو عامل دره و پوسته را بر هسته نشان می‌دهد چون سدهای تحلیل شده در این تحقیق غیرهمگن بوده و عرض دره نیز متغیر در نظر گرفته شده است.

نکته مهم و قابل توجه این است که قوس‌زدگی ناشی از دره تنگ تنها به زاویه دیواره دره وابسته نیست زیرا هرچند شیب دیواره تند باشد در صورتی که فاصله دو دیواره (عرض دره) زیاد باشد این اثر کاهش می‌یابد. به این دلیل برای بررسی قوس‌زدگی در جهت محور طولی سد علاوه بر شیب دره عامل دیگری به نام عرض دره در محاسبات لحاظ شده است.

۱-۶- **خصوصیات و فرضیات تحلیل:** برای شیب دیواره دره، دو زاویه نسبت به افق که عبارتند از ۴۵ و ۷۰ درجه در نظر گرفته شده است. تحلیل برای عرض‌های متفاوت دره که عبارتند از ۱۰، ۵۰، ۱۰۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ متر انجام شده است. خصوصیات بدنه سد و خواص مصالح آن به ترتیب در جداول ۱-۶-۱ و ۱-۶-۲ آورده شده است.

ارتفاع سد (متر)	شیب (افقی به یک قائم)		عرض (متر)	
	بدنه	هسته	تاج سد	تاج هسته
۱۰۰	۲/۵	۰/۲	۱۴	۶
				۴

جدول ۱-۶-۱: خصوصیات بدنه سد در تحلیل سه‌بعدی



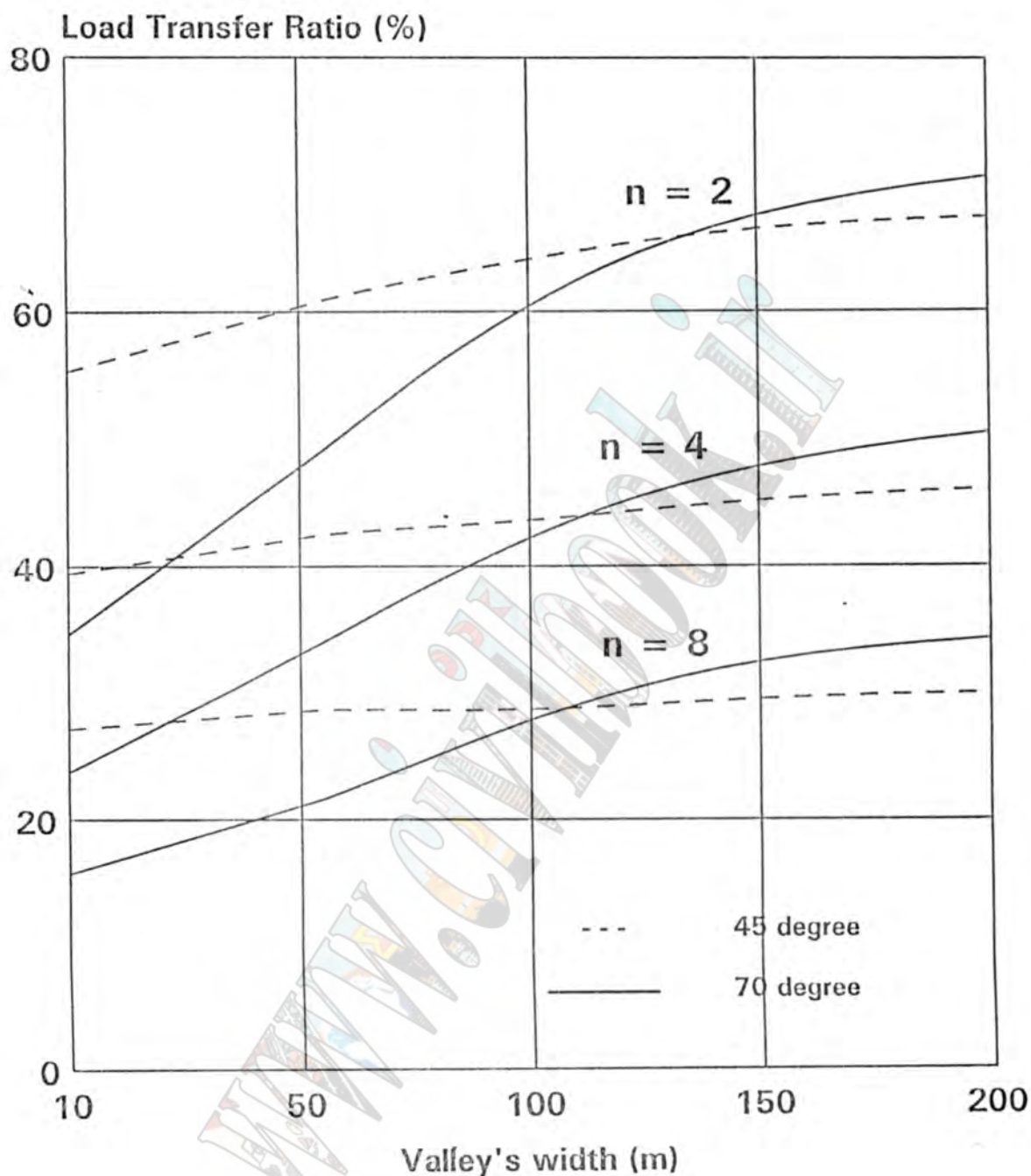
ضریب پوواسون	مدول یانگ (Mpa)	جرم مخصوص (Kg/m <sup>3</sup> )	خصوصیات مکانیکی اجزاء سد
۰/۴	۵	۲۰۶۰	هسته
۰/۴	۴۰ و ۲۰ و ۱۰	۲۱۸۰	پوسته
۰/۴	۳۲ و ۱۶ و ۸	۲۱۲۰	لایه‌های انتقالی

جدول ۶-۱-۲: خواص مصالح بدنه سد در تحلیل سه‌بعدی

این تحلیل با استفاده از برنامه کامپیوتری الگور (Algor) انجام شده است. المان‌ها به صورت ۸ گره‌ای مکعبی و خواص مصالح به صورت الاستیک خطی در نظر گرفته شده‌اند. همچنین همانطور که در جدول ۶-۱-۲ مشخص است مدول یانگ پوسته مقادیر ۱۰، ۲۰ و ۴۰ مگاپاسکال و مدول یانگ لایه‌های انتقالی ۸۰ درصد مدول یانگ پوسته در نظر گرفته و عملاً این تحلیل برای سه مقدار  $n = E_s/E_c$  متفاوت ۲، ۴ و ۸ انجام شده است.

در تفسیر نتایج، نسبت انتقال تنش (Load Transfer Ratio) به صورت  $\sigma_1/\gamma h$  تعریف می‌گردد. کاهش  $\sigma_1$  نسبت به  $\gamma h$  بیانگر انتقال تنش است. برای به دست آوردن عددی به عنوان نسبت انتقال تنش در هسته یک سد مقادیر نزدیک به تاج و پایه سد حذف می‌شوند و مقادیر مربوط به ۳۰ تا ۷۰ درصد ارتفاع مد نظر قرار گرفته و میانگین آن‌ها به عنوان یک نسبت انتقال تنش واحد در نظر گرفته می‌شود.

**۶-۲- نتایج:** به طور کلی نتایج بدین صورت به دست می‌آیند که با افزایش عرض دره تنش قائم در هسته رسی افزایش یافته تا حدی که دیگر با افزایش عرض دره تنش قائم ثابت می‌ماند و این بیانگر آن است که اثر دره حذف شده است و تنها عامل انتقال تنش، پوسته می‌باشد که هر چه اختلاف مدول یانگ هسته و پوسته بیشتر باشد، انتقال تنش بیشتر می‌شود. کلیه نتایج این تحلیل در نمودار ۶-۲-۱ خلاصه شده است.



نمودار ۶-۲-۱: تغییرات نسبت انتقال تنش ( $\sigma_1/\gamma h$ ) برای زوایای مختلف دیواره دره

این نمودار برای خواص مختلف هسته و پوسته، زوایای مختلف دیواره دره و عرض‌های متفاوت دره می‌تواند نسبت انتقال تنش را در هسته رسی سدهای خاکی و سنگریزه‌ای بیان نماید. با دقت و تامل در نمودار مذکور می‌توان مطالب تحلیل سه بعدی انتقال تنش را به دست آورد که در زیر به چند مورد آن اشاره می‌شود.

۱- اگر زاویه دیواره دره ۴۵ درجه باشد:

۱-۱- در حالت‌های ۸ و  $n=4$  با افزایش عرض دره از ۵۰ متر تنش‌های قائم هسته با آهنگ بسیار کمی اضافه می‌شوند ولی برای  $n=2$  که مدول هسته و پوسته تفاوت زیادی ندارند اثر عرض دره افزایش یافته و مشاهده می‌شود که با افزایش عرض دره از ۱۲۰ متر است که آهنگ افزایش تنش قائم هسته ناچیز می‌شود یا به عبارتی با افزایش عرض دره از ۱۲۰ متر، تنها عامل انتقال تنش از هسته فقط پوسته می‌باشد.

۱-۲- در حالت  $n=8$ ، در حدود ۷۰ درصد انتقال تنش ناشی از اثر پوسته است و این مقدار در حالت  $n=4$  به حدود ۵۵ درصد می‌رسد و همانگونه که در نمودار ۶-۲-۱ مشخص است برای دو حالت مذکور اثر عرض دره ناچیز است. ولی در حالتی که  $n=$  باشد اثر عرض دره بیشتر از دو حالت قبل می‌باشد.

۲- اگر زاویه دیواره دره ۷۰ درجه باشد:

۲-۱- برای هر سه حالت ۸ و ۴ و  $n=2$ ، با افزایش عرض دره از ۱۵۰ متر آهنگ افزایش تنش قائم هسته بسیار ناچیز می‌شود (بعد از آن حد، عامل انتقال تنش از هسته فقط پوسته می‌باشد).

۲-۲- در هر سه حالت  $n$ ، اثر عرض دره بسیار تعیین کننده است و در دره‌های تنگ با عرض کمتر از ۵۰ متر، در حدود ۷۵ درصد تنش قائم هسته انتقال پیدا می‌کند.

۳- تنش قائم هسته سد در دره به عرض ۱۰ متر برای زاویه دیواره دره ۴۵ درجه بیش از ۷۰ درجه است زیرا زاویه ۷۰ درجه دیواره، در انتقال تنش موثرتر است. با اضافه شدن عرض دره تفاوت کاهش پیدا می‌کند و در عرض دره ۱۱۰ متر، برای هر دو حالت زاویه دیواره دره، نسبت انتقال تنش یکسان مشاهده می‌شود.

البته برای به دست آوردن میزان انتقال تنش در هسته رسی یک سد خاص با داشتن نسبت مدول یانگ مصالح ( $n$ )، زاویه دیواره دره و عرض دره می‌توان میزان انتقال تنش را از نمودار مذکور بصورت کمی بدست آورد و آن را برای مقاصد مختلف مورد استفاده قرار داد.

## سپاسگزاری

نگارنده دوم از آقای مهندس صابر اکبرنیا مدیرعامل شرکت عمرانی و صنعتی پارس گرما بخاطر فراهم آوردن امکانات و فضای نگارش مقاله حاضر سپاسگزاری می‌کند.

## مراجع

- (۱) عباس توللی (۱۳۷۶)، "بررسی پدیده انتقال تنش در هسته رسی سدهای خاکی احداث شده در دره‌های تنگ"، پایان نامه کارشناسی ارشد دانشکده فنی دانشگاه تهران
- 2) Kulhawy, Gurtowski, (Sept.1976), "Load Transfer and Hydraulic Fracturing in Zoned Dams", J. Geot. Eng. Div. - No. GT9. - PP. 963 - 967.
- 3) Lefebvre, Duncan and Wilson (July 1973), "Three Dim. Finite Element Analyses of Dams" J. Soil Mech. & Foundation Div. - No SM7 - PP. 495 - 507.

## زمان محتمل برای وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی

علی قنبری<sup>1</sup>

### چکیده :

هسته رسی سدهای خاکی و سنگریزه‌ای محیطی است که در آن دو فاز جامد و مایع در تقابل قرار می‌گیرند. افزایش بیش از حد فشار آب موجود در ترکها باعث ایجاد و گسترش ترک خوردگی در توده رسی می‌گردد. این فرآیند به نام شکست هیدرولیکی نامگذاری شده و یکی از خطرناکترین پدیده‌های خرابی در سدهای خاکی می‌باشد. نتایج این نوشتار حاکی از آن است که غالباً فرآیندهایی که منجر به خرابی سد در اثر شکست هیدرولیکی می‌شوند در جریان ساخت و آبرگیری اولیه مخزن بروز می‌کنند و بنابراین محتمل‌ترین زمان وقوع شکست هیدرولیکی برای سدهای خاکی اولین آبرگیری از سد می‌باشد. مطالعه موارد وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی همین نظر را تأیید می‌کند. خطر وقوع شکست هیدرولیکی وقتی که مخزن سد با سرعت بالایی آبرگیری می‌شود به مراتب بیشتر از حالتی است که آبرگیری با سرعت پائینی انجام شود. بر اساس نتایج این نوشتار بعد از آبرگیری اولیه احتمال وقوع شکست هیدرولیکی بسیار ضعیف می‌باشد.

### کلمات کلیدی :

شکست هیدرولیکی ، ترک هیدرولیکی ، سدهای خاکی ، ترک خوردگی ، خرابی ، فرسایش

<sup>1</sup> دانشجوی دکتری دانشگاه صنعتی امیرکبیر تهران- مهندسین مشاور قدس نیرو - Aqanbari@ghods -niroo.com

## ۱- مقدمه

در یک محیط خاکی اگر فشار آب با غلبه بر تنش موثر موجب ایجاد و یا گسترش ترک در توده خاک گردد، اصطلاحاً گفته می‌شود که در خاک ترک هیدرولیکی اتفاق افتاده و این پدیده را شکست هیدرولیکی می‌نامند. هسته سدهای خاکی و سنگریزه‌ای محیطی است که در معرض ترک خوردگی ناشی از این پدیده قرار دارد و از آنجایی که در این نوع سدها هسته نقش آب‌بندی را به عهده دارد، هرگونه ترک خوردگی و یا فرسایش درونی در آن می‌تواند منجر به اختلال در عملکرد سد و یا انهدام کامل آن گردد، که در مورد اخیر خطرات زیان باری متوجه پائین دست سد می‌باشد.

از سوی دیگر در غالب سدهایی که در اثر این پدیده مخرب دچار خرابی شده‌اند، پائین دست سد هیچ علامت هشداردهنده‌ای از خود نشان نداده است و یا اینکه فاصله بین بروز علائم مذکور و خرابی سد به قدری کوتاه بوده که عملاً عملیات موثری برای جلوگیری از خرابی صورت نگرفته است. با تفاسیر فوق شناسایی مکانیزم‌های مختلف خرابی توسط این پدیده و همچنین زمان محتمل در وقوع مکانیزم‌های مذکور ضروری به نظر می‌رسد.

در این نوشتار راهکار موردنظر برای پیش‌بینی زمان خرابی بدین صورت انتخاب شده است که ابتدا عوامل موثر در ایجاد ترک هیدرولیکی و همچنین عوامل زمینه ساز این پدیده مورد بررسی واقع شده و سپس بر مبنای شرایط مختلف ساخت، آبرگیری و بهره‌برداری سدهای خاکی و امکان وقوع هر یک از این عوامل در آن شرایط زمان محتمل برای ایجاد ترک هیدرولیکی در سد تخمین زده می‌شود.

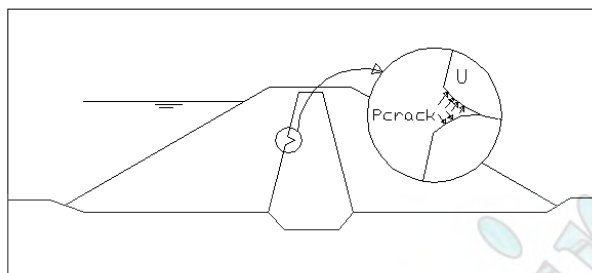
## ۲- عوامل موثر در ایجاد شکست هیدرولیکی

شکست هیدرولیکی به واسطه غلبه فشار آب بر تنش موثر در یک توده خاکی، ایجاد می‌شود. بنابراین هر عاملی که فشار سیال را تقویت نماید و یا موجب کاهش سطح تنش موثر گردد و یا اینکه بطور موضعی در خاک فرسایش ایجاد نماید، زمینه‌ساز بروز ترک هیدرولیکی می‌باشد. هم‌اکنون هر یک از این سه عنوان را مورد بررسی قرار می‌دهیم و نهایتاً با استناد به این مباحث به تخمین زمان محتمل در وقوع شکست هیدرولیکی می‌پردازیم.

### ۲-۱- فشار سیال چگونه افزایش می‌یابد؟

همانگونه که گفته شد، اگر فشار سیال در یک توده خاکی اضافه شود، احتمال بروز ترک هیدرولیکی افزایش می‌یابد. با این حال این نکته باید مورد توجه قرار گیرد که منظور از فشار سیال، فشار آب منفذی نمی‌باشد و بلکه فشار سیالی که بر دیواره ترک اولیه توده خاک وارد شده و سعی دارد این ترک را گسترش دهد، موردنظر می‌باشد. در این ارتباط شکل (۱) به تشریح جزئیات مذکور اختصاص یافته و فشار موردنظر با علامت  $P_{crack}$  نشان داده شده است. واضح است که این فشار در اثر آبرگیری مخزن افزایش یافته و بواسطه تخلیه مخزن کاهش می‌یابد، بنابراین ارتفاع آب مخزن تعیین‌کننده مقدار آن می‌باشد.





شکل (۱) - توسعه ترک توسط فشار سیال در وجه بالادست هسته سدهای خاکی و سنگریزه‌ای

در صورتیکه مدت زیادی از آبگیری مخزن سد گذشته باشد، شرایط تراوش پایدار (Steady Seepage) در هسته برقرار شده و لذا بین فشار آب حفره‌ای داخل هسته و فشار سیال وارد بر وجه بالادست هسته، در مرز بین هسته و پوسته تفاوتی نیست و به همین دلیل امکان گسترش ترک منفی می‌گردد.

## ۲-۲- سطح تنش موثر خاک چگونه کاهش می‌یابد؟

کاهش سطح تنش موثر در توده خاک باعث می‌شود که فشار لازم برای ایجاد و توسعه ترک کاسته شود. به عبارت دیگر توده‌ای که از سطح تنش موثر بالایی برخوردار است به راحتی دچار ترک هیدرولیکی نمی‌گردد و عمدتاً جاهایی از توده

که به دلیلی خاص دچار کاهش سطح تنش موثر شده‌اند در خطر ترک خوردگی هستند. عناوین مهمترین عوامل موثر در کاهش سطح تنش توده خاک به قرار زیر می‌باشد:

- نشست‌های مختلفی
- نشست بالادست در آبگیری اولیه
- قوس زدگی
- ترک خوردگی

نشست مختلفی می‌تواند در اثر شیب تند تکیه‌گاهها، اختلاف جنس مصالح پی، وجود یک سازه ناهمگن در داخل بدنه و یا ناهمگنی توزیع آب مخزن در پی سد، بوجود آید. همچنین در جریان اولین آبگیری، پوسته و بخشی از هسته که آب در آن نفوذ کرده است به علت حضور آب و اشباع شدن، نشست می‌کنند. این پدیده باعث می‌شود که اندکی تاج سد به طرف بالادست کج شده و در همین حال ترکهایی در وجه پائین دست هسته سد بروز کند.

در ارتباط با قوس زدگی نیز بطور خلاصه می‌توان گفت که در سدهای خاکی عموماً مصالح هسته از سختی کمتری برخوردار هستند و در نتیجه هسته تلاش می‌کند که تنش‌های خود را به پوسته منتقل کرده و از تنش کمتری برخوردار شود. این پدیده قوس زدگی نامیده می‌شود و منجر به ایجاد یک ناحیه کم تنش در میانه هسته می‌گردد. برای سدهای خاکی سه صورت مختلف از قوس زدگی امکان‌پذیر است، قوس زدگی عرضی، طولی و موضعی. قوس زدگی عرضی بین پوسته و هسته اتفاق می‌افتد و ناشی از

اختلاف جنس مصالح این دو قسمت می‌باشد. قوس زدگی طولی معمولاً زمانی اتفاق می‌افتد که دره از شیب تندی برخوردار بوده و حالت V شکل داشته باشد. در این صورت بین دو تکیه گاه سد، قوس تشکیل شده و میزان تنش در بدنه خاکریز کاهش می‌یابد. نهایتاً قوس زدگی موضعی در محل ناهمواریهای پی و محل اتصال هسته با سازه‌های بتنی نظیر کالورت اتفاق می‌افتد. در این نواحی بطور محلی میزان تنش کاهش می‌یابد.

در هریک از مکانیزم‌های فوق اگر کاهش سطح تنش به حدی باشد که توده خاک دچار تنش کششی بیش از مقاومت خاک گردد، وقوع ترک خوردگی محتمل است. همچنین برخی اوقات در سدهایی که روی پی آبرفتی ساخته شده‌اند، نشست پی منجر به وقوع ترک خوردگی در بدنه می‌گردد. علاوه بر این در اثر تابش خورشید، گاهی بدنه سدهای خاکی دچار خشک‌شدگی و متعاقب آن ترکهای انقباض می‌گردد.

### ۲-۳- خرابی موضعی چگونه اتفاق می‌افتد؟

منظور از خرابی موضعی بروز فرسایش در یک ناحیه محلی ضعیف از خاکریز می‌باشد. در سدهای خاکی دو گونه از فرسایش درونی قابل تصور می‌باشد، فرسایش مکانیکی و فرسایش شیمیایی.

واگرایی (Dispersivity) در خاکهای رسی نوعی فرسایش شیمیایی است که ناشی از شرایط خاص شیمیایی ذرات رس بوده و در اثر آن دانه‌های رس از همدیگر جدا شده و فرسایش می‌یابند. وقوع واگرایی در هر کجای بدنه سد باشد، موجب می‌شود که یک نقطه ضعیف و مستعد ترک خوردگی ایجاد شود و لذا بدین جهت ممکن است در بروز ترک هیدرولیکی مشارکت داشته باشد.

همچنین رگاب (Piping) نوعی فرسایش مکانیکی است که به علت جابجایی ذرات ریز به واسطه گرادیان بالای آب صورت می‌پذیرد. در رگاب زه آب روی سطوح تنش صفر، دانه‌ها را از جاکنده و جابجا می‌کند. این عمل باعث می‌شود که در مراحل اول ترکهای کوچکی در درون توده ایجاد شود و از آنجایی که برای وقوع ترک هیدرولیکی وجود یک ترک اولیه ضروری است، بدین جهت رگاب می‌تواند مقدمه‌ای برای وقوع شکست هیدرولیکی شود.

نوع دیگری از خرابی‌های موضعی، نشست ناشی از کاهش حجم خاکهای رمبنده (Collapsible) است. استفاده از خاکهای رمبنده در هسته سدهای خاکی ممکن است منجر به ایجاد نواحی ضعیف و کاهش حجم یافته در بدنه گردد. همچنین در جریان عملیات تراکم لایه‌های خاکریز سد، این احتمال وجود دارد که بخش کوچکی از یک لایه با تراکم مناسبی جاسازی نشود و یا اینکه به صورت خشک متراکم شود. در این موارد پس از آبیگری مخزن و رسیدن جریان آب به این ناحیه ضعیف، بخش مذکور به علت قابلیت تراکم‌پذیری بالا بصورت موضعی نشست می‌کند و در نتیجه باعث ایجاد یک ترک محلی پنهان در درون توده خاک می‌گردد. نهایتاً این ترک ضمن کوتاه‌تر کردن مسیر زه و در نتیجه افزایش گرادیان هیدرولیکی، یک ناحیه کم تنش را فراهم می‌کند که برای بروز شکست هیدرولیکی می‌تواند زمینه‌ساز گردد.

در صورتیکه اتصال هسته به پی سنگی از آب‌بندی مناسبی برخوردار نباشد، پس از آبیگری مخزن به مرور زمان یکی یا ترکیبی از مکانیزم‌های خرابی مورد بحث در این نوشتار ممکن است ایجاد خرابی موضعی نموده و نهایتاً منجر به خرابی کلی سد گردد.

### ۳- تخمین زمان محتمل برای وقوع شکست هیدرولیکی

در بخشهای قبلی این نوشتار عوامل موثر در ایجاد شکست هیدرولیکی مورد توجه واقع شد، هم اکنون مراحل مختلف ساخت و بهره‌برداری از سدهای خاکی عنوان شده و متعاقب آن با استفاده از زمان محتمل در وقوع هریک از عوامل خرابی به

پیش‌بینی زمان وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی می‌پردازیم. در همین راستا دوره ساخت سد، اولین آنگیری از مخزن سد، ایجاد تراوش پایدار در هسته و تخلیه سریع مخزن مورد توجه واقع می‌گردد.

### ۳-۱- آیا فشار آب حفره‌ای در طول ساخت سد می‌توان ترک ایجاد کند؟

در جریان ساخت سد قاعدتاً مخزن هنوز آنگیری نشده است و بنابراین بدین لحاظ فشار آبی برای وقوع شکست هیدرولیکی وجود ندارد، با این حال در اثر تراکم لایه‌های خاک و کاهش حجم فضای خالی بین دانه‌ها، آب مورد استفاده در حین اجرا موجب ایجاد گونه‌ای فشار آب حفره‌ای می‌گردد و نهایتاً ممکن است بطور موضعی ترک‌هایی در داخل بدنه بدین لحاظ ایجاد شود. با افزایش ارتفاع سد این ترکها تحت تنش بیشتری از طرف خاک قرار گرفته و غالباً بسته می‌شوند. با این حال ترکهای دیگری در حین اجرا به دلیل نشست‌های اختلافی ممکن ایجاد شود که در بخش (۳-۵) مورد توجه واقع شده است.

### ۳-۲- اگر در مصالح پی ضعیفی وجود داشته باشد!

بعضی از پی‌ها که از ماسه پوک تشکیل شده‌اند ممکن است تحت فشارهای استاتیکی دچار فروریزش (ریمبندگی) شوند. این گونه پی‌ها بارهای وارده هنگام ساختمان سد را تحمل کرده و سپس هنگام اشباع شدن در اولین آنگیری مخزن دچار نشست شده و یا فرو می‌ریزند. همچنین انحلال مصالح و سیمان بین دانه‌های پی به درون درز و ترکها و یا حفرات سنگهای پیرامون نیز می‌تواند باعث ایجاد مناطق ضعیف در پی گردد.

در موارد مذکور این خطر وجود دارد که سد دچار نشست‌های ناهمگن فوق‌العاده شده و احیاناً در بخش ناتراوی آن ترک خوردگی ایجاد شود. این ترکها با افزایش ارتفاع آب مخزن بازتر شده و ممکن است منجر به شکست هیدرولیکی هسته در اولین آنگیری گردند.

### ۳-۳- کاهش سطح تنش، آیا بعد از آنگیری اولیه هم ادامه می‌یابد؟

همانگونه که در بخشهای قبلی گفته شد، یکی از سه رکن اصلی تدارک شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی کاهش سطح تنش می‌باشد. عوامل ایجاد کاهش سطح تنش در بخش (۲-۲) عنوان گردید. با بروز اجزای موارد مذکور این نتیجه‌گیری حاصل می‌گردد که عمدتاً کاهش سطح تنش در پایان ساخت سد و حداکثر پس از آنگیری و نفوذ آب به پی می‌بایست اثرات خود را نشان دهد. بنابراین زمان محتمل در این ارتباط اولین آنگیری از مخزن سد می‌باشد.

### ۳-۴- تغییر شکلهای تابع زمان، پس از آنگیری کامل مخزن

تنها فرآیند قابل تصور در ایجاد تغییر شکلهای تابع زمان در محیطهای خاکی تحکیم است، که در جریان آن تغییر شکل‌های تابع زمان ناشی از زائل شدن تدریجی فشار آب حفره‌ای به وقوع می‌پیوندد. اگر پی از مصالح ریزدانه نفوذناپذیر تشکیل شده باشد پس از احداث سد نشست‌ها همچنان ادامه می‌یابند. مقدار و مدت زمان این نشست‌ها تابع نفوذپذیری خاک است. اگر یک بخش از پی از مصالح نفوذناپذیر و بخش دیگر از مصالح نفوذپذیر تشکیل شده باشد، نشست‌های مذکور منجر به ایجاد نواحی کم تنش و یا ترک خوردگی در بدنه می‌گردند. این فرآیند قابل تصور است که مدت‌ها پس از آنگیری کامل مخزن مقدار نشست‌های اختلافی ناشی از تحکیم به قدری سطح تنش را کاهش دهند که هسته را دچار شکست هیدرولیکی کنند.

### ۳-۵- سرعت ساخت، سرعت آنگیری، تخلیه سریع

وقتی یک سد با سرعت زیادی ساخته و سریعاً آنگیری شود، مصالح هسته فقط مقدار کمی از تحکیم‌یافتگی را تجربه کرده‌اند و از طرف دیگر تراوش در هسته نیز بصورت کامل صورت نگرفته و لذا مصالح هسته در حالت زهکشی نشده و تحکیم‌نیافته با فشار آب مخزن مواجه می‌شوند. از طرف دیگر اگر سدی با سرعت نسبتاً آهسته‌ای ساخته شده و مخزن آن هم تدریجاً آنگیری

شود، مصالح هسته آن تحکیم یافته تر و شرایط تراوش پایدار در هسته بیشتر قابل حصول است. بنابراین در این شرایط مصالح هسته در حالت زهکشی شده و تحکیم یافته با فشار آب مخزن مواجه می شوند.

از آنجایی که آزمایشهای تجربی (Lo and Kaniaru, 1990) نشان می دهد که فشار لازمه برای شکست هیدرولیکی در حالت تحکیم یافته و اشباع شده بیشتر از حالت تحکیم نیافته و اشباع نشده است، بنابراین سرعت بالای ساخت و آبیگری هر دو موجب افزایش احتمال بروز ترک هیدرولیکی می گردند.

از طرف دیگر هر چه از زمان آبیگری سد می گذرد مصالح مقاومت بیشتری در مقابل شکست هیدرولیکی می یابند. بنابراین شرایط تراوش پایدار و تخلیه سریع مخزن از آبیگری اولیه به لحاظ شکست هیدرولیکی ایمن تر هستند.

### ۳-۶- زمان کمترین مقاومت خاک در مقابل شکست هیدرولیکی

محققین برای تخمین مقاومت خاک در مقابل شکست هیدرولیکی آزمایشهای تجربی زیادی ابداع کرده اند که یکی از کامل ترین این تحقیقات مربوط به (Lo and Kaniaru, 1990) می باشد. نشان داده شده است که مقاومت خاک در مقابل شکست هیدرولیکی تابع خطی تنش همه جانبه می باشد. با این حال نمونه های تحکیم یافته اشباع شده مقاومت بیشتری از نمونه های تحکیم نیافته اشباع نشده نشان داده اند. ولی از هر دو این ها کمتر مقاومت مربوط به نمونه های اشباع شده و تحکیم نیافته می باشد. محققین مذکور شرایط نامطلوب اخیر را کمترین مقاومت خاک در مقابل شکست هیدرولیکی دانسته اند. مکانیزمی که ممکن است این شرایط نامطلوب را در خاک فراهم کند، حالتی است که توده خاک دچار قوس زدگی شده باشد و در اثر آن سطح تنش کاسته شده و تحکیم با درجه مناسبی صورت نگیرد. از طرف دیگر در آبیگری اولیه جریان برقرار شده و توده را اشباع می کند. شرایط اطراف ترانشه سد تتن (Teton) محتملاً از این نوع بوده است. بحث خرابی این سد در بخش های آبی این نوشتار ارائه شده است.

### ۳-۷- فرسایش درونی

بروز هر دو گروه فرسایش های مکانیکی و شیمیایی (واگرایی، رگاب، رهنبدگی و ...) پس از آبیگری از سد قابل تصور است. بطور معمول اگر مصالح هسته از پتانسیل بالای هر یک از فرسایش های مذکور برخوردار باشد، می بایست در یکی دو سال اول بهره برداری از سد اثر خود را نشان دهد. با این حال این احتمال وجود دارد که فرآیند خرابی از سرعت کمی برخوردار بوده و سالها پس از آبیگری مخزن منجر به خرابی نهایی سد گردد.

### ۳-۸- جمع بندی زمان محتمل با استفاده از مطالعات نظری

از مجموع مطالب فوق چنین استنباط می گردد که احتمال اصلی بروز شکست هیدرولیکی سالهای اولیه بهره برداری از سد می باشد. هر چند که وجود شرایطی خاص در ناهمگنی پی و یا فرسایش درونی هسته ممکن است در دراز مدت منجر به شکست هیدرولیکی گردد، ولی احتمال این موارد چندان زیاد نیست.

### ۴- مطالعه سدهای آسیب دیده در اثر شکست هیدرولیکی

در بخش های قبلی این نوشتار بطور نظری عوامل دخیل در بروز شکست هیدرولیکی و زمان محتمل در ایجاد خرابی ناشی از آنها عنوان گردید. هم اکنون شواهدی از گزارشات خرابی در اثر این پدیده در سدهای خاکی را مورد بررسی قرار می دهیم.

مخزن سد دیل دیک (Dale Dyke) در سال (۱۸۶۳) وقتی که برای اولین بار آبیگری می شد به علت وقوع بارندگی شدید، سریعاً پر گردید و متعاقب آن این سد ویران شد. با این حال علت اصلی خرابی توسط (Binnie, 1981) وجود شیب قائم در تکیه گاه و چشمه های بزرگ در پی قلمداد شده است.

بین سالهای ۱۹۵۰ تا ۱۹۶۰ در اوکلاهما و می‌سی‌سی‌پی، ۱۴ سد خاکی کوتاه خراب شده‌اند و گزارشات موجود حاکی از آن است که همه خرابی‌ها بلافاصله بعد از آبیگری سریع مخزن صورت گرفته‌اند و بعلاوه این سدها از مصالح واگرا ساخته شده‌بودند. بر همین مبنا محققین شکست هیدرولیکی و فرسایش درونی را دو مکانیزم محتمل در بروز خرابی دانسته‌اند. (Sherard, 1972) و (Mhatch, 1991)

سد خاکی همگن ویستر (Wister) هم در اثر بارندگی شدیدی سریعاً آبیگری شده‌است. پس از بارندگی، وقتی سطح آب مخزن به میزان چهار متر پائین تر آورده‌شد، سوراخ‌های مربوط به چندین تونل در وجه بالادست نمایان گردید. (Sherard, 1986)

مکانیزم خرابی را شکست هیدرولیکی دانسته‌است.

بخش عظیمی از سد استکتون کریک (Stockton Creek) با ارتفاع ۲۵۴ متر در جریان اولین آبیگری مخزن آن که از سرعت بالایی برخوردار بوده ویران گردیده‌است. (Sherard, 1973) محتمل‌ترین علت خرابی رافرسایش درونی از طریق ترک ایجاد شده توسط نشست‌های اختلافی در نزدیکی شیب قائم دانسته است.

در سال ۱۹۶۵، ساخت سد سنگریزه‌ای هیته‌جووت (Hyttejuvet) در نروژ به پایان رسید ولی متأسفانه هنگامی که مخزن برای اولین بار با سرعت خیلی زیادی آبیگری گردید، حجم آب تراوش یافته از بدنه سد از مقدار مورد انتظار خیلی بیشتر بود و گل آلود بودن آن نیز از شسته شدن مصالح ریزدانه هسته حکایت می‌کرد.

(Kjaernsli and Torblaa, 1968) ضمن بحث پیرامون خرابی مذکور این نتیجه‌گیری را ارائه کرده‌اند که قوس‌زدگی بین هسته و مصالح شنی باعث کاهش تنش قائم در هسته شده و در پی آن فشار آب مخزن ترک هیدرولیکی ایجاد کرده‌است. سد بالدرهد (Balderhead) در انگلستان به آهستگی آبیگری شد ولی قبل از پر شدن مخزن تراوش آب‌های نشی بطور ناگهانی افزایش یافت و پس از تحقیقات بیشتر وجود گودال‌ها و فرورفتگی‌هایی در بدنه سد تأیید گردید. عامل اصلی خرابی نهایتاً روشن نشد ولی از جمله احتمالات به قوس‌زدگی هسته، نشست اختلافی ناشی از ناپیوستگی پی، ناکارآمدی فیلتر پائین‌دست، شکست هیدرولیکی و خرابی موضعی اشاره می‌گردد.

سد داتیلوهور (Djatiluhur) در اندونزی با ارتفاع ۱۱۲ متر قبل از اتمام عملیات ساخت دچار ترک خوردگی شد. این ترک‌ها که تا ۵۰۰ متر طول داشته‌اند در مرز بین هسته و فیلتر پائین دست بروز کرده‌بودند. نهایتاً این ترک‌ها ترمیم و مخزن سد بدون مشکل آبیگری گردید. گفته می‌شود که تجربه این سد حاکی از آن است که احتمال وقوع ترک‌های آشکار در طول عملیات ساخت سد به سرعت ساخت بستگی دارد. در صورتی که عملیات ساخت با سرعت یکنواختی ادامه یابد چه بسا که برخی از ترک‌ها بوجود آمده ولی پنهان بماند و نهایتاً در آبیگری اولیه سد را دچار شکست هیدرولیکی کنند. در حالی که اگر در جریان ساخت سد توقفی در عملیات ساخت صورت می‌گرفت، همین ترک‌های پنهان آشکار شده و ترمیم می‌گشتند. (Sharma, 1991)

و بالاخره خرابی سد خاکی تتن (Teton) در سال ۱۹۷۵ در نگرزاس آمریکا یکی دیگر از شواهد وقوع شکست هیدرولیکی در جریان اولین آبیگری از مخزن سد می‌باشد. این سد در جریان اولین آبیگری مخزن بطور کلی منهدم شد و خسارت وحشتناکی را در مناطق پائین دست بوجود آورد. بحث‌های فراوانی در پیرامون علت خرابی این سد ارائه شده است که بطور خلاصه می‌توان به عدم در نظرگیری فیلتر مناسب، قوس‌زدگی در ترانشه پی و بالاخره شکست هیدرولیکی اشاره کرد. (Independent, 1976)

سد مهاباد در شمال غربی ایران یکی از سدهایی است که تحت تغییر شکل‌های تابع زمان واقع شده‌است. جزئیات این سد خاکی توسط (Seid-Karbasi, 1998) ارائه و نهایتاً این نتیجه‌گیری استحصال گردیده‌است که وقوع حدود ۱/۵ متر نشست قائم و بیش از یک متر جابجایی افقی در طول یک دوره زمانی چند ساله پس از آبیگری سد ناشی از تحکیم خاک و استفاده از مصالح با سختی غیرمتقارن در مقطع سد بوده‌است.



## ۵- جمع بندی نهائی

عوامل موثر در ایجاد شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی مورد بررسی قرار گرفت و زمان محتمل در وقوع هر یک بحث شد. از مجموع مطالعه این نتیجه گیری حاصل می شود که غالباً فرآیندهایی که منجر به خرابی سد در اثر شکست هیدرولیکی می شوند در جریان ساخت و آبدگیری اولیه مخزن بروز می کنند و با توجه به اینکه هر چه از زمان آبدگیری سد می گذرد، خاک از تحکیم یافتگی بیشتری برخوردار می گردد، بنابراین محتمل ترین زمان وقوع شکست هیدرولیکی برای سدهای خاکی اولین آبدگیری از سد می باشد. مطالعه موارد وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی همین نظر را تأیید می کند. در سدهای ذکر شده در این نوشتار اکثر قریب به اتفاق موارد وقوع شکست هیدرولیکی در جریان آبدگیری اولیه و یا مدت زمان کوتاهی بعد از آن اتفاق افتاده است. مطالعه وقوع شکست هیدرولیکی در سدهای خاکی همین نظر را تأیید می کند. خطر وقوع شکست هیدرولیکی وقتی که مخزن سد با سرعت بالایی آبدگیری می شود به مراتب بیشتر از حالتی است که آبدگیری با سرعت پائینی انجام می شود. با این حال اگر یک ناحیه کم تنش در اثر قوس زدگی یا نشست های اختلافی و یا هر مورد دیگری در سد ایجاد شده باشد به رغم آبدگیری آهسته مخزن احتمال وقوع شکست هیدرولیکی در آبدگیری اولیه وجود دارد. همچنین ترکهایی که در طول ساخت ظهور می کنند، اگر سرعت ساخت سد بالا باشد، احتمال اینکه تا قبل از آبدگیری اولیه بسته نشوند وجود دارد و در این صورت نیز وقوع شکست هیدرولیکی در اولین آبدگیری محتمل است.

بر اساس نتایج این نوشتار بعد از آبدگیری تنها در اثر رشد نشست های تحکیمی پی و یا فرسایش درونی هسته احتمال وقوع شکست هیدرولیکی وجود دارد.

## مراجع

- Binnie, G.M.,(1981), "Easly Victorian water engineers", Thomas Telford, London.
- Independent panel. (1976), "failure of teton dam": Report to US. Dept. of Int. stete of Idaho US. govt. printing office, Washington.
- Kjaernsli, B., Torblaa, I., (1968) "Leakage thorough horizontal cracks in the core of Hyttejuvet dam", "N.G.I. Publication, No. 80.
- Lo, k.y.,kaniaru, k.,(1990), "Hydraulic fracture in earth and rockfill dams", Canadian Geotechnique, Jnl., No. 27, PP.496-506
- Mhatch, H.K.,(1991) " An experimental study of hydraulic fracture and erosion" Ph.D. thessis , City university, London.
- Seid-Karbasi, S.M. (1998), " Safety assessment and remedial measures of Iran's Mahabad dam ", Hydropower & dams, ISSUE two
- Sharma, H.D., (1991) " Embankment dams ", Oxford and IBH pub., Delhi.
- Sherard, J.L., Decker, R.S., Ryker, N.L., (1972), "Hydraulic fracturing in low dams of dispersive clay", proc.conf.on the performance of earth and Earth supported structures, ASCE, Vol.1, PP. 219-238.
- Sherard, J.L., (1973), "Embankment dam cracking" Embankment dam Engineering, Casagrande Volume, Wiley, New York, pp.271-353.
- Sherard, J.L.,(1986), "Hydraulic fracturing in embankment dam", Jnl. of geot.Eng. Div., ASCE, Vol. 112, No. 10, PP. 905-927

## اندرکنش سد و مخزن با شرط مرزی غیر انعکاسی

رضا عطار نژاد<sup>۱</sup>

علیرضا معجمی<sup>۲</sup>

### چکیده:

یک برنامه کامپیوتری جهت تحلیل دینامیکی سد بتنی با در نظر گرفتن اندرکنش مخزن ارایه شده است. تحلیل بصورت دو بعدی بوده و در حوزه فرکانس صورت می‌گیرد. در هر دو زیر سازه سد و مخزن از روش اجزاء محدود استفاده شده است. برای اعمال شرط مرزی دور دست در مخزن روشهای Sommerfeld و Sharan (1987) بکار رفته و کارایی این روشها به کمک چند مثال مورد بررسی قرار گرفته است. برنامه نوشته شده بصورت کلی بوده و می‌توان براحتی در آن از سایر شرایط مرزی موجود استفاده نمود.

### کلمات کلیدی:

سد، اندرکنش، حوزه فرکانس

---

<sup>۱</sup> استادیار گروه عمران، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

<sup>۲</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد گرایش سازه‌های هیدرولیکی، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

## ۱- مقدمه

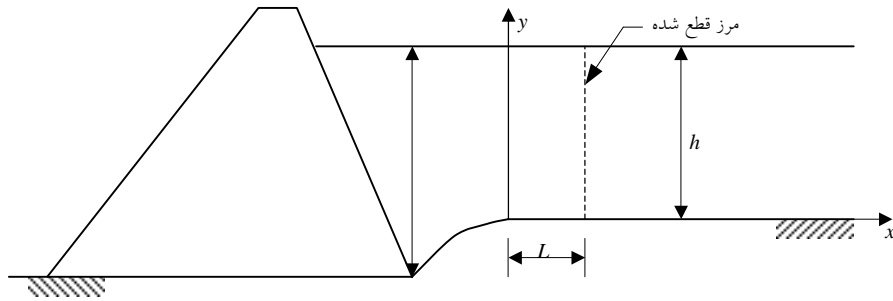
برای بررسی رفتار یک سد بتنی در برابر زلزله با فرض خالی بودن مخزن می‌توان براحتی از روشهای متداول در تحلیل سازه‌ها استفاده نمود، روش اجزاء محدود برای اینگونه مسایل بسیار مناسب بوده و تاکنون بطور گسترده‌ای مورد استفاده قرار گرفته است. اما در صورت وجود آب در مخزن باید اثر آن را در تحلیل مورد نظر قرار داد. در این حالت مساله بصورت اندرکنشی در می‌آید:

حرکات بدنه سد باعث ایجاد امواج فشاری در آب شده و این امواج متقابلاً بر حرکت بدنه سد تاثیر می‌گذارند. یکی از ابتدایی ترین روشها برای اعمال این اثر فرض تراکم ناپذیری آب است. نشان داده شده که اثر آب در این روش همانند یک جرم افزوده بر بدنه سد می‌باشد. اما در محدوده فرکانسی معمول در زلزله‌ها تراکم پذیری آب نقش مهمی دارد، ازاینرو گروه مهندسی زلزله در سدهای بتنی<sup>۱</sup> تراکم پذیری آب را عاملی با اهمیت در تعیین پاسخ زلزله برای اکثر سدهای بتنی قلمداد کرده است (NAP, 1990).

تا کنون روشهای مختلفی برای تحلیل دینامیکی سیستم سد-مخزن با فرض تراکم پذیری آب ارایه شده است. در مورد مخازنی که شکل هندسی ساده‌ای دارند می‌توان از روشهای تحلیلی استفاده نمود، کارهای Chopra در دهه ۶۰ و اوایل دهه ۷۰ نمونه‌های خوبی از این دست می‌باشند. اما برای مخازنی که مرزهای پیچیده‌ای دارند استفاده از روشهای عددی مانند روش اجزاء محدود یا روش المانهای مرزی اجتناب ناپذیر است. روش المانهای مرزی معمولاً به حل دستگاه معادلاتی با ماتریسهای نامتقارن و غیر نواری می‌انجامد و کار محاسباتی نسبتاً زیادی را لازم دارد (Sharan, 1985). انتخاب روش اجزاء محدود بدلیل سادگی روند و خصوصاً هماهنگی در روشهای حل معادلات سد و سیال گزینه قابل توجهی است، اما در این روش المان بندی مخازن بزرگ و نامحدود کاری پرهزینه و عملاً غیر ممکن است. از روشهای مقابله با این مشکل ترکیب روش اجزاء محدود با روشهای پیوسته در ناحیه دور دست مخزن (Hall & Chopra, 1982)، یا استفاده از المانهای نامحدود در این ناحیه می‌باشد (Saini et al., 1978). با این حال یکی از ساده ترین روشها مدل کردن قسمتی از مخزن و اعمال یک شرط مرزی مناسب در ناحیه قطع شده می‌باشد، این شرط مرزی باید بگونه‌ای باشد که از انعکاس امواج منتشر شده به داخل مخزن جلوگیری کند. (Zienkiewicz & Taylor, 1991)، (Sharan, 1985, 1987, 1992) و (Watanabe & Zengyan, 1998)

در میان روشهای موجود برای اعمال این شرط مرزی، روش (Sharan 1987) با وجود کارایی بسیار ساده بوده و بکار بردن آن در برنامه‌های معمول اجزاء محدود براحتی امکان پذیر است. این روش در مقایسه با سایر روشها (مانند اجزاء نامحدود یا شرط مرزی Sommerfeld) به مدل کردن قسمت کوچکی از مخزن نیاز داشته و به کمک آن می‌توان ناحیه قطع شده را در فاصله بسیار کمی از سد قرار داد. این روش برای حل دو بعدی سیستم سد-مخزن بوده و در آن مخزن با طول بی‌نهایت و شکل هندسی دلخواه فرض می‌شود، با اینحال ارتفاع مخزن در فاصله محدودی از سد باید به مقدار ثابتی رسیده و کف آن صلب باشد. حل معادلات دینامیکی در حوزه فرکانس صورت می‌گیرد و فرض می‌شود سیستم دارای رفتار خطی بوده و تحت اثر یک حرکت افقی هارمونیک قرار دارد. وجه بالادست سد برخلاف برخی روشها می‌تواند مایل باشد.

در این مقاله، نخست کارایی این روش مورد بررسی قرار گرفته، سپس یک برنامه چند منظوره برای تحلیل سیستم سد-مخزن ارایه شده و یک مثال تحت اثر زلزله‌های مختلف به کمک آن تحلیل شده است. این برنامه قادر به اعمال شرطهای مرزی (Sharan 1987) و Sommerfeld بوده و در آن انعطاف پذیری لازم جهت در نظر گرفتن روشهای دیگر نظیر شرط مرزی (Sharan 1992) پیش بینی شده است.



شکل ۱. سیستم سد- مخزن

## ۲- شرط مرزی غیر انعکاسی

معادله حاکم بر فشار هیدرودینامیک ناشی از ارتعاش کم دامنه آب تراکم پذیر بصورت زیر است

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (۱)$$

که در آن  $p$  فشار هیدرودینامیک و  $c$  سرعت صوت در آب می باشد.

برای راحتی، مبدا مختصات در نقطه‌ای بر روی بستر مخزن بعد از ثابت شدن ارتفاع آن انتخاب می شود. با فرض صلب بودن بستر در این ناحیه و صرف نظر کردن از امواج سطحی، شرایط مرزی معادله به صورت زیر بدست می آیند

$$\frac{\partial p}{\partial y}(x, 0, t) = 0 \quad (۲-الف)$$

$$p(x, h, t) = 0 \quad (۲-ب)$$

$$p(0, y, t) = F(y, \omega)e^{i\omega t} \quad (۲-پ)$$

$$p(\infty, y, t) = 0 \quad (۲-ت)$$

$h$  ارتفاع مخزن در ناحیه ثابت،  $\omega$  فرکانس چرخشی تحریک سیستم و  $F$  تابع مجهولی است که به شرایط هندسی و ارتجاعی سیستم سد- مخزن در ناحیه نزدیک بستگی دارد. در صورتی که مدل مخزن در ناحیه دور در یک فاصله به اندازه کافی بزرگ به

طول  $L$  قطع شود (شکل ۱) شرط مرزی (Sharan (1987) برای ناحیه قطع شده بدست می آید

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \frac{\partial p}{\partial x} = -\zeta p \quad (۳)$$

که در آن

$$\zeta = \frac{1}{h} \sqrt{(\pi/2)^2 - (\omega h/c)^2} \quad ; \quad \omega < 3\omega_1 \quad (۴)$$

و  $\omega_1 = \pi c/(2h)$  نخستین فرکانس قطع<sup>۱</sup> مخزن با ارتفاع ثابت می باشد.

برای فرکانسهای بزرگتر از  $3\omega_1$  شرط مرزی (Sharan (1987) قابل استفاده نیست. برای این حالت که در محدوده فرکانسی معمول در زلزله‌ها احتمال بروز کمی دارد می توان از شرط مرزی Sommerfeld (Zienkiewicz & Taylor, 1991) استفاده نمود.

<sup>۱</sup> First cut-off frequency

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{c} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (5)$$

یا طبق رابطه (۳)

$$\zeta = \frac{i\omega}{c} \quad (6)$$

### ۳- روش اجزاء محدود

اعمال روش اجزاء محدود بر معادله (۱) به معادله ماتریسی زیر منجر می‌شود (Zienkiewicz & Taylor, 1991)

$$[M_f]\{\ddot{p}\} + [K_f]\{p\} = \{L\} \quad (7)$$

که در آن  $\{p\}$  بردار فشارهای گره‌ای (مجهول) و

$$m_{ij} = \frac{1}{c^2} \int_{R_e} N_i N_j dR \quad (8)$$

$$k_{ij} = \int_{R_e} \left[ \frac{\partial N_i}{\partial x} \frac{\partial N_j}{\partial x} + \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_j}{\partial y} \right] dR \quad (9)$$

$$l_i = \int_{S_e} N_i \frac{\partial p}{\partial n} dS \quad (10)$$

$N$  توابع شکل مناسب و  $R_e$  و  $S_e$  بترتیب بیانگر سطح و مرز خارجی یک المان می‌باشند (Saini et al., 1978).

معادله (۱۰) حاوی شرایط مرزی مشتق (ثانویه) معادله بر حسب  $\partial p / \partial n$  می‌باشد که برای بستر مخزن با رابطه (۲-الف)، برای ناحیه قطع شده در مرز دور دست مخزن با رابطه (۳) و برای مرز مشترک سد-مخزن با رابطه زیر تعریف می‌شود

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho a_n \quad (11)$$

که در آن  $\rho$  جرم حجمی سیال و  $a_n$  مولفه نرمال شتاب اجزاء سد در مرز مشترک با مخزن می‌باشد. شرط مرزی اولیه نیز برای سطح آزاد مخزن با رابطه (۲-ب) تعریف می‌شود.

با اعمال این شرایط مرزی، معادله (۷) بصورت زیر در می‌آید

$$[M_f]\{\ddot{p}\} + ([K_f] + \zeta[D_f])\{p\} = -\rho[S_{fs}]^T (\{a_g\} + \{\ddot{\delta}\}) \quad (12)$$

که در آن

$$d_{fij} = \int_{S_e} N_i N_j dS \quad \text{برای مرز دور دست} \quad (13)$$

$$s_{sfij} = \int_{S_e} N_{s_i} n N_{f_j} dS \quad \text{برای مرز مشترک سد-مخزن} \quad (14)$$

$\{\ddot{\delta}\}$  بردار شتاب نقاط واقع بر مرز مشترک سد-مخزن و  $N_s$  و  $N_f$  بترتیب توابع شکل مناسب برای محیطهای سد و مخزن می‌باشند.

معادله حرکت سازه سد را می‌توان بصورت زیر نوشت (Zienkiewicz & Taylor, 1991)

$$[M_s]\{\ddot{\delta}\} + [C_s]\{\dot{\delta}\} + [K_s]\{\delta\} = \{F\} + [S_{fs}]\{p\} \quad (15)$$

که در آن  $[M_s]$ ،  $[C_s]$  و  $[K_s]$  بترتیب ماتریسهای جرم، میرایی، و سختی سد؛  $\{\delta\}$  بردار جابجایی گره‌ای؛ و  $\{F\}$  بردار نیروها بجز نیروهای ناشی از فشار هیدرودینامیک می‌باشند.

با اعمال شتاب هارمونیک به سیستم و فرض رفتار خطی و نیز صرفنظر از سایر نیروهای وارد به سد

$$\{a_g\} = \{\bar{a}_g\} e^{i\omega t} \quad (16)$$



$$[F] = -[M_s] \{a_g\} \quad (۱۷)$$

$$\{p\} = \{\bar{p}\} e^{i\omega t} \quad (۱۸)$$

$$\{\delta\} = \{\bar{\delta}\} e^{i\omega t} \quad (۱۹)$$

با جایگزینی روابط (۱۶) تا (۱۹) در معادلات (۱۲) و (۱۵) می‌توان به سری معادلات زیر جهت بدست آوردن  $\{\bar{p}\}$  و  $\{\bar{\delta}\}$  رسید

$$[A_{fs}] \{\bar{\delta}\} = -[M_{fs}] \{a_g\} \quad (۲۰)$$

$$[B_f] \{\bar{p}\} = -\rho [S_{fs}]^T (\{\bar{a}_g\} - \omega^2 \{\bar{\delta}\}) \quad (۲۱)$$

که در آنها

$$[A_{fs}] = [K_s] - \omega^2 [M_{fs}] + i\omega [C_s] \quad (۲۲)$$

$$[B_f] = [K_f] - \omega^2 [M_f] + \zeta [D_f] \quad (۲۳)$$

$$[M_{fs}] = [M_s] + \rho [S_{fs}] [B_f]^{-1} [S_{fs}]^T \quad (۲۴)$$

نکته قابل توجه در این روابط شکل خاص ماتریس  $[S_{fs}]$  است که بسته به تعداد نقاط واقع بر مرز مشترک سیستم سد- مخزن دارای مولفه‌های غیر صفر بسیار کمی است و بدلیل کاربرد زیاد آن، در برنامه نوشته شده از روش خاصی برای ذخیره آن استفاده شده تا تنها عبارات غیر صفر آن ذخیره شوند. مسأله دیگر پهنای باند در ماتریسهای  $[M_{fs}]$  و  $[A_{fs}]$  می‌باشد که تحت تاثیر عبارت دوم رابطه (۲۴) به اختلاف شماره گره‌های سد واقع بر مرز مشترک با مخزن بستگی پیدا می‌کند، از اینرو در برنامه مورد نظر گره‌های محیط سد بر خلاف روش معمول بطور قائم شماره گذاری می‌شوند تا پهنای باند ماتریسهای یاد شده کاهش یابد.

برای بدست آوردن پاسخ سد به زلزله‌های مختلف از زوج تبدیل فوری استفاده می‌شود (ماریو پاز)

$$C_n = \frac{1}{N} \sum_{j=0}^{N-1} F(t_j) e^{-2\pi i(nj/N)} \quad (۲۵)$$

$$F(t_j) = \sum_{n=0}^{N-1} C_n e^{2\pi i(nj/N)} \quad (۲۶)$$

به این منظور نخست شتابهای زلزله توسط رابطه (۲۵) به مولفه‌های هارمونیک در فضای فرکانس تبدیل شده و پاسخ سیستم به هر کدام از این مولفه‌ها توسط معادلات (۲۰) و (۲۱) بدست آورده می‌شود، سپس برای بدست آوردن پاسخ تاریخچه زمانی، پاسخهای مختلط حاصل به کمک رابطه (۲۶) به حوزه زمان منتقل می‌شوند.

#### ۴- مثال

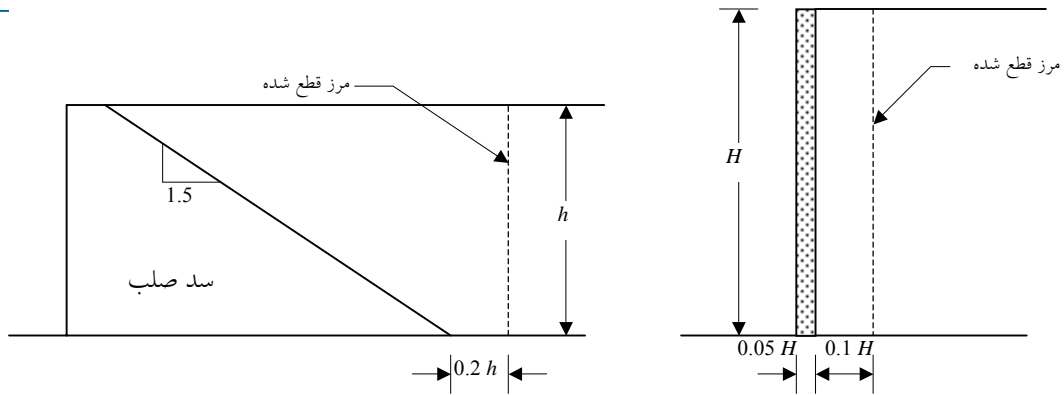
برای بررسی عملکرد شرط مرزی بکار رفته در برنامه و کنترل صحت نتایج آن تعدادی از کارهای معتبر در این زمینه مورد

بررسی قرار گرفته است. به این منظور دو مثال در مورد نیروی ناشی از فشار هیدرودینامیک وارد بر بدنه سد بازای فرکانسهای

تحریک مختلف تحلیل شده است. نیروی هیدرودینامیک بصورت نسبت مدول مولفه افقی نیروی مختلط به نیروی هیدرواستاتیک

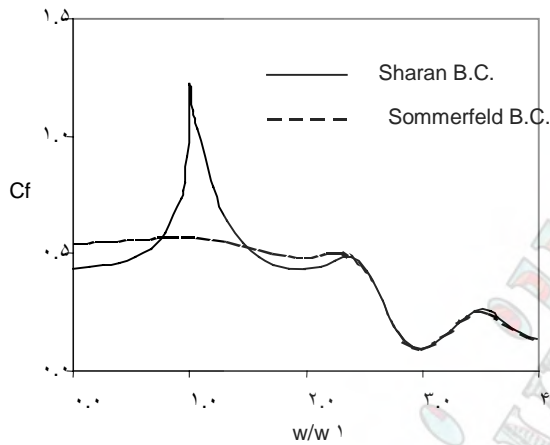
Hall and Chopra (۱۹۸۲) انجام گرفته است (شکل ۲). همانگونه که دیده می‌شود با وجود نزدیکی مرز قطع شده به بدنه سد نتایج بسیار خوب می‌باشد

(شکل ۴).

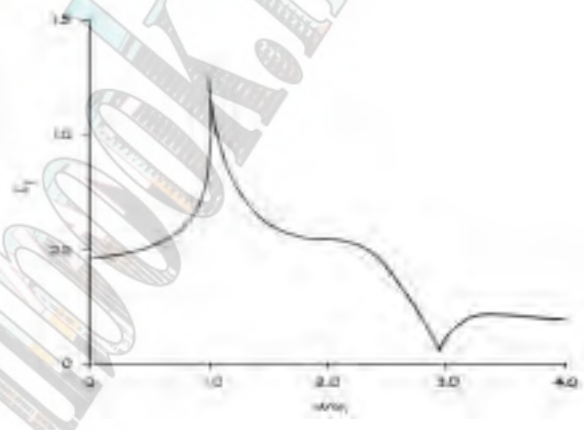


شکل ۲. سد صلب

شکل ۳. تیر الاستیک

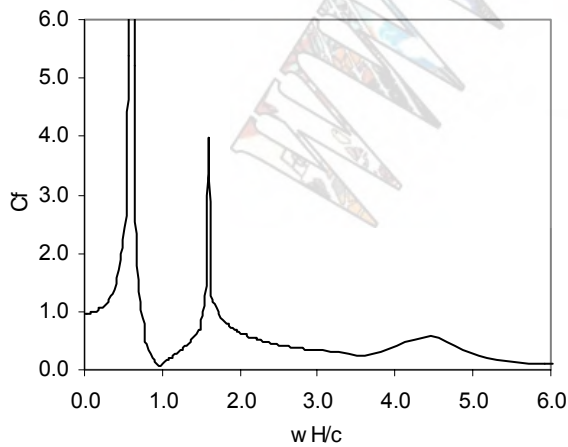


(ب)

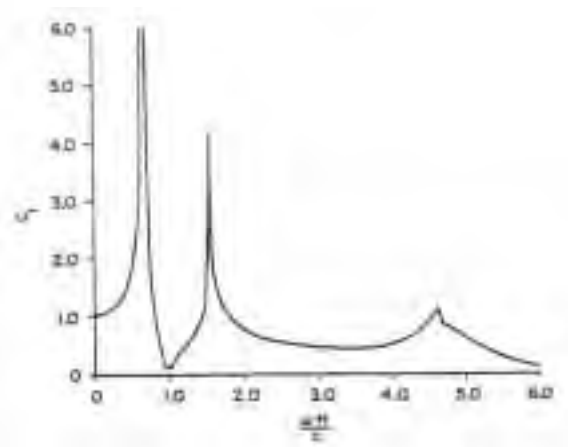


(الف)

شکل ۴. نیروی هیدرو دینامیک وارد بر سد صلب در مثال ۱ الف (Chopra and Hall (1982). ب) برنامه ارایه شده مثال دوم در مورد یک سد بصورت یک تیر کنسول ارتجاعی می باشد (شکل ۳) که توسط (Mei et al., 1979) انجام گرفته و در اینجا از ذکر مشخصات آن خودداری می شود (Sharan, 1987). در این مثال نیز با وجود نزدیکی مرز قطع شده به بدنه سد ( $L=0.1H$ ) نتایج قابل قبول است (شکل ۵).



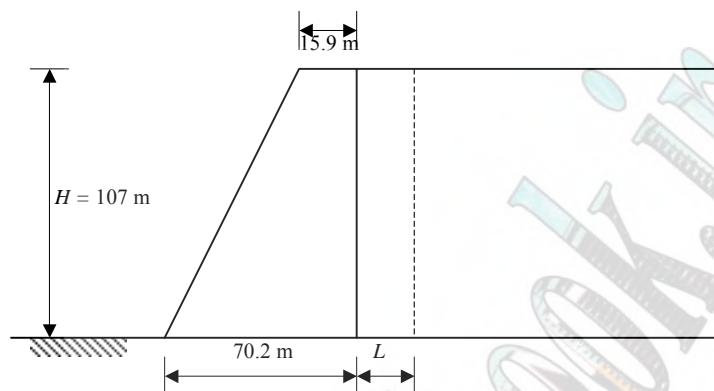
(ب)



(الف)

شکل ۵. نیروی هیدرو دینامیک وارد بر سد الاستیک در مثال ۲ الف (Mei et al., 1979). ب) برنامه ارایه شده

مثال سوم تحلیل پاسخ تاریخیچه زمانی یک سد در برابر زلزله می باشد (شکل ۶). مشخصات مثال به این شرح است: مدول الاستیسیته  $E = 3.164 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ ، ضریب پواسون  $\nu = 0.2$ ، جرم حجمی سد  $\rho = 0.269 \text{ tsec}^2/\text{m}^4$ ، سرعت صوت در آب  $c = 1440 \text{ m/sec}$  و جرم حجمی آب  $\rho = 0.102 \text{ tsec}^2/\text{m}^4$ .

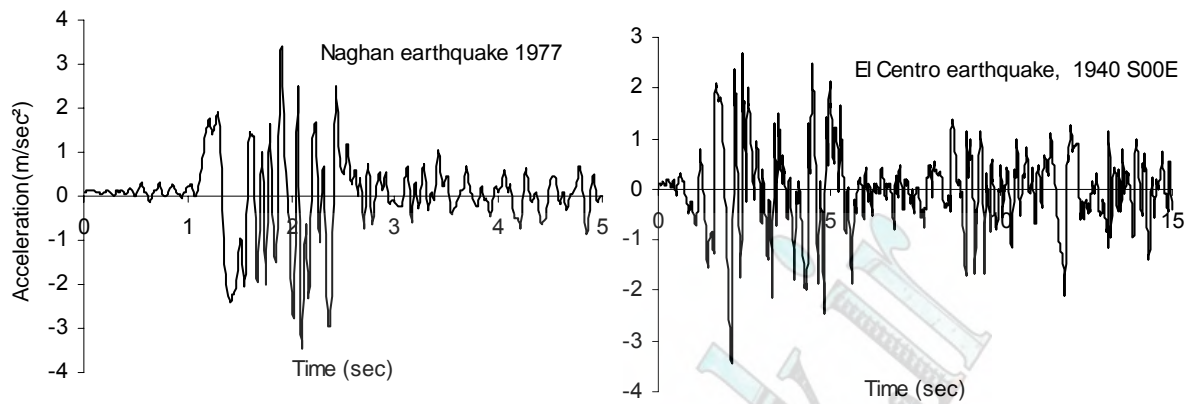


شکل ۶. سیستم سد- مخزن مورد بررسی در تحلیل دینامیکی

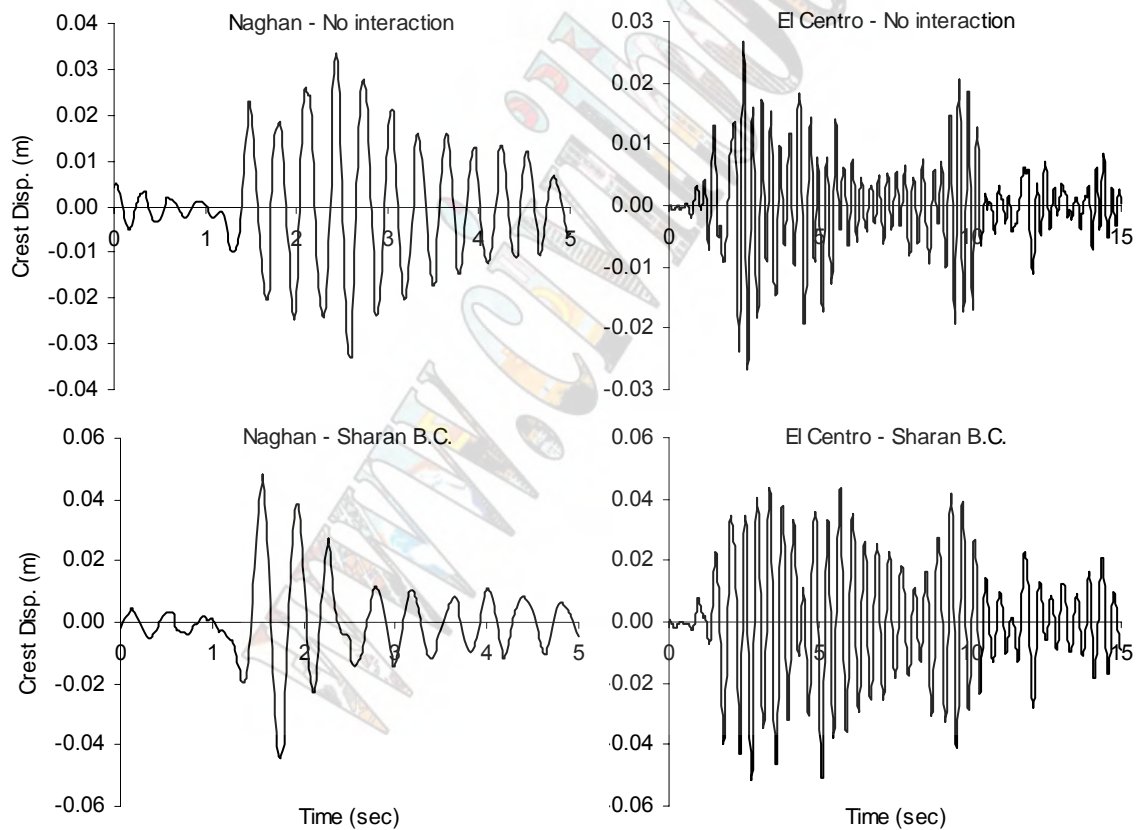
برای تحلیل دینامیکی از دو زلزله ناغان و السنترو استفاده شده است. به منظور راحتی مقایسه، شتابهای این دو زلزله به  $0.35g$  همپایه شده اند (شکل ۷). جابجایی افقی تاج سد در اثر اعمال این دو زلزله برای حالات مختلف در شکل ۸ رسم شده است.

#### ۵- نتیجه گیری

برنامه ارایه شده برای تحلیل خطی انواع سدهای بتنی وزنی مناسب بوده و بدلیل نیاز به مدل کردن قسمت کوچکی از مخزن می تواند بدون انجام محاسبات سنگین نتایج قابل قبولی ارایه دهد. در این برنامه تلاش زیادی برای افزایش کارایی در عملیات ماتریسی صورت گرفته تا سرعت حل معادلات اندرکنشی افزایش یابد. برنامه مورد نظر بصورتی عمومی نوشته شده و با قابلیت انعطاف در اعمال شرایط مرزی مختلف، ابزار مناسبی برای تحقیقات دیگر در این زمینه می باشد.



شکل ۷. زلزله‌های ناغان و سنترو



شکل ۸. جابجایی افقی تاج سد

## مراجع

- National Academi Press, *Earthquake Engineering for Concrete Dams: Design, Performance, and Research Needs*, Washington, D.C. 1990.
- Hall, J. F., and Chopra, A. K. (1982), "Two-dimensional dynamic analysis of embankment and concrete-gravity dams including hydrodynamic effects," *Earthquake Engng Struct. Dynamics* 10, 305-332.
- Saini, S. S., Bettess, P., and Zienkiewicz, O. C. (1978), "Coupled hydrodynamic response of concrete gravity dams using finite and infinite elements," *Earthquake Engng Struct. Dynamics* 6, 363-374.
- Sharan, S. K. (1985), "Finite element modeling of infinite reservoirs," *J. Engng Mech., ASCE* 111, 1457-1469.
- Sharan, S. K. (1987), "A none-reflecting boundary in fluid-structure interaction," *Comput. Struct.* 26, 841-846
- Sharan, S. K. (1992), "Efficient finite element analysis of hydrodynamic pressure on dams," *Comput. Struct.* 42, 713-723.
- Zienkiewicz, O. C., and Taylor, R. L. (1991), *The finite element method, Vol.2, Solid and fluid mechanics dynamic and none-linearity*, McGraw-Hill Europe.

پاز، ماریو. تئوری و روشهای محاسبه دینامیک سازه‌ها، ترجمه ح. مقدم و ع. خواجه کرم الدینی، موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۴.



## توصیف چشمه‌های زمینلرزه‌ای گستره ساختگاه سد کارون ۴ با نگرشی ویژه به پدیده‌های ریخت زمینساختی

رامین مدنی<sup>۱</sup>

سعید نایب اسدالله<sup>۲</sup>

### چکیده:

گستره‌ای به شعاع تقریبی ۱۰۰ کیلومتر در اطراف ساختگاه سد کارون ۴ مورد ارزیابی دقیق دفتری و صحرایی قرار گرفته و شواهد ریخت زمینساختی سطحی برای شناسایی و توصیف چشمه‌های زمینلرزه‌ای اطراف ساختگاه سد به کار گرفته شده است. در این مقاله، چهارچوب زمینساختی ناحیه با استفاده از داده‌های موجود و شواهد ریخت زمینساختی در صحرا بازسازی شده و پس از آن مدل لرزه زمینساختی این گستره تهیه شده است. چشمه‌های لرزه‌ای در پی سنگ و پوشش رسوبی عملکرد متفاوت و طبیعتاً اهمیت متفاوتی دارند و از آنجا که الگوی هندسی گسلها در پی سنگ برای ما ناشناخته است این گسلها بعنوان چشمه‌های پهنه‌ای ناحیه‌ای (Regional Area Source) منظور شده‌اند. بزرگترین زمینلرزه قابل انتظار برای این چشمه‌های پی سنگی Ms ۷/۳ منظور شده است. افزون بر آن برای هر تاقدیسی که طول آن مساوی یا بیش از ۳۰ کیلومتر است و گسل رانده وابسته به آن (که حضور آن با ناتقارنی در تاقدیس و دیگر شواهد ریخت زمینساختی تایید می‌شود) که از سری نمکی جدا کننده پوشش رسوبی و پی سنگ منشاء می‌گیرد، نیز یک چشمه پهنه‌ای ناحیه‌ای منظور می‌شود که بزرگترین زمینلرزه قابل انتظار برای آن Ms ۶/۶ ارزیابی شده است. سیستم‌های رانندگی Ramp و Flat های فرعی که ارتباط با سیستم‌های اصلی دارند و از لایه‌های غیرمقاوم سطوح بالاتر (احتمالاً ژوراسیک) ریشه گرفته‌اند، مسبب اصلی ایجاد تاقدیس‌های فرعی با ابعاد کمتر هستند. برای هر یک از این ساختارها که در پوشش رسوبی محدود شده‌اند، یک چشمه پهنه‌ای محلی (Local area source) منظور شده است. چشمه‌های زمینلرزه‌ای اخیر و همچنین چشمه‌های مرتبط با گسلهای از نوع Backthrust در محاسبات، ضریب اهمیت کمتری خواهند داشت.

<sup>۱</sup> کارشناس لرزه زمینساخت، شرکت مهندسی مشاور مه‌هاب قدس

<sup>۲</sup> کارشناس لرزه زمینساخت، شرکت مهندسی مشاور مه‌هاب قدس

## ۱- مقدمه

در بررسی و برآورد خطر زمینلرزه در گستره موثر به ساختگاه سد کارون ۴ و دربخش توصیف و شناسایی چشمه‌های لرزه‌ای، بدلیل نبود داده‌های زیرسطحی، شامل دگرریختی‌های ژرفی و همچنین نبود گسیختگی سطحی در پیوند با بیشتر زمینلرزه‌های زاگرس، از گواهی‌های ریخت‌زمینساختی استفاده شده است. در این مطالعه چشمه‌های لرزه‌زا بر پایه اطلاعات موجود و نقش آنها در تنوع ریخت‌شناسی ناحیه به سه دسته تقسیم شده‌اند. بدیهی است این چشمه‌ها در پیوند نزدیکی با چهارچوب زمینساخت و زمین‌شناسی ساختمانی ناحیه می‌باشند.

گستره طرح کارون ۴ در فواصل طولهای جغرافیایی ۳۰°، ۴۹° و ۲۰°، ۵۱° خاوری و عرض‌های ۳۱°، ۳۰° و ۳۲° شمالی در کوهستانهای زاگرس بعنوان پهنه دگرریختی جداکننده ورقه‌های عربی و اوراسیا مشخص شده است. جکسون و مکزی (۱۹۸۴)، جنبش دائمی میان ایران مرکزی و صفحه عربی را با چرخشی حول یک قطب در سوره با مختصات ۱۴/۶ درجه شمالی و ۳۴ درجه خاوری و آهنگ ۶/۴۳ درجه در سال توصیف می‌کنند. جایگاه این قطب دلیل موجهی برای حضور گسلش راستالغز راستگرد در شمال باختری زاگرس و افزایش آهنگ لرزه‌خیزی در امتداد جنوب خاور آن است. این قطب و نوع چرخش، آهنگ همگرایی ۱۵ میلیمتر در سال را در زاگرس شمال باختری و ۲۸ میلیمتر در سال را در زاگرس جنوب خاوری پیش‌بینی می‌کند. این تخمین در جنوب خاور زاگرس با مطالعه بروی آهنگ برخاستگی هولوسن در تنگه هرمز تایید شده است (Vita- finzi, 1982).

مدل NUVEL-1 از ابر ورقه‌های زمینساختی (Demets et al, 1990)، شناسایی نوع حرکت آهسته ورقه عربی را نسبت به ورق اوراسیا میسر می‌کند. جهت همگرایی بین ورقه‌های عربی و اوراسیا در عرض ۵۴° خاوری، در راستای شمالی- جنوبی و میزان آن تقریباً ۳ mm/Yr است. هرچند بردار لغزش از زمینلرزه‌ها در زون فروانش مکران در خاور کوههای زاگرس با جهت همگرایی پیش‌بینی شده بوسیله NUVEL-1 منطبق است. این نکته نیز باید توجه شود که قطب اوایلر صفحات عربی- آسیایی از NUVEL-1 با بردار لغزش گسلهای رانده در باختر طول ۵۴° خاوری منطبق نیست. اگر بردارهای لغزش با تخمین حرکات ورقه‌ها از یکدیگر انحراف نداشته باشند، این موضوع را که زاگرس تنها مرز میان ورقه‌های صلب اوراسیا و عربی است را زیر سوال می‌برد. این وضعیت نشان می‌دهد که یک همگرایی مایل میان ورقه‌های ایرانی و عربی وجود داشته که واتنش در امتداد کسلهای معکوس با روند شمال باختر - جنوب خاور و گسلهای راستالغز راستگرد با روند شمال شمال باختر - جنوب جنوب خاور تجزیه می‌شود. این سیستم بیانگر فشردگی با جهت تقریباً شمالی - جنوبی است. این فشارش در ناحیه شمال زاگرس دگرریختی در بلوکهای قفقاز جنوبی، آاناتولی و حتی خزر را توجیه می‌کند

## ۲- پوشش رسوبی زاگرس:

برپایه گزارشهای متعدد منتشر شده در مورد پوشش رسوبی و چینه‌شناسی زاگرس (Stocklin, 1968 ; Falcon, 1969) حداکثر ستبرای چینه‌شناسی کامبرین تا پلیوسن حدوداً ۱۰ تا ۱۲ کیلومتر تخمین زده می‌شود. این موضوع که ستبرای تشکیلات نمکی هرمز در زاگرس شمالی (بخش ایرانی زاگرس) در باختر طول ۵۱° خاوری کاهش پیدا می‌کند که تقریباً از مقاله بسیاری از نویسندگان قابل برداشت است (Haynes & McQuillan, 1974; Berberian; 1976; 1995). چنین فرض می‌شود که در زیر تشکیلات نمکی هرمز پی‌سنگ متبلور و دگرگون شده پرکامبرین وجود دارد اگرچه این پی‌سنگ در رخنمون‌ها مشاهده نشده است و تنها بعنوان بلوک‌های بیگانه‌ای در گنبد‌های نمکی به سطح رسیده، دیده شده است (Haynes & McQuillan, 1974). در هیچ جای زاگرس احتمال وجود توالی‌های رسوبی کامل نیست و در بسیاری از مناطق توالی بعد از میوسن که ستبرای حدود ۲ تا ۳ کیلومتر دارد فرسایش یافته است. در چندین چاه که تا پرمین حفاری شده است اثری از پی‌سنگ پرکامبرین نیز مشاهده نشده است. اشتوکلین (۱۹۶۸) ستبرای رسوبات پرمین تا کامبرین زیرین را حدود ۲۵۰۰ متر تخمین زده است اما ستبرای تشکیلات نمکی هرمز زیر آنها کاملاً ناشناخته باقی مانده است.

### ۳- الگوی تکامل ساختاری زاگرس:

ریخت شناسی امروزی کمر بند چین خورده- رانده شده فعال زاگرس نتیجه تکامل ساختاری و تاریخچه رسوبگذاری آن به این شرح است: مرحله پلاتفرمی در طی پالئوزوئیک، زایش کافت در پرمین- تریاس با حاشیه قاره‌ای غیرفعال (به همراه گسترش رو به شمال خاور بستر دریا) در ژوراسیک- کرتاسه آغازی، فرورانش به سمت شمال خاور و جایگزینی افولیت - رادیولاریت در کرتاسه پایانی و برخورد- کوتاه‌شدگی در طی نوژن (Falcon, 1974). پوشش رسوبی بالایی فانروزوئیک زاگرس در طی کوهزایی‌های برخوردی نوژن متحمل تغییر شکل بصورت چین‌های کشیده و باز و رانندگی می‌شود. اساساً ریخت ساختارهای زمین در زاگرس نامتقارن است بطوریکه سطح محوری آنها به سمت شمال و شمال خاور شیب دارند (Berberian, 1995). شیب یالهای جنوبی و جنوب باختری بیشتر بوده و در بعضی موارد نزدیک به قائم، برگشته یا گسله است. به علت وجود سازندهای تبخیری مثل هرمز (کامبرین زیرین) و گچساران (میوسن) حرکات پی سنگ نمی‌تواند دقیقاً به سطح منتقل شود. بنابراین زمینلرزه‌های با بزرگای زیاد نمی‌توانند در لایه‌های رسوبی نزدیک به سطح زمین ایجاد گسیختگی بکنند بنابراین در زاگرس الزاماً زمینلرزه‌های بزرگ با گسیختگی در سطح همراه نمی‌باشند.

بر پایه توپوگرافی سطحی، آثار ریخت زمینساختی، سبک دگرریختی، داده‌های زمین‌شناسی - زمینساختی زیرسطحی و همچنین لرزه‌خیزی ناحیه، بربریان (۱۹۹۵) کمر بند زاگرس را به ۵ واحد برخاسته فشارشی که توسط گسل‌های رانده غیریکپارچه و عمیق از هم جدا شده‌اند، تقسیم کرده است. این گسلها عبارتند از: گسل معکوس اصلی زاگرس، گسل جوان زاگرس، گسل بلند زاگرس، گسل جبهه کوهستان و گسل فروافتادگی دزفول و مرز زاگرس غربی. این آثار پی سنگی اصلی سبب ایجاد سیمای ریخت زمینساختی اساسی و توپوگرافی سطحی شده و تاثیر ساختاری شدیدی در عمق دارد. از میان این مهگسله‌ها قطعات گسل‌های جبهه کوهستان و بلند زاگرس به گستره کارون ۴ نزدیکترند.

### ۴- زمین‌شناسی ساختمانی پیرامون ساختگاه سد کارون ۴

گستره مورد مطالعه در کمر بند زاگرس قرار داشته که متشکل از چین‌های تاقدیسی جعبه‌ای شکل طویل شده است که در طی برخورد میوسن و پلیوسن چین خورده‌اند. چینه‌های کامبرین تا میوسن غالباً کربناتی هستند و بیشتر به صورت مقاوم چین خورده‌اند، درحالیکه تبخیری‌های میوسن (سازند گچساران) بصورت جریان‌ی چین خورده‌اند. سازندهای تبخیری گچساران و هرمز از بالا و پایین توالی رسوبی را در زاگرس احاطه کرده‌اند (Berberian, 1981 ; Falcon, 1969).

با استفاده از تصاویر ماهواره‌ای، عکس‌های هوایی همراه با مطالعات صحرایی، برآوردی ریخت زمینساختی در محل ساختگاه برای شناسایی عناصر مهم ساختاری انجام شده است. مجموعه ساختاری عمدتاً شامل دو تاقدیس با روند شمال باختر - جنوب خاور به نام‌های کوه سفید (که مخزن را در برمی‌گیرد) و بادامستان می‌شود. این تاقدیس‌ها ممکن است بر روی تصاویر ماهواره‌ای تا ۴۰ کیلومتر نیز دنبال شود. تاقدیس کوه سفید در روی زمین با آهک‌های اولیگو- میوسن آسماری مشخص می‌شود. این آهک‌ها تاقدیس نامتقارنی را مشخص می‌کنند که ۷ کیلومتر پهنا داشته و یال شمال خاور آن ۲۰ تا ۳۰° به سمت شمال خاور شیب دارد. یال جنوب باختری آن ۶۰ تا ۷۰° درجه به سمت جنوب باختر در ساختگاه، شیب داشته و این شیب تا نزدیک به قائم در نزدیک لولای چین دره منج تغییر می‌کند. در زیر سازند آسماری سازند تقریباً غیرمقاومتر پابده قرارداد که بوسیله چین خوردگی‌های ناهمگن ناشی از طبیعت مارنی آن مشخص می‌شود. ساختگاه سد بر روی پایانه جنوب خاوری تاقدیس کوه سفید قرارداد. تاقدیس بادامستان نیز در پایین دست ساختگاه قرارداد که این تاقدیس در روی زمین با آهک آسماری محدود می‌شود. شکل این تاقدیس از یک چین جعبه‌ای شکل در شمال باختر تا یک چین نامتقارن در جنوب خاور تغییر می‌کند. در مکان قرارگیری این تاقدیس در مقابل تاقدیس کوه سفید، یعنی در شمال باختر تاقدیس بادامستان، سطح محوری چین قائم و با حرکت به سمت جنوب خاور، شیب سطح محوری به سمت جنوب باختر میل می‌کند. هسته تاقدیس را سربهای مارنی سازند پابده تشکیل داده و سنگ‌های کرتاسه در طی مطالعات صحرایی و در رخنمون سنگها یافت نشده است.

تاقدیس کوه سفید در شمال خاوری به راندگی بازفت (با شیب به طرف خاور) محدود می‌شود. با توجه به شکل نامتقارن تاقدیس کوه سفید و طول موج آن می‌توان در هسته آن یک راندگی را با شیب به سمت شمال خاور که ریشه آن به سطح جداکننده (detachment) نمک هرمز در عمق ۱۰ کیلومتری می‌رسد، تصور کرد. اگرچه حضور این راندگی با این شواهد ریخت زمینساختی قابل تایید است و لیکن در گستره ساختگاه و در روی زمین مستقیماً قابل مشاهده نیست. این مسئله می‌تواند ناشی از این موضوع باشد که راندگی کوه سفید خود بوسیله گسله منج که به سمت جنوب باختر شیب داشته و در پایین دست ساختگاه قرار دارد، بریده می‌شود. از آنجا که طول موج چین‌ها وابستگی زیادی به عمق سطوح جداکننده یعنی جائیکه راندگی وابسته به تاقدیس‌ها ریشه می‌گیرند، دارد لذا بنظر می‌رسد که گسل وابسته به تاقدیس بادامستان در عمق به گسل کوه سفید برسد. رسوبات تبخیری ژوراسیک با عمق ۴ تا ۶ کیلومتر می‌تواند مکان مناسبی برای ریشه گرفتن تاقدیس بادامستان باشد. مقطع زمین‌شناسی شماتیک شکل ۱ می‌تواند این روابط ساختاری را نشان دهد.

در جناح چپ رودخانه از رخنمون و ارتفاع راندگی بادامستان بخاطر تشکیلات غیرمقاوم میوسن کم می‌شود. در سمت چپ رودخانه و به سمت جنوب باختر ناودیس وسیعی بعد از تاقدیس بادامستان وجود دارد که جایگاه چین‌خوردگی‌های با طول موج کوتاه سازند گچساران است. این شرایط نشان می‌دهد که در جناح چپ رودخانه کارون، راندگی بادامستان به سطح زمین نرسیده و در عمق در زیر لایه‌های گچساران باقی می‌ماند. این نکته حائز توجه است که این محل منطبق با تغییر شکل تاقدیس بادامستان از حالت جعبه‌ای شکل به حالت نامتقارن با شیب به سمت جنوب خاور است. این تغییر در ارتباط تنگاتنگ با گسل منج با شیب به طرف جنوب باختر است که در دره بسیار تنگ و باریک رودخانه منج قرار دارد. این گسل با شیب بطرف جنوب باختر بر روی زمین رخنموده و بر روی سازند آسماری و طبقات بالایی پابده اثر کرده است.

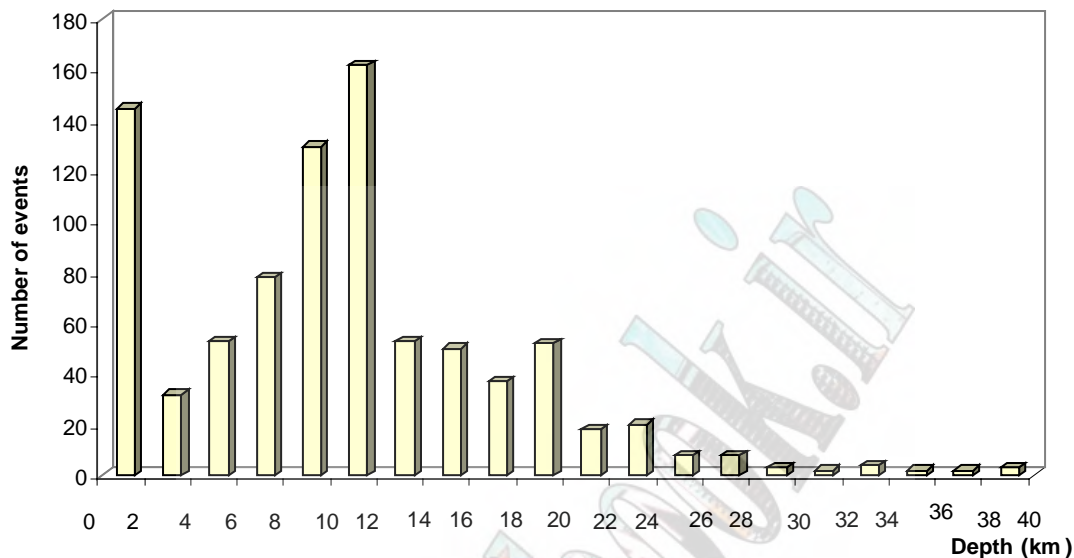
هنگامیکه بر الگوی ساختاری بالا نظری بیندازیم، گسل منج، Backthrust گسل پنهان بادامستان می‌باشد.

## ۵- خصوصیات لرزه‌خیزی زاگرس و ارتباط آن با عناصر ساختاری سطحی

زاگرس یکی از فعالترین مناطق لرزه‌خیز ایران است. زمینلرزه‌های زاگرس دارای اندازه‌های متفاوتی می‌باشند (5 تا 6.5 Ms). در کمربند چین‌خورده هیچ مدرک و شاهد مستندی دال بر رخداد زمینلرزه‌ای که بزرگتر از رخداد ۱۰ آوریل ۱۹۷۲ با 6.9 Ms باشد وجود ندارد (باستثنای رخداد‌های راستالغز شمال باختر زاگرس نظیر زمینلرزه ۲۳ ژانویه ۱۹۰۹ سیلاخور). این مسئله در برآوردهای لرزه‌خیزی تاریخی ناحیه نیز تایید شده است (Ambraseys & Melville, 1982).

ژرفای زمینلرزه‌های زاگرس عمیق‌تر از ۳۰ کیلومتر نیست که اکثراً در کمربند چین‌خورده ساده رخ می‌دهند. شواهدی برای لرزه‌خیزی زیر پوسته‌ای وجود نداشته و مدلسازی دور لرزه‌ای (Teleseismic) امواج حجمی نشان می‌دهد که ژرفای اکثر زمینلرزه‌های بزرگ در اعماق ۱۰ تا ۲۰ کیلومتر (زیرپوشش رسوبی) متمرکز است که این عدد از داده‌های چین‌شناسی یا هوا مغناطیس تخمین زده می‌شود. مطالعات نشان می‌دهد زمینلرزه‌های بزرگتر در نزدیک بخش بالایی پوسته در پی‌سنگ و زیر زیرپوشش رسوبی و زمینلرزه‌های کوچکتر در ضخامت ستون چین‌شناسی رخ می‌دهند. (Jackson & McKenzie, 1984; Jackson & Fitch, 1981).

داده‌های دیگر حاصل از شبکه محلی نصب شده در اطراف ساختگاه کارون ۳ اطلاعات ارزشمندی را از ژرفای رخدادها و فعالترین قسمت پوسته در عمق نشان می‌دهد. منحنی میله‌ای فراوانی برحسب ژرفای کانونی زمینلرزه‌ها برای محدوده ۳۲/۴° و ۳۱/۲° شمالی ۵۰/۶° و ۴۹/۴° خاوری (شکل ۲) نشان می‌دهد که اکثر زمینلرزه‌های کوچک زاگرس با بزرگای کمتر از ۴ Ms دارای ژرفای کمتر از ۱۲ کیلومتر می‌باشند.



**شکل ۲:** منحنی میله ای ژرفای زمینلرزه های ثبت شده توسط شبکه لرزه نگاری اطراف ساختگاه سد کارون ۳. بیشترین ژرفای کانونی در اعماق ۸ تا ۱۲ کیلومتر متمرکز است.

پراکندگی مکانی رومرکز زمینلرزه های بزرگ زاگرس از رخداد ۲ ژوئیه ۱۹۷۲ تا حادثه ۱۹ اکتبر ۱۹۷۷ آرایش کمائی را نشان می دهد که به موازات تغییر امتداد محور چین ها می باشد (Ni & Barazangi, 1986) و تقریباً منطبق بر خطوط تراز ۱۵۰۰ متر می باشد. از دیگر سو این کمان جداکننده قله های زاگرس مرتفع از مناطق کم ارتفاع کمربند چین خورده ساده است. در حقیقت مناطق مرتفع تر از خط تراز ۱۵۰۰ متر بطول قابل ملاحظه ای خالی از زمینلرزه های بزرگ تر از  $m_b 5.0$  است و فقط تحلیل صفحه گسل زمینلرزه ده بید (۱۱ نوامبر ۱۹۷۳) در زاگرس مرتفع و زمینلرزه ناغان ۶ آوریل ۱۹۷۷ در ارتفاع بالایی قرار می گیرند.

تاثیر توپوگرافی روی تنش های پوسته ای بسیار مهم است (Dalamyrac & Molnar, 1981; England & McKenzie, 1982) و ممکن است سبب تمرکز لرزه خیزی در نواحی با گرادیان توپوگرافی بیشتر نسبت به کوه های مرتفع بشود. یعنی در مقایسه، لرزه خیزی در نواحی با گرادیان توپوگرافی زیاد بیشتر از لرزه خیزی در نواحی با کوه های مرتفع همان ناحیه می باشد و ممکن است نواحی کوه های مرتفع نسبتاً بی لرزه باقی بماند. داده های زمینلرزه های تاریخی و دستگاهی که نشانگر تداوم و تکرار زمینلرزه ها در اطراف ارجان (۱۰۵۲ و ۱۰۸۵ م)، بهبهان و تشان، رامهرمز و ایذه است با این شرایط انطباق چشمگیری دارد. سازوکار کانونی موجود برای زمینلرزه های رشته کوه های زاگرس نشان دهنده گسلش معکوس با شیب صفحه گسلی ۴۰ تا ۵۰ درجه و امتداد غالب جنوب خاور تا خاور جنوب خاور است.

اکنون با داده های کلی اشاره شده در بالا چشمه های زمینلرزه ای اطراف سد کارون ۴ را ارائه خواهیم کرد که در برآورد خطر زمینلرزه به روش احتمالی یا تعینی استفاده می شود. بیشینه پارامتر جنبش نیرومند زمین در ساختگاه وابسته به فاصله ساختگاه تا چشمه، بزرگای زمینلرزه مرتبط با آن، هندسه چشمه و همچنین نوع آن چشمه از دیدگاه خطی یا پهنه ای بودن است. بنابراین استفاده از چنین روشهایی مستلزم تهیه نقشه ای صحیح از گسل های فعال و موثر به گستره طرح و همچنین تخمین هندسه این گسلها از طریق برآوردی کامل از زمین شناسی ساختمانی منطقه است.



گسلش فعال در کمربند چین خورده ساده سبب ایجاد زمینلرزه‌هایی تا حد بزرگای Ms 6.9 در سال ۱۹۷۲ و Ms 7.1 در سال ۱۴۴۰ میلادی شده است. اما حد بالای بزرگایی که به کل زون زاگرس نسبت داده شده است Ms 7.3 می‌باشد (Ambraseys & Melville, 1982). این زمینلرزه‌های اصلی منعکس کننده گسلش معکوس بزرگ زاویه‌ای در پی سنگ متبلور می‌باشند که گسیختگی لرزه‌ای آن در ارتباط با این زمینلرزه به سطح زمین نمی‌رسد و علت این امر حضور افق‌های رسوبات تبخیری شکل‌پذیر ضخیم با سن‌های اینفراکامبرین، ژوراسیک و میوسن است که سبب جداشدگی (Decoupling) در سطوح مختلف می‌شود.

بر پایه نظر بربریان (۱۹۹۵) گسل زاگرس مرتفع، گسل دنا و گسل جبهه کوهستان، کل توالی پوشش رسوبی - پی سنگی را تحت تاثیر قرار داده‌اند. احتمالاً لرزه‌خیزی پی سنگ در امتداد این گسلها متمرکز است. بر پایه این فرضیه، سطح جدا کننده (detachment)، موجود در لایه نمکی هرمز قرار دارد و توسعه سیستم راندگی Ramp و Flat در پوشش رسوبی بالایی سیستم کمربند چین خورده است که از گسل زاگرس مرتفع و گسل جبهه کوهستان ریشه می‌گیرد و در این مدل گسل دنا بعنوان یک Ramp مایل فرض می‌شود. این موضوع قابل پذیرش است که چین خوردگی بصورت ناهماهنگ در پوشش رسوبی می‌تواند نشان‌دهنده نقش تعدیل کنندگی حرکت موجود در پی سنگ باشد.

با مطالعه تفصیلی اطراف ساختگاه سد کارون ۴ می‌توان این مدل را ارائه داد که سیستم‌های راندگی با شیب به سمت شمال خاور که در افق‌های تبخیری نمک هرمز ریشه دارند با حرکت به سمت جنوب این گسلهای اصلی در سطوح بالاتر انتشار یافته و احتمالاً در لایه‌های تبخیری کم عمق و متعدد (مثلاً ژوراسیک) Flat های جدید ایجاد کرده و Ramp های جدید نیز سبب ایجاد چین‌های با طول موج متوسط در سطوح بالایی توالی چینه‌شناسی می‌شود. بخش‌های عمیق‌تر این سیستم‌های راندگی (Ramp & Flat) در اکثر موارد پنهان باقی مانده و حضور فعال آنها ممکن است فقط از طریق حضور تاقدیس‌های نامتقارن با طول موج بزرگ مشخص شود (برای مثال تاقدیس کوه سفید) با توجه به دانش امروزی ما از این گسلها، نمی‌توان از احتمال رخداد زمینلرزه‌های متوسط که در طول این Ramp های پنهان در داخل پوشش رسوبی بوجود می‌آید چشم پوشی کرد. احتمالاً دگرریختی جنباً در طول صفحات Ramp های نام برده منتقل شده و بخشی از انرژی لرزه‌ای را بصورت زمینلرزه‌های متوسط تا کوچک آزاد می‌کند.

همانطور که در سطور بالاتر گفتیم گسل منج در فاصله کمی از ساختگاه سد کارون ۴ در پایین دست قرار دارد و ما در قسمت الگوی ساختاری ناحیه (شکل ۱) نشان دادیم که گسل منج حقیقتاً یک Backthrust تپیک از سیستم راندگی رمپ و فلت (Ramp & Flat) کوه سفید- بادامستان است. با توجه به طول موج تاقدیس بادامستان، گسل وابسته به این تاقدیس باید از عمق کمتر از عمق نمک هرمز ریشه بگیرد و نبایستی از ۵ تا ۶ کیلومتر بیشتر تجاوز کند. در مطالعات مرحله اول لرزه زمینساخت کارون ۴ ترانسه‌ای در طول گسل منج زده شده است که بوسیله آزمونهای ترمولومینسانس دو دوره فعالیت با سن‌های ۲۸ و ۴۱ هزارسال را نتیجه داده است. مطابق با مدل لرزه‌زمینساختی ما ممکن است دو تحلیل منظور شود:

- ۱- ترانسه حقیقتاً با رخنمون راندگی کوه سفید مرتبط است که در این حالت جابجایی مشاهده شده در ترانسه ممکن است به گسیختگی لرزه‌ای در طول راندگی کوه سفید مرتبط باشد.
- ۲- ترانسه حقیقتاً به گسل منج مرتبط است و جابجایی گزارش شده می‌تواند به خزش کم عمق در طول Backthrust منج مرتبط باشد.

## ۶- نتیجه‌گیری و پیشنهاداتی برای مدلسازی چشمه‌های لرزه‌ای

با در نظرگیری تمام پیش‌فرض‌ها و نکات متناسبی که از اطلاعات موجود و شواهد صحرائی جمع‌آوری شد، چند نکته در مدلسازی لرزه زمینساختی سد کارون ۴ بصورت زیر ارائه خواهد شد:

- ۱- چشمه‌های لرزه‌ای از هر دو نوع پی سنگی و پوشش رسوبی باید از یکدیگر تشخیص داده شوند.
- ۲- از آنجائی که الگوی گسلها در پی سنگ ناشناخته است در ارتباط با هر کدام از این گسلها، یک چشمه پنهان‌ای ناحیه‌ای (Regional Area Source) بایستی منظور شود. بیشینه زمینلرزه قابل انتظار معادل بزرگای Ms 7.3 برای این نوع چشمه‌ها چندان

محافظة کارانه نیست، بدلیل آنکه مدرک قاطعی دال بر محافظه کار بودن این معیار در دست نیست. ضمن آنکه در پیوند با این گسلها بخصوص گسل جبهه کوهستان، گزارشات زمینلرزه‌های تاریخی متعدد وجود دارد (زمینلرزه‌های ارجان ۱۰۵۲ و ۱۰۸۵) (Berberian, 1995). کمینه ژرفای کانونی ۱۰ کیلومتر در زیر جداکننده نمکی هرمز برای این زمینلرزه‌های پی‌سنگی تایید می‌شود که بر پایه شواهد زمین‌شناسی ساختمانی و همچنین عمق کانونی زمینلرزه‌های رخداده استوار می‌باشد.

۳- بر پایه یافته‌های بربریان (۱۹۹۵)، لرزه‌خیزی در پی‌سنگ ممکن است روی گسلهای زاگرس مرتفع، دنا و زردکوه و همچنین جبهه کوهستان متمرکز شود. چنانچه نقشه لرزه‌زمینساخت ناحیه در شکل ۳ این موضوع را تأیید می‌کند. گسل دنا یک Ramp مایل با شیب نزدیک به قائم است که در فاصله ۶۵ کیلومتری ساختگاه قرار دارد. گسلهای زاگرس مرتفع و جبهه کوهستان این وضعیت را نداشته و حدوداً شیب ۶۰ درجه به سمت شمال خاور دارند (با توجه به مدل لرزه‌زمینساخت). بنابراین برای مدل‌سازی این چشمه‌ها باید یا آنها را بعنوان چشمه‌های خطی در عمق ۱۰ کیلومتر در نظر گرفت که در این صورت از فواصل افقی تصحیح شده باید استفاده شود و یا بعنوان چشمه‌های پهنه‌ای ناحیه‌ای منظور شوند که پهنای آنها توسط زاویه شیب گسل در حداکثر عمقی که زمینلرزه‌های بزرگ ممکن است رخ بدهند بدست می‌آید. فاصله این چشمه تا ساختگاه همان فاصله افقی تصحیح شده بالا است.

۴- موارد زیر در بررسی چشمه‌های لرزه‌ای دخیل شده‌اند:

الف- تعیین سیستم‌های اصلی راندگی‌ها که در عمق به صورت Flat و Ramp بوده و در اکثر اوقات بصورت پنهان باقی مانده که مسئول چین‌خوردگی با طول موج بالا هستند.

ب- تخمین هندسه عمقی آنها مطابق با ناتقارنی هر چین اصلی

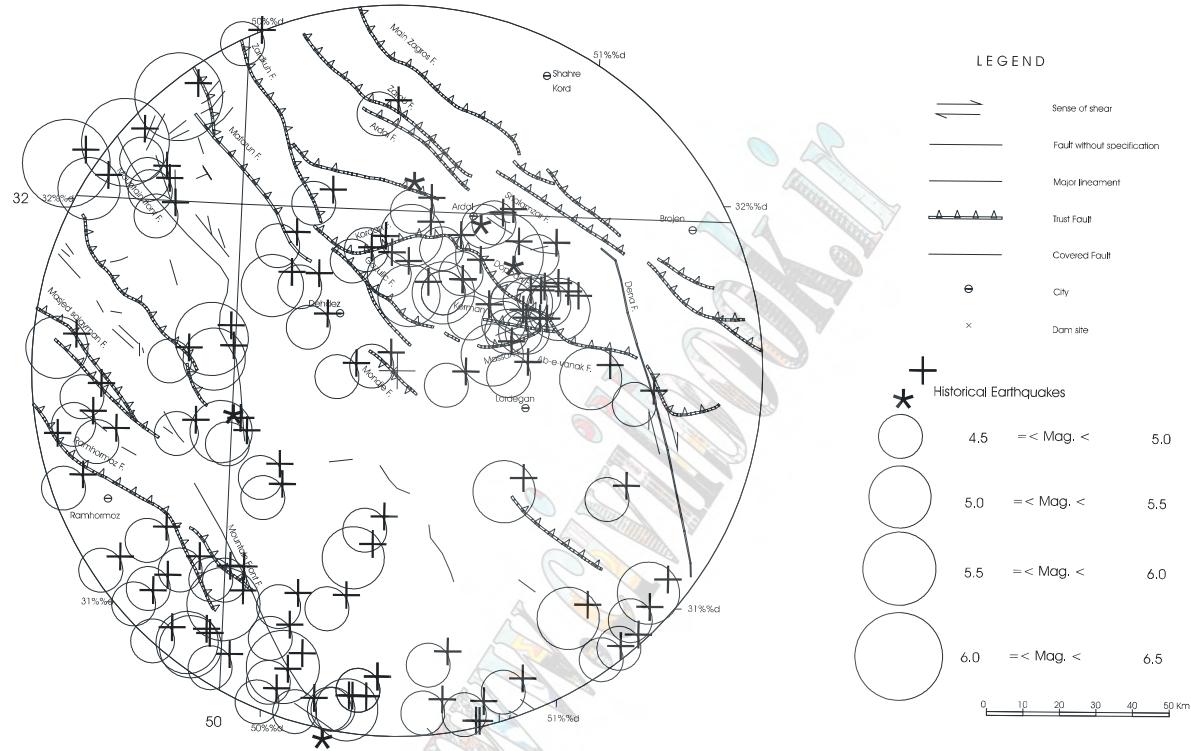
ج- تخمین درازای ناحیه‌ای این تاقدیس‌های اصلی و شناسایی طول چشمه لرزه‌ای

د- پایین آوردن اهمیت تراست‌های فرعی مرتبط با چین‌خوردگی‌های ناهماهنگ در یال تاقدیس‌های اصلی و همچنین سیستم‌های راندگی Flat و Ramp فرعی در سطوح بالاتر زمین، که منطبق با چشمه‌های پهنه‌ای محلی هستند.

ه- پایین آوردن اهمیت Backthrust‌هایی مانند گسل منج و...

و- حذف چشمه‌های پهنه‌ای ناحیه‌ای مرتبط با تاقدیس‌هایی که گسلهای وابسته به آن به سطح زمین رسیده‌اند.

تمام موارد فوق در نقشه زمینساختی تهیه شده در گستره کارون ۴ لحاظ شده است. موزائیک تصاویر ماهواره‌ای کاسموس با مقیاس ۱:۲۷۰۰۰۰ همراه با عکس‌های هوایی و تفسیر نقشه‌های تهیه شده به بررسی و شناسایی موارد فوق کمک زیادی کرده است.



شکل ۳- نقشه لرزه زمینساخت گسترده ساختگاه سد کارون ۴ به تمرکز رو مرکز زمین لرزه ها بر روی قطعات گسلهای بلند زاگرس و جبهه کوهستان توجه شود.

- ۵- چشمه‌های لرزه‌ای مهم در پوشش رسوبی نیز باید مدل شوند. بخاطر شکل خاص گسل‌های رانده وابسته به تاقدیس‌ها (که در سطح زمین به حالت قائم نزدیک هستند و در عمق در سطح جداکننده هرمز به افقی شدن میل می‌کند) استفاده از چشمه‌های خطی برای پوشش رسوبی مناسب نیست. در ارتباط با این عوارض استفاده از چشمه‌های پهنه‌ای شیب‌دار که شیب آن با استفاده از شیب گسل‌ها تعیین می‌شود و یا چشمه پهنه‌ای افقی در عمق ۱۰ کیلومتر که پهنای آن متناسب با پهنای تاقدیس روی زمین است، توصیه می‌شود.
- ۶- بزرگ‌ای بزرگترین زمینلرزه قابل انتظار از طریق روابط تجربی ولز و کوپراسمیت (۱۹۹۴) در رسوبات  $0.32 \pm 6.3$  و تقریباً  $M_w 6.6$  در نظر گرفته می‌شود و مقدار شیب راندگی در پوشش رسوبی ۶۰ درجه در نظر گرفته شده است. کمینه ژرفای کانونی ۸ کیلومتر در سطوح بالایی جداکننده نمک، برای این زمینلرزه‌ها پیشنهاد می‌شود.
- ۷- مطالعه زمینلرزه‌های ایران و شواهد موجود نشان می‌دهند که نسبت طول به پهنای چشمه‌های لرزه‌ای تقریباً ۳ است. از آنجا که عمق متوسط لایه لرزه‌زا در مدل لرزه زمینساختی، قسمت بالایی پی‌سنگ دگرگونی و زیرین لایه جداکننده نمکی است (Jackson & McKenzie, 1984; Ni & Barazangi, 1986) و با توجه به شیب ۶۰ درجه گسل‌ها، برای تاقدیسی با طول ۳۰ کیلومتر یا کمی بیشتر، بیشینه زمینلرزه قابل انتظار حدود  $M_w 6.6$  پیش‌بینی می‌شود. وقتی که طول تاقدیس کمتر از ۳۰ کیلومتر باشد، گسل وابسته به آن تاقدیس به سطح فوقانی لایه جداکننده سری هرمز نمی‌رسد و حداکثر زمینلرزه قابل انتظار برای آن از نامساوی  $MCE < 6.6 Mw$  تبعیت می‌کند.
- ۸- بیان این نکته لازم است که پاره‌بندی زمین‌شناسی گسل‌ها در روی زمین لزوماً با پاره‌بندی لرزه‌ای گسل‌ها همراه نیست. در صورتیکه انحراف محور تاقدیس‌ها در سطح با تغییر شدید پهنای تاقدیس‌ها همراه باشد، احتمال پاره‌بندی چشمه‌های لرزه‌ای نیز موجود است.
- ۹- آهنگ لرزه‌خیزی کل ناحیه بر روی تمام این چشمه‌های لرزه‌ای توزیع می‌شود. اگر فرض شود که توزیع آهنگ لرزه‌ای بطور کامل مرتبط با پی‌سنگ باشد، معیار محافظه‌کارانه‌ای انتخاب شده است. چنین فرض می‌شود که بخش قابل توجهی از این مقدار متعلق به پی‌سنگ و طبیعتاً در ارتباط با چشمه‌های پهنه ناحیه‌ای پی‌سنگی است. بخشی دیگر به چشمه‌های پهنه‌ای ناحیه‌ای غیر پی‌سنگی و قسمت ناچیزی نیز به چشمه‌های پهنه‌ای محلی و خطی لرزه‌زای مرتبط با Backthrust های ناحیه است و با استفاده از آهنگ نسبت داده شده به هر یک از چشمه‌ها، احتمال رخداد زمینلرزه‌ای بر روی هر نوع از این چشمه‌ها تعیین می‌شود به نحوی که مجموع احتمال رخداد زمینلرزه در انواع چشمه‌ها ۱ شود. تقسیم بندی چشمه‌ها با این روش در مراحل بعدی، ارزیابی احتمال خطر زمینلرزه را با استفاده از یک درخت منطقی میسر می‌سازد.

### سپاسگزاری :

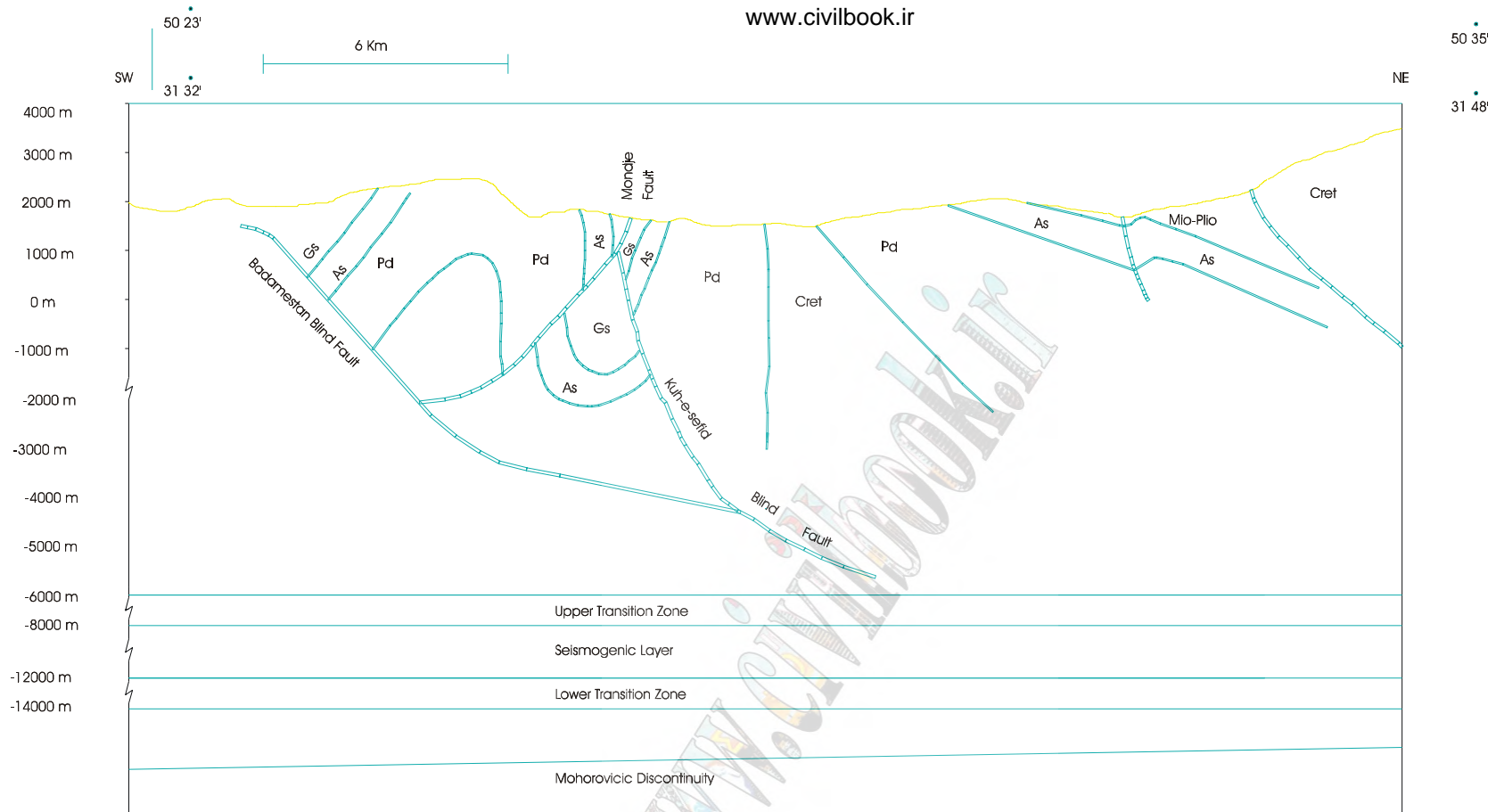
نویسندگان از آقای مهندس ابراهیم مالکی بدلیل خواندن دست نویس این نوشتار و ارائه پیشنهادات ارزنده و از آقای مهندس پرویز صدفی تهرانی بدلیل در اختیار گذاشتن تسهیلات لازم سپاسگزاری می‌کنند.

### References:

- Ambraseys, N.N & Melville, C.P. (1982) *A History of Persian Earthquakes*, Cambridge- University Press, 219 PP.
- Berberian, M. (1981) Active faulting and tectonic of Iran, in Zagros, HinduKush, Himalaya Geodynamic evolution, eds Gupta, H.K & Delany, F.M., Geodyn, Ser. Am. Geophys. Un., 3, 33-69.
- Berberian, M., (1995) Master blind thrust fault hidden under the Zagros fold: active basement tectonics and surface morphotectonics, Tectonophysics, 241, 193-224.
- Demets, C., Gordon, R.G., Argus, D.F. & Stein, S (1990) Current plate motion, Geophys. J. Int, 101, 425-478 PP.
- England, P.C. & McKenzie, D.P. (1982) A thin viscous sheet model for Continental deformation, Geophys. J. R. astr. Soc., 70, 295-321.

- Falcon, N.L. (1969) Problems of the relationship between surface structure and deep displacements illustrated by the Zagros Range. In Time and Place in Orogeny. Geol. Soc. Lond., Sp. Pub. 3, 9-22.
- Falcon, N.L. (1974) Southern Iran: Zagros Mountains, Mesozoic-Cenozoic orogenic belt. Spec. pub. Geol. Soc. Lond., 4, 199-211.
- Haynes, S.J., McQuillan, H. (1974) Evolution of the Zagros suture zone, southern Iran. Geol. Soc. Am. Bull., 85, 739-747.
- Jackson, J.A. & Fitch, T.J. (1979) Seismotectonic implications of relocated aftershock sequences in Iran and Turkey, Geophys. J. R. astr. Soc., 57, 209-229.
- Jackson, J.A. & Fitch, T.J. (1981) Basement faulting and the focal depths of the larger earthquakes in the Zagros mountains (Iran) Geophys. J. R. astr. Soc., 64, 561- 568.
- Jackson, J.A. & McKenzie, D.P. (1984) Active tectonics of the Alpine- Himalaya belt between western Turkey and Pakistan, Geophys. J. astr. Soc., 77, 185-264.
- Jackson, J.A. & McKenzie, D.P. (1988) The relationship between plate motions and seismic moment tensors and the rates of active deformation in the Mediterranean and Middle East, Geophys. J., 93, 45-73.
- Ni, J. & Barazangi, M. (1986) Seismotectonic of Zagros continental collision Zone and a comparison with the Himalayas, Journal of Geophysical Research, 91, B8, 8205-8218.
- Stocklin, J. (1968) Structural history and tectonics of Iran, Assoc. Pet. Geol. Bull., 52, 1229-1258.
- Vita-Finzi, C. (1982) Recent Coastal deformation near the strait of Hormoz, Proc. R. Soc. A, 382, 441-457.
- Wells, D.L. & Coppersmith, K.J. (1994) New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area and surface displacement, B.S.S.A, 84, 974-1002.





شکل ۱- مدل شماتیک لرزه زمینساختی از محدوده اطراف ساختگاه سد کارون ۴ به موقعیت گسلهای منج، کوه سفید، بادامستان و سایر عناصر ساختاری توجه شود.

گسترش داده شده توسط سیویل بوک

# سیستم‌های هشدار سیل و مدیریت سیلاب

مصطفی فدایی فرد<sup>۱</sup>

عبدالرحیم صلوی تبار<sup>۲</sup>

## چکیده:

سیلاب بعنوان یکی از بلاهای طبیعی، سالانه علاوه بر وارد آوردن خسارات مالی سنگین، جان تعداد زیادی از انسانها را نیز می‌گیرد. این پدیده به علت دستگاریهای مخرب انسان در طبیعت، تولید روزافزون گازهای گلخانه‌ای، نازک شدن لایه ازن و سایر پدیده‌های جوی، به شکل فزاینده‌ای به لحاظ تعداد وقوع و مقدار، روبه رشد است. به این لحاظ لزوم مقابله با آن امری اجتناب ناپذیر می‌باشد. یکی از روشهای مناسب مقابله با سیل، پیش‌بینی زمان وقوع و هشدار به موقع خطر است این مسئله اگر به نحو مناسب و موثری صورت پذیرد علاوه بر حفظ جان و اموال مردم، امکان استفاده از حجم آب حاصل از سیلاب نیز میسر خواهد بود. سه نوع پیش‌بینی یا پیشگویی در برآورد مقادیر سیلاب به شرح زیر وجود دارد:

### پیش‌بینی هواشناسی

این نوع از پیش‌بینی شامل پیشگویی مقدار کمی بارندگی و درجه حرارت هوا می‌باشد. این روش که با استفاده از سیستم‌های پیشرفته راداری و اطلاعات ماهواره‌ای شامل وضعیت حرکت توده‌های هوا عمل می‌نماید قادر است میزان بارش در ۹۶ ساعت آینده را پیش‌بینی نماید و هر چه به زمان بارندگی نزدیکتر شویم دقت پیش‌بینی افزایش می‌یابد.

### پیش‌بینی هیدرولوژیکی

در این پیش‌بینی مقادیر مشاهده و ثبت شده برف یا باران در بخش‌های علیای حوزه‌های آبریز، مبنای پیشگویی مقادیر سیلاب در نقاط سفلی حوزه قرار می‌گیرد. این کار معمولاً "به کمک مدل‌های تبدیل بارش به رواناب (مثلاً "HEC-1) و با معادلات همبستگی یک یا چند متغیره انجام می‌پذیرد. علاوه بر آن، پیشگویی مقادیر آبدهی یا اشل سطح آب رودخانه در نقاط مورد نظر، بر اساس آبدهی یا اشل مشاهده شده در نقاط بالادست واقع در همان حوزه نیز غالباً بر اساس معادلات مذکور صورت می‌پذیرد و در ردیف پیش‌بینی‌های هیدرولوژیکی محسوب می‌شود.

### پیش‌بینی هیدرولیکی

پیش‌بینی اوج سیلاب که در نقاط بالادست ثبت شده‌اند، در محل‌های مورد نظر و همچنین زمان لازم برای حرکت و انتقال موج سیلاب مزبور به نقاط مورد نظر به روش‌های هیدرولیکی و بر اساس موازین و اصول حرکت موج در آبراهه‌ها و رودخانه‌ها، جزو پیش‌بینی‌های هیدرولیکی می‌باشد. تبدیل دبی سیلاب (اوج آبدهی) به حداکثر پهنه غرقاب شونده، تعیین عمق و سرعت جریان آب روی سیلاب دشت و اراضی سیلگیر، و زمان لازم برای فروکش کردن موج به کمک مدل‌های هیدرولیکی انجام می‌پذیرد. تجارب بین‌المللی حاکی از آنست که دقت پیش‌بینی‌ها برای روش هیدرولیکی بالاترین و برای روش هواشناسی کمترین است. ولی در خصوص زمان ایجاد شده برای مقابله با سیلاب این روند معکوس خواهد بود. به این لحاظ روش‌های هواشناسی و هیدرولوژیکی زمان بیشتری را نسبت به روش هیدرولیکی به منظور اتخاذ تصمیمات مناسب بدست می‌دهند. با توجه به اینکه پیش‌بینی‌های کمی بارندگی و درجه حرارت هنوز در ایران به نحو موثری صورت نمی‌پذیرد، در این مقاله روش‌های هیدرولیکی و هیدرولوژیکی مورد توجه بیشتری قرار گرفته است.

<sup>۱</sup> - سرپرست گروه هیدروکلیماتولوژی بخش منابع آب - شرکت مه‌آب قدس

<sup>۲</sup> - مدیر بخش منابع آب امور سد و نیروگاه - شرکت مه‌آب قدس

## مقدمه و هدف

وقوع سیلاب همه ساله باعث بروز خسارات جانی و مالی هنگفتی در کشور می‌گردد. این پدیده به علت شرایط متنوع اقلیمی و جوی کشور و همچنین توزیع غیریکنواخت ریزش‌های جوی به وقوع می‌پیوندد.

علیرغم اینکه بر روی برخی از رودخانه‌ها، سدهای مخزنی احداث گردیده (یا در حال احداث می‌باشند)، به دلیل استفاده هر چه بیشتر از آب تنظیمی و همچنین نبود دستورالعمل‌های مناسب بهره برداری از مخازن سدها، اکثر آنها نقش موثری در کنترل سیلاب نخواهند داشت. از طرفی احداث تاسیسات کنترل سیل با توجه به هزینه‌های سنگین آن، برای کلیه رودخانه‌های طغیانی این کشور وسیع امکانپذیر نخواهد بود. لذا ایجاد سیستم‌های هشدار سیل در حوزه‌های آبریز، یکی از روش‌های منطقی و مفید و نسبتاً ارزان در جهت کاهش زیانها و خسارات ناشی از وقوع سیلاب خواهد بود. این در حالی است که این نوع سیستم‌ها با توجه به زمان نسبتاً طولانی احداث سدهای مخزنی، برای به حداقل رساندن خسارات ناشی از وقوع سیلاب به محدوده کارگاه در زمان احداث نیز، کاملاً موثر خواهد بود.<sup>۳</sup>

علیرغم پیشرفت‌های علمی که در زمینه سیستم‌های هشدار سیل حاصل آمده است، راه‌اندازی آنها در کشور تاکنون بطور کامل رایج نگردیده و صرفاً تعدادی از سازمانهای آب با استفاده از بی‌سیم، زمان وقوع سیل در مراکز حساس را با توجه به بعد مسافت پیش‌بینی و اعلام می‌نمایند.

پیش‌بینی سیلاب با توجه به توسعه و تکمیل مدل‌های بارندگی - رواناب و مدل‌های روندیابی هیدرولیکی که بارندگی را در سطح حوزه به رواناب و نهایتاً ارتفاع سطح آب تبدیل می‌نماید، نسبتاً سهل‌الوصول می‌نماید. با افزایش دسترسی سریع به اطلاعات ماهواره‌ای (GIS, RS)<sup>۴</sup> و همچنین سیستم‌های تله‌متری که انتقال اطلاعات از منابع اصلی یا ایستگاههای دور دست به مرکز اطلاعات را باعث می‌گردد، درجه نوبی را در برابر متخصصین پیش‌بینی و هشدار سیل گشوده و روز به روز این مدل‌ها با سرعت شگرفی رو به تکامل رفته و جایگاه ویژه‌ای در جلوگیری از فجایع ناشی از وقوع سیل را باعث می‌گردد.

هدف از تدوین این مقاله روشن نمودن جایگاه سیستم‌های هشدار سیل در رابطه با به حداقل رساندن خسارات ناشی از وقوع سیلاب، و ترغیب مدیران صنعت آب کشور به استفاده از این سیستم‌ها می‌باشد.

سیستم‌های هشدار سیل از دو قسمت کلی پیش‌بینی و هشدار تشکیل گردیده‌اند که در این مقاله تا حد ممکن به آنها پرداخته خواهد شد.

## تعریف سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل

سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل عبارتند از پیش‌بینی زمان وقوع سیلاب، ارتفاع سطح آب و پهنه سیلابدشت همان سیلاب، و فراهم نمودن امکاناتی به منظور اطلاع رسانی سریع مسئولین ذریبط و مردم برای اعمال تمهیدات مقابله با سیلاب و یا تخلیه مناطق در خطر سیل و همچنین کمک به پرسنل مدیریت منابع آب برای اقدامات لازم نظیر بهره‌برداری مناسب از دریاچه‌ها، سرریزها و مخازن سدها. سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل ترکیبی از سیستم‌های معجزا و مرتبط به هم می‌باشند که با توجه به عملکرد جمعی آنها امکان حصول اهداف پیش‌بینی و هشدار سیل حاصل خواهد شد. مراحل اصلی سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل را می‌توان بصورت زیر در نظر گرفت:

- سیستم‌های پیش‌بینی بارندگی
- پیش‌بینی شرایط اولیه حوزه
- پیش‌بینی تبادل آب سطحی و زیرزمینی

<sup>۳</sup> - طرح‌های کارون ۳ و مارون از جمله کارگاههایی هستند که در اثر وقوع سیلاب و تخریب فرازبند، خسارات فراوانی به ماشین‌آلات و تاسیسات کارگاه وارد آورند.

- تعیین الگو و گرادیان حرارتی
- تعیین پوشش، عمق و چگالی برف
- پیش‌بینی آب معادل برف و جریان پایه سیلابی
- روندیابی رودخانه‌ها، مخازن و سیلابدشت
- پیش‌بینی ارتفاع سطح آب در نقاط از پیش تعیین شده
- سیستم اطلاع رسانی و هشدار

### پیش‌بینی سیل

پیش‌بینی وقوع سیل در واقع تکامل زمینه‌های کاربردی علم هیدرولوژی مهندسی است که هدف از آن کسب داده‌های زمان واقعی (Real Time) بارندگی و جریان رودخانه به وسیله امواج کوتاه، رادیو و سیستم‌های ماهواره‌ای و بکارگیری این اطلاعات در مدل‌های بارندگی - رواناب، جهت پیش‌بینی سیل در فواصل زمانی و مکانی متوالی، می‌باشد. پیش‌بینی سیل علاوه بر برپایی سیستم‌های هشدار سیل، در زمینه‌های کنترل سیلاب نیز کاربرد ویژه‌ای دارد.

زمان وقوع پیک سیلاب در پیش‌بینی و هشدار سیل نقش تعیین‌کننده‌ای دارد. بر این اساس سیل را می‌توان به دو نوع سریع و معمولی تقسیم نمود. سیل‌های سریع به سیل‌هایی اطلاق می‌شود که یک جریان زیاد آب، ناشی از ریزش شدید باران یا شکست سد، در مدت زمان کوتاه اتفاق افتد. یا به عبارت دیگر سیلی با تداوم کوتاه و جریان پیک بالا را سیل سریع گویند. (WMO- UNESCO – 1974)

فرق اساسی بین سیل‌های سریع و معمولی در سرعت وقوع آنها می‌باشد که خود ناشی از وجود زمان کم بین وقوع علت، (رگبار یا شکست سد) و پدیدار شدن معلول، (سیل) خواهد بود. سیل‌های با تداوم کمتر از ۶ ساعت را سیلاب‌های سریع و بالاتر از آن را سیلاب‌های معمولی می‌نامند. برای پیش‌بینی سیلاب‌های با تداوم کمتر از ۶ ساعت استفاده از سیستم‌های ماهواره‌ای اجتناب‌ناپذیر خواهد بود.

پیش‌بینی سیلاب همراه با سیستم‌های هشدار دهنده نیاز به یک حداقل زمان دارد که معمولاً "این حداقل زمان ۱۲ ساعت می‌باشد. (WMO – NO 577) سیلاب‌های سریع تحت سه مقوله زیر دسته بندی می‌شوند:

- ۱- سیلاب‌های ناشی از بارندگی‌های شدید در حوزه‌های آبریز بکر
- ۲- سیلاب‌های ناشی از بارندگی‌های شدید در حوزه‌های آبریزی که بطور محسوسی بصورت مصنوعی دچار تغییر گردیده و مشخصه‌های رواناب، ذخیره و یا هیدرولیک حوزه دگرگون شده باشد.
- ۳- سیلاب‌هایی که ناشی از رها سازی حجم عظیمی از آب می‌باشند (در زمان شکست سدها که معمولاً "همراه با بارندگی‌های شدید اتفاق می‌افتد).

تکنیک‌های متعددی برای پیش‌بینی سیلاب وجود دارد که دارای طیفی از روش‌های ساده مبتنی بر روابط بارندگی و پیش‌بینی ریزش‌های جوی، تا مدل‌های بارندگی رواناب و روش‌های پیچیده روندیابی سیلاب در حوزه می‌باشد.

### روش‌های پیش‌بینی

روش‌های پیش‌بینی سیل را می‌توان در سه گروه عمده طبقه‌بندی نمود که در کلیه آنها پیش‌بینی دبی (بوژه جریان حداکثر لحظه‌ای)، تراز سطح آب، زمان وقوع و تداوم سیلاب مورد توجه قرار می‌گیرد. این روش‌ها عبارتند از روش‌های هواشناسی - روش‌های هیدرولوژیکی - روش‌های هیدرولیکی.

روش پیش‌بینی هواشناسی شامل پیش‌بینی میزان بارش در طول افق پیشگویی است. نمونه‌ای از این سطح از پیشگویی، پیش‌بینی کمی نزولات جوی (QPF) است که میزان بارش در ۹۶ ساعت (۴ روز) آینده را پیشگویی می‌نماید که در آن پیشگویی سایر عوامل از جمله درجه حرارت، رطوبت هوا، نقطه شبنم و غیره نیز مطرح است.

در پیش‌بینی هیدرولوژیکی، مقادیر مشاهده و ثبت شده برف یا باران در بخش‌های علیای حوزه، مبنای پیشگویی مقادیر آبدهی سیل در نقاط سفلی حوزه قرار می‌گیرد. این کار معمولاً به کمک مدل‌های تبدیل بارش به رواناب و یا معادلات همبستگی یک یا چند متغیره انجام می‌پذیرد. علاوه بر آن پیش‌بینی مقادیر آبدهی یا اشل رودخانه در نقاط مورد نظر بر اساس آبدهی یا اشل مشاهده شده در نقاط بالادست واقع در همان حوزه نیز غالباً بر اساس معادلات همبستگی یک یا چند متغیره صورت می‌پذیرد و در ردیف پیش‌بینی‌های هیدرولوژیکی محسوب می‌شود.

پیش‌بینی اوج آبدهی موج سیلاب که در نقاط بالادست ثبت و مشاهده شده‌اند، در محل یا محل‌های مورد نظر و همچنین زمان لازم برای حرکت و انتقال موج سیلاب مزبور به نقاط مورد نظر به طرق هیدرولیکی و بر اساس موازین و اصول حرکت موج در آبراهه‌ها و رودخانه‌ها، جزو پیش‌بینی هیدرولیکی است.

تبدیل اوج آبدهی به حداکثر پهنه غرقاب شونده، تعیین عمق و سرعت جریان آب روی سیلابدشت و اراضی سیلگیر، و زمان لازم برای فرو نشستن موج به کمک مدل‌های هیدرولیکی انجام می‌پذیرد.

برای تبدیل اوج آبدهی سیل به پهنه غرقاب شونده بایستی از روش‌ها یا مدل‌های هیدرولیکی استفاده کرد ولی برای تسهیل ارائه نتایج کار می‌توان مدل هیدرولیکی را به یکی از انواع سیستم‌های اطلاعات جغرافیایی (GIS) متصل و مرتبط نمود.

تجارب بین‌المللی حاکی از آن است که دقت پیش‌بینی‌ها برای روش هیدرولیکی بالاترین و برای روش‌های هواشناسی کمترین است این در حالی است که زمان بدست آمده برای مقابله با سیلاب در روش هواشناسی بیشتر است. بنابراین نیاز به استفاده از تمامی روش‌های مزبور در یک پروژه واحد و یا عدم نیاز به آنها، علاوه بر امکانات موجود، به زمان یا افق پیشگویی نیز وابسته است.

### روش‌های تعیین پهنه سیلگیر

یکی از مسایل بسیار مهم در پیش‌بینی، تحلیل سیلابدشت<sup>۶</sup> می‌باشد که عبارت است از تعیین مناطق مجاور رودخانه که در سیلهای با دوره برگشت معین یا تراز مشخصی از سطح آب، غرقاب خواهد شد.

بررسی‌های جهانی در خصوص روش‌های ارزیابی محدوده‌ها و پهنه‌های سیلگیر متناسب با سطح و مرحله مطالعات، در سه سطح معین، نقشه‌های سیلگیری اراضی را به شرح زیر تقسیم‌بندی نموده است.

نقشه‌های سطح یک: در این سطح، نقشه‌های خطر بالقوه سیلگیری با دقت زیاد تهیه می‌شود. و مبنای تفکیک و منطبقه بندی سیلابدشت‌ها، بویژه در مراکز جمعیتی و اقتصادی، قرار می‌گیرد. نقشه‌های مذکور حاصل مطالعات و بررسی‌های تفصیلی هیدرولوژی سیلابها، انجام عملیات تفصیلی نقشه برداری (عموماً "زمینی") در طول مسیر یا مسیرهای مورد نظر رودخانه، و بالاخره تلفیق داده‌های هیدرولوژی و توپوگرافی رودخانه و سیلابدشت و انجام محاسبات هیدرولیکی برای تعیین پهنه سیلگیر، و منطبقه بندی اراضی سیلابدشت بر اساس شدت سیلگیری آنهاست.

مقایس نقشه‌ها برای انجام این محاسبات بین ۱:۵۰۰ تا ۱:۲۰۰۰ و مقیاس نقشه‌ها برای انتشار نتایج، غالباً "۱:۱۰۰۰۰ تا ۱:۲۰۰۰۰" خواهد بود.

## 1- Quantitative Precipitation Forecasting (QPF)

### Flood Plain Analysis



نقشه های سطح دو: برای تهیه نقشه‌هایی در این سطح، اساساً از اطلاعات محلی درباره سیلابهای عمده‌ای که در همان منطقه بوقوع پیوسته است و همچنین کاربرد تکنیک‌های نسبتاً ساده هیدرولوژیکی و هیدرولیکی استفاده می‌شود. مطالعات هیدرولوژی برای تهیه این نقشه ها نیز بسیار اجمالی است و روش‌های هیدرولیکی نیز متناسب با داده‌های موجود در محل انتخاب می‌شود.

نقشه‌های سطح سه: نقشه های سیلگیری اراضی در این سطح بدون توسل به محاسبات هیدرولوژیکی یا هیدرولیکی تهیه می‌شود. استفاده مستقیم از تجربیات اهالی محل درباره پهنه سیلگیر و اراضی غرقاب شده بوسیله سیلابهای عمده‌ای که در سالهای پیشین رخ داده، استفاده از نقشه‌های موجود و خاکشناسی و یا خصوصیات ژئومورفولوژی سیلابدشت و رودخانه، اساس کار برای تهیه نقشه‌های سطح دو تلقی می‌شود. اگرچه دقت کار در این سطح پایین تر از دو سطح یک و دو است ولی برای مطالعات عمومی و شناسایی کفایت می‌نماید.

استفاده از اطلاعات و تصاویر ماهواره‌ای برای تعیین پهنه سیلگیر رودخانه از حدود سی سال پیش آغاز و در کشورهای مختلف جهان رایج شده است. اگرچه نقشه‌هایی که بدین طریق تهیه می‌شوند طبق توضیحات فوق جزو نقشه های سطح سه محسوب می‌شوند ولی دقت آن تابع سطوح سه گانه فوق نبوده و با دقت نقشه‌های سطح یک به خوبی قابل قیاس است.

طبقه‌بندی نقشه‌های سیلگیری بر اساس سطح و دقت مورد نیاز مطالعات، آن چنان که در بالا مطرح شده، حاوی این نکته مهم است که تلاش و کوشش برای گنجاندن خطر بالقوه سیل در مطالعات برنامه‌ریزی را می‌توان متناسب با سطح و مرحله مطالعات و امکانات و اطلاعات موجود و با انتخاب روش‌های مناسب به مسیر صحیح هدایت نمود. از سوی دیگر، برای انتخاب روش مناسب برای ارزیابی خطر سیلگیری می‌توان از یک تقسیم بندی دیگر شامل روشهای مستقیم و روش‌های غیرمستقیم به شرح زیر استفاده نمود.

در روش‌های مستقیم، پهنه سیلگیر رودخانه مستقیماً، یعنی بر اساس اراضی غرقاب شده بوسیله سیلابهایی که قبلاً در منطقه بوقوع پیوسته، تعیین و مشخص می‌گردد. در روش‌های غیرمستقیم، ابتدا حداکثر آبدهی لحظه‌ای یا پیک سیلی با شدت و بزرگی مورد نظر تعیین می‌شود. و سپس پهنه‌ای که به وسیله همان سیلاب غرقاب خواهد شد، به روش‌های هیدرولیکی تعیین می‌گردد. انتخاب یکی از دو گروه روش‌های مستقیم و یا غیرمستقیم باید با توجه به عواملی مانند سطح و مرحله عمومی مطالعات، گستردگی منطقه، اطلاعات موجود، فرصت زمانی، نیروی انسانی متخصص و همچنین امکانات مالی تعیین گردد.

روش‌های غیرمستقیم، همان گونه که قبلاً اشاره شد، شامل برآورد حداکثر آبدهی لحظه‌ای سیل و سپس تعیین حد و مرز اراضی غرقاب شونده به وسیله همان سیل است. برآورد حداکثر آبدهی لحظه‌ای سیل برای هر قسمت معین از طول رودخانه به شیوه‌های مختلف و متنوعی انجام می‌پذیرد.

پس از تعیین سیلاب حداکثر لحظه‌ای، بایستی آن را به تراز سطح آب متناظر با همان آبدهی تبدیل کرد. با انتقال رقوم با تراز مذکور به نقشه توپوگرافی اراضی مجاور رودخانه، پهنه غرقاب شونده را می‌توان تعیین نمود که انجام آن مستلزم وجود مقاطع عرضی رودخانه در فواصل منتخب و در طول مسیرهای مورد بررسی می‌باشد.

استفاده از روشهای غیرمستقیم اساساً "در مواردی موجه به نظر می‌رسد که حد بالایی از تخصیص امکانات برای دستیابی به اهداف مطالعات را بتوان توجیه کرد.

در روش‌های مستقیم، ارزیابی عمومی خطر بالقوه سیلگیری اراضی بر اساس استفاده مستقیم از اطلاعات، آثار و شواهد و مدارک موجود درباره حد و مرز اراضی غرقاب شده به طرق زیر امکانپذیر است:

- ۱- استفاده از عکس‌های هوایی و داده‌های ماهواره‌ای که به هنگام وقوع سیلابهای عمده و یا در فاصله زمانی مشخصی پس از آن تهیه شده است.
- ۲- استخراج اطلاعات سیلگیری اراضی از نتایج مطالعات خاک شناسی و ارزیابی منابع ارضی که قبلاً در همان منطقه انجام شده و مدارک آن موجود است.
- ۳- بازدید محلی و پرسش از اهالی بومی درباره داغ آب سیلابهای بزرگی که تاکنون در همان منطقه رخ داده است.

در روش‌های مستقیم، همان پهنه غرقاب شده در اثر سیلابهای بزرگ قبلی،<sup>۹۸</sup> مبنای قضاوت درباره آسیب‌پذیری عمومی اراضی مجاور رودخانه قرار می‌گیرد.

روش بازدیدهای صحرائی و کسب اطلاعات محلی درباره سیلگیری اراضی مستلزم صرف وقت و امکانات ویژه‌ای می‌باشد که در محدوده‌های گسترده و وسیع، عملی نخواهد بود ولی استفاده از این شیوه برای آزمون و کنترل موردی (سیستماتیک یا تصادفی بودن) نتایج، اجتناب‌ناپذیر خواهد بود.

بر اساس نتایج مطالعات خاکشناسی و توجه به ویژگی‌های مورفولوژیک سیلابدشته‌ها نیز می‌توان پهنه سیلاب دشت را تعیین نمود. اساس امکان استفاده از نقشه‌های خاکشناسی برای تعیین سیلابدشت، بطور کلی بر این اصل استوار است که غرقاب شدن اراضی حاشیه رودخانه‌ها آثار قابل تشخیصی در خاک به جا می‌گذارد و نشانه تکرار این پدیده را هم در جهت عمودی (پروفیل خاک) و هم در جهت افقی (فاصله اراضی نسبت به محور رودخانه)، می‌توان مشاهده کرد. بدین لحاظ حد و مرز عمومی اراضی سیلگیر را می‌توان از نتایج مطالعات خاکشناسی استخراج نمود و از این رو نقشه‌های موجود خاکشناسی را ابزاری سریع و نسبتاً ارزان برای تفکیک خاکهایی که مکرراً "غرقاب می‌شوند به شمار آورد.

دقت نقشه‌های خاکشناسی برای تعیین مرزهای اراضی سیلگیر در قیاس با روشهای غیر مستقیم، به ویژه در مورد سیلابهای عظیم و با دوره‌های بازگشت بالا، بسیار خوب و همخوانی نتایج دو روش در حد ۹۵ درصد خواهد بود. بدین ترتیب، در صورتی که نقشه‌های مذکور موجود باشد، هیچ تردیدی در استفاده از آنها برای تعیین پهنه سیلگیر رودخانه‌ها جایز نخواهد بود. ولی مطالعات مورد بحث، در شرایطی که رژیم سیلابی حوزه به خاطر احداث تاسیساتی نظیر سدها و سیلبندها دستخوش تحولات عمده‌ای شده است، مناسب نمی‌باشد.

در این خصوص به عنوان نمونه، داده‌های حاصل از طبقه‌بندی اراضی برای آبیاری و نیز مطالعات ارزیابی منابع ارضی که در ایران تهیه شده، مورد توجه قرار گرفته که نتایج را می‌توان به شرح زیر خلاصه نمود:

راهنمای طبقه‌بندی اراضی برای آبیاری، نشریه شماره ۲۰۵ موسسه آب و خاک، خطر سیلگیری را در سه سطح مختلف و بر حسب شدت یا تکرار سیلگیری خاکها به شرح زیر طبقه‌بندی کرده است:

دوره بازگشت سیلاب	طبقه‌بندی اراضی به لحاظ سیلگیری
۶ تا ۱۰ سال	اراضی با آسیب پذیری کم
۳ تا ۵ سال	اراضی با آسیب پذیری متوسط
۱ تا ۲ سال	اراضی با آسیب پذیری زیاد

چنان که ملاحظه می‌گردد، در این طبقه‌بندی، تکرار سیلگیری، مبنایی برای تعیین آسیب‌پذیری اراضی دز برابر سیلاب بوده است. وسیعترین پهنه‌ای که از این گونه مطالعات می‌توان استخراج کرد، پهنه سیلابهای ۱۰ ساله است که می‌توان آنرا جزو حریم رودخانه‌ها یا منطقه ممنوعه اراضی مجاور رودخانه محسوب نمود.

پهنه سیلگیر سیلابهای عظیمی چون سیلابهای پنجاه و یا صد ساله را نمی‌توان از نقشه‌های مذکور استخراج نمود و این نقشه‌ها صرفاً برای تعیین حریم رودخانه‌ها، از دقت مناسبی برخوردار خواهند بود.

<sup>۹</sup> دوره بازگشت سیلابهای مورد نظر را می‌توان با استفاده از مطالعات هیدرولوژی تعیین نمود.

از دیگر روش‌های مستقیم تعیین پهنه‌های سیلگیر، استفاده از عکس‌های هوایی و داده‌های ماهواره‌ای می‌باشد. استفاده از عکس‌های هوایی یکی از روش‌های عمومی برای ثبت مستقیم حد و مرز اراضی سیلگیر و نتیجتاً "ارزیابی عمومی خطر سیلگیری اراضی به شمار می‌آید.

مقیاس عکس‌ها بر اساس ارتفاع پرواز هواپیما و فاصله کانونی دوربین و بر اساس دقت مورد نیاز قابل تغییر است. لذا دقت این روش در حد بسیار خوب ارزیابی می‌گردد.

مهمترین محدودیت استفاده از عکس‌های هوایی، ابری بودن آسمان در اکثر اوقاتی که سیلاب عظیمی رخ می‌دهد، می‌باشد که در این حالت امکان عکسبرداری هوایی میسر نخواهد بود که البته این نقیصه را می‌توان با عکسبرداری در زمانی که طوفان خاتمه یافته است، مرتفع نمود ولی از آنجا که بعید است عکس‌های هوایی در تمام مواردی که سیلابهای عظیمی در رودخانه‌های مختلف کشور رخ داده تهیه شده باشد، و همچنین امکان تنظیم زمان عکسبرداری در زمان وقوع سیلاب نیز به سادگی میسر نخواهد بود، استفاده از این ابزار را نمی‌توان به عنوان یک راه حل سراسری و ملی برای پهنه‌بندی سیلابها مطرح نمود. در عین حال در مواردی که عکس‌های هوایی منطقه با ویژگی‌های مورد نظر موجود باشد، مطمئناً استفاده از آنها بعنوان یک راه کار مفید بایستی مورد توجه قرار گیرد. اطلاعات و تصاویر ماهواره‌ای نیز یکی از روشهای مستقیم برای تعیین پهنه سیلگیر است که استفاده از آن به ویژه برای مطالعات برنامه ریزی در سطوح ملی و منطقه‌ای، مطرح می‌باشد. مهمترین مزیت‌های داده‌های ماهواره‌ای به منظور استفاده در اینگونه مطالعات به شرح زیر است:

- ۱- موجود بودن اطلاعات و تصاویر در هر زمان مورد نظر و با پیروی زمانی بسیار کوتاه (در برخی از ماهواره‌ها این پیروی زمانی در حد چند دقیقه قابل تنظیم خواهد بود)
- ۲- امکان تهیه نقشه با مقیاس مورد نیاز
- ۳- قدرت تفکیک بسیار بالا، که در عمل این امکان را فراهم می‌آورد که عوارضی با ابعاد یک متر را ارزیابی نمود.
- ۴- انتخاب دقت مطالعات بر اساس امکانات مالی موجود
- ۵- وجود امکاناتی برای مرتبط نمودن اطلاعات ماهواره‌ای و سایر اطلاعات در مدل‌های مورد استفاده
- ۶- قدرت تشخیص اراضی غرقاب شده حتی پس از گذشت ۱۰ روز از وقوع سیلاب

فنون سنجش از دور جزو روش‌هایی است که در تعیین سیلابدشت دارای کمترین محدودیت نسبت به سایر روش‌ها می‌باشد. شایان ذکر است که علیرغم دقت بالا در این روش، استفاده از این اطلاعات برای پهنه بندی سیلاب با دوره‌های بازگشت مختلف به تنهایی میسر نخواهد بود و از روش‌های غیرمستقیم نیز در کنار آن بایستی بهره‌گیری نمود.

### مدلهای پیش‌بینی سیلاب

مدلهای مورد نیاز را می‌توان بر اساس عملکرد و اهداف آنها، اطلاعات ورودی، اطلاعات خروجی و سیستم مورد بررسی به شرح زیر تقسیم بندی نمود.

مدل هدف	اطلاعات ورودی اصلی	اطلاعات خروجی	سیستم مورد بررسی
مدل پیش‌بینی بارندگی	دما، رطوبت و فشار توده‌ها	بارندگی	جو بالا
مدل بارندگی - رواناب	بارندگی پارامترهای فیزیکی حوزه	رواناب	حوزه آبریز
مدل ذوب برف	پوشش، عمق و چگالی برف و الگوی حرارتی	دبی پایه جریان	بخش‌های برفگیر حوزه
مدل جریان پایه	اطلاعات برف‌سنجی و مشارکت لایه زیر سطحی	دبی پایه سیلاب	حوزه و مسیر رودخانه
مدل روندیابی مخازن، دریاچه‌ها و سرریز	هیدروگراف ورودی به مخزن و شرایط اولیه مخزن	هیدروگراف خروجی	مخزن سد، پارامترهای هیدرولیکی سد و سرریز و دستورالعمل بهره‌برداری از مخزن و دریاچه‌ها
مدل تبادل آب سطحی و زیرزمینی	بارندگی در سطح حوزه و سطح آب در مسیر رودخانه و سفره آب زیرزمینی و شرایط نفوذ	تبادل آب سطحی و زیر زمینی و مشارکت آب زیرزمینی در دبی پایه	سطح ظاهری و غیرظاهری حوزه
مدل پیش‌بینی ارتفاع سطح آب در مکان و زمان	هیدروگراف سیل، مقاطع عرضی رودخانه خصوصیات هیدرولیکی مسیر رودخانه و سیلابدشت	ارتفاع سطح آب و سطح سیل گرفتگی	پایاب حوزه آبریز

از مدل‌های رایج در سطح جهان مانند HM, FHSM, WBNM, ROBR, WASH, HYMO, USGS, TR-55, TR-20, WM, GMS, MIKE-21, MIKE-11, SWMM, GAWSER, KANSAS, IHM, MIT, HEC-RAS, HEC-HMS می‌توان برای مطالعات بخش‌های فوق استفاده نمود.

### معیارهای انتخاب مدل پیش‌بینی

انتخاب بهترین مدل پیش‌بینی به منظور تجزیه و تحلیل‌های هیدرولوژیکی و هیدرولیکی بستگی به عوامل مختلفی دارند که اهم آنها به شرح زیر است:

- دقت مورد نیاز سیستم از مدل
- مدت زمان لازم بین وقوع بارندگی و انعکاس آن به مراکز هشدار دهنده
- انعطاف پذیری مدل
- سادگی استفاده از مدل (امکان اجرای مدل توسط کاربران مختلف)
- امکانات موجود مرکز پیش‌بینی و نحوه دسترسی به بانک اطلاعاتی
- اطلاعات موجود در خصوص روند یابی‌های هیدرولوژیکی و هیدرولیکی حوزه و مولفه‌های سیلاب
- نوع اطلاعات و آمار و زمان واقعی هواشناسی، هیدرولوژی و هیدرولیکی حوزه
- وجود یا نبود سازهایی که سیستم هیدرولوژیکی حوزه را تحت تاثیر قرار دهد
- امکانات مربوط به قابل دسترس بودن سیستم‌های انتقال اطلاعات

### طراحی شبکه مخابراتی

طراحی شبکه مخابراتی هشدار سیل خود مقوله کامل و مجزایی را تشکیل می‌دهد که در این مقاله تنها مراحل اصلی آن به شرح زیر مورد توجه قرار گرفته است.

- تعیین مرکز پیش‌بینی و ایستگاههای مرتبط
- مشخص نمودن نوع اطلاعات هر ایستگاه و میزان تغییرات هر یک از انواع اطلاعات و حجم آنها
- تعیین نوع اطلاعات ارسالی از مرکز پیش‌بینی به مراکز دیگر
- نوع ارتباط ایستگاهها و مراکز (یکطرفه یا دوطرفه)
- تعیین پروتکل ارسال این اطلاعات از ایستگاههای انتخابی به مرکز پیش‌بینی
- بررسی وضعیت توسعه آتی ایستگاهها و مراکز پیش‌بینی و نگهداری و بهره‌برداری از آنها
- تعیین نحوه جمع‌آوری اطلاعات در ایستگاهها
- بررسی‌های صحرائی و تهیه شبکه مخابراتی
- تهیه مشخصات فنی تجهیزات مخابراتی شامل:
  - بی‌سیم، خطوط تلفن، مخابرات رادیویی، مخابرات کابلی، مخابرات ماهواره‌ای
  - ایجاد همزمانی و هماهنگی در شبکه
  - تشخیص و تصحیح خطاها
  - تعیین نحوه دسترسی چندگانه به شبکه مخابراتی
  - تهیه دستورالعمل‌های بهره‌برداری از شبکه

### نتیجه‌گیری

وقوع سیلابهای مخرب در کشور، همواره علاوه بر وارد آوردن خسارات مالی سنگین، جان تعداد زیادی از انسانها و احشام را نیز به خطر می‌اندازد، لذا با توجه به اینکه سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل در سطوح مختلفی از دقت و هزینه قابل اجرا می‌باشد، اجرای این سیستم‌ها حداقل برای رودخانه‌های طغیانی کشور قابل بررسی خواهد بود. اهمیت این موضوع در زمانی که یک سد یا سازه کنترل سیلاب در پایاب حوزه وجود داشته باشد، بیشتر آشکار می‌گردد، چرا که با هشدار به موقع، امکان تخلیه بخشی از آب ذخیره شده در مخزن و به تبع آن کنترل هر چه بیشتر سیلاب میسر می‌گردد.

### پیشنهادات

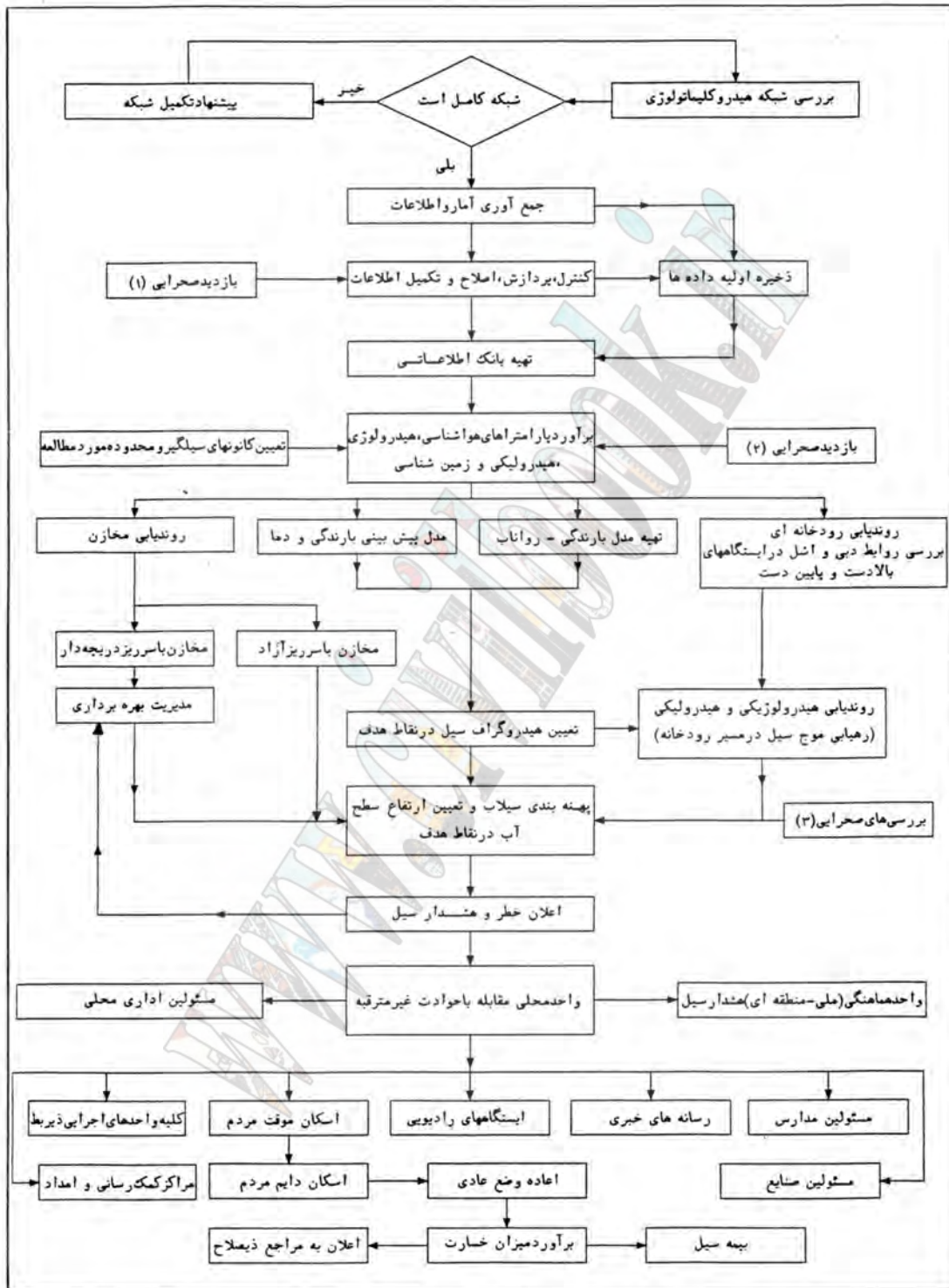
- تجهیز و تکمیل شبکه ایستگاههای هیدروکلیماتولوژی در سطح کشور و بر اساس استانداردهای بین‌المللی
- تجهیز کردن رودخانه‌های طغیانی مشرف به مراکز شهری و اقتصادی به سیستم‌های پیش‌بینی و هشدار سیل
- لحاظ نمودن مطالعات پیش‌بینی و هشدار سیل در تهیه دستورالعمل‌های بهره‌برداری از مخازن سدها در جهت امکان تخلیه سریع مخازن در شرایط وقوع سیلابهای بزرگ
- پیش‌بینی سیستم هشدار سیل محلی برای کارگاههای بزرگ سد سازی به منظور به حداقل رساندن خسارات ناشی از سیلابهای نادرالوقوع
  - ملزم نمودن مردم به رعایت هر چه بیشتر حریم رودخانه‌ها
  - انجام عملیات عکس‌برداری هوایی بلافاصله پس از وقوع سیلابهای بزرگ در حوزه‌ها
  - برداشت مقاطع عرضی رودخانه‌ها در محل ایستگاههای آبنسجی پس از وقوع سیلاب.



## فهرست مراجع

- Chow, V.T, 1964, Hand book of applied hydrology, Mc Graw- Hill
- Chow, V.T.D.R. Maidment, L.W. Mays, 1988, Applied Hydrology, Mc Graw – Hill
- IHE, 1989, Lecture Notes on Hydrological Forecasting, Delft, the Netherlands.
- G.A. Schults, 1988, Remote Sensing in Hydrology, journal of Hydrology, Vol. 100
- P.J. Mahler, 1979, Manual of land Classification for Irrigation, 3<sup>rd</sup> Revised Edition, Soil Institute of Iran, Ministry of Agriculture.

www.civilbook.ir



# تحلیل دینامیکی سد مسجد سلیمان

حمید رضا حاجی حسینی<sup>۱</sup>

## چکیده:

هدف از تحلیل دینامیکی سد، محاسبه توزیع شتاب، سرعت، تغییر مکان، تنش های مختلف در بدنه و پی سد و نیز کنترل پایداری شیب های سد بر اثر اعمال شتاب زلزله می باشد. سد مسجد سلیمان از نوع سنگریزهای با هسته رسی مرکزی و به ارتفاع ۱۷۶ متر می باشد. در تحلیل دینامیکی سد مسجد سلیمان با استفاده از تکرار حل معادلات رفتار مصالح بصورت غیر خطی انجام گرفت. تحلیل دینامیکی سد مسجد سلیمان با استفاده از روش طیف پاسخ پیچیده و بکارگیری تاریخچه شتاب زلزله در محل سد انجام شد. با محاسبه تاریخچه شتاب در بدنه سد و نیز بکارگیری روش نیو مارک و اتانابه، تغییر شکل های پس ماند محاسبه گردید و نهایتاً توزیع شتاب زلزله در بدنه سد به منظور کنترل پایداری سد پیشنهاد گردید.

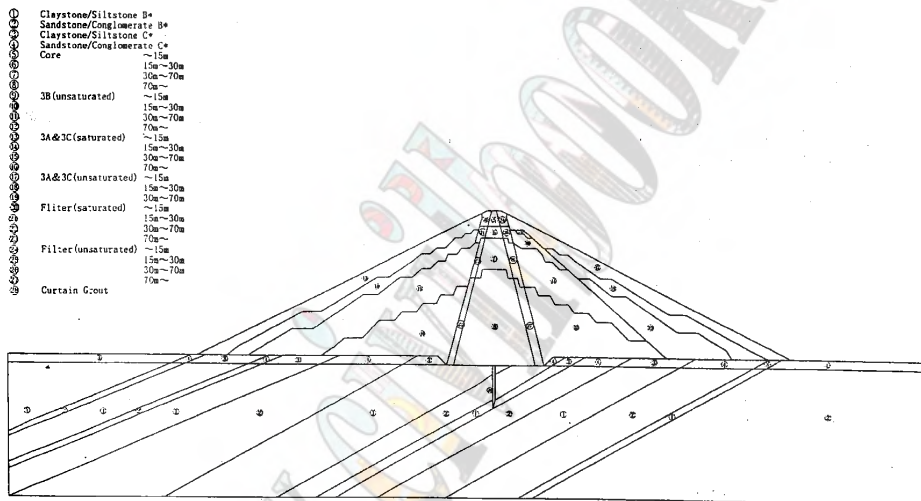
## کلمات اصلی و مهم:

تحلیل دینامیکی - نیو مارک و اتانابه - طیف پاسخ - توزیع شتاب - تغییر شکل - پایداری

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد مکانیک خاک شرکت تحکیم کاو و دفتر فنی طرح سد و نیروگاه مسجد سلیمان tahkim@dpir.com

## ۱- مقدمه :

سد مسجد سلیمان از نوع سنگریزه ای با هسته مرکزی رسی به ارتفاع ۱۷۶ متر در جنوب شرقی ایران و در شمال شرقی شهر مسجد سلیمان واقع می باشد. هندسه سد در شکل شماره ۱ بصورت شماتیک جهت تحلیل دینامیکی مشخص شده است. همانگونه که در شکل شماره ۱ مشخص می باشد نواحی مختلف بدنه سد شامل پوسته بالا دست با شیب ۱:۲ (V:H) و پوسته پائین دست با شیب ۱:۱.۷۵ (V:H) و هسته مرکزی و فیلترها می باشد. سد بر روی پی سنگی تشکیلات بختیاری و آغا جاری شامل لایه های کنگلو مرا، ماسه سنگ و گل سنگ احداث شده است. از نظر لرزه خیزی در ناحیه با پتانسیل لرزه خیزی بالا قرار گرفته است



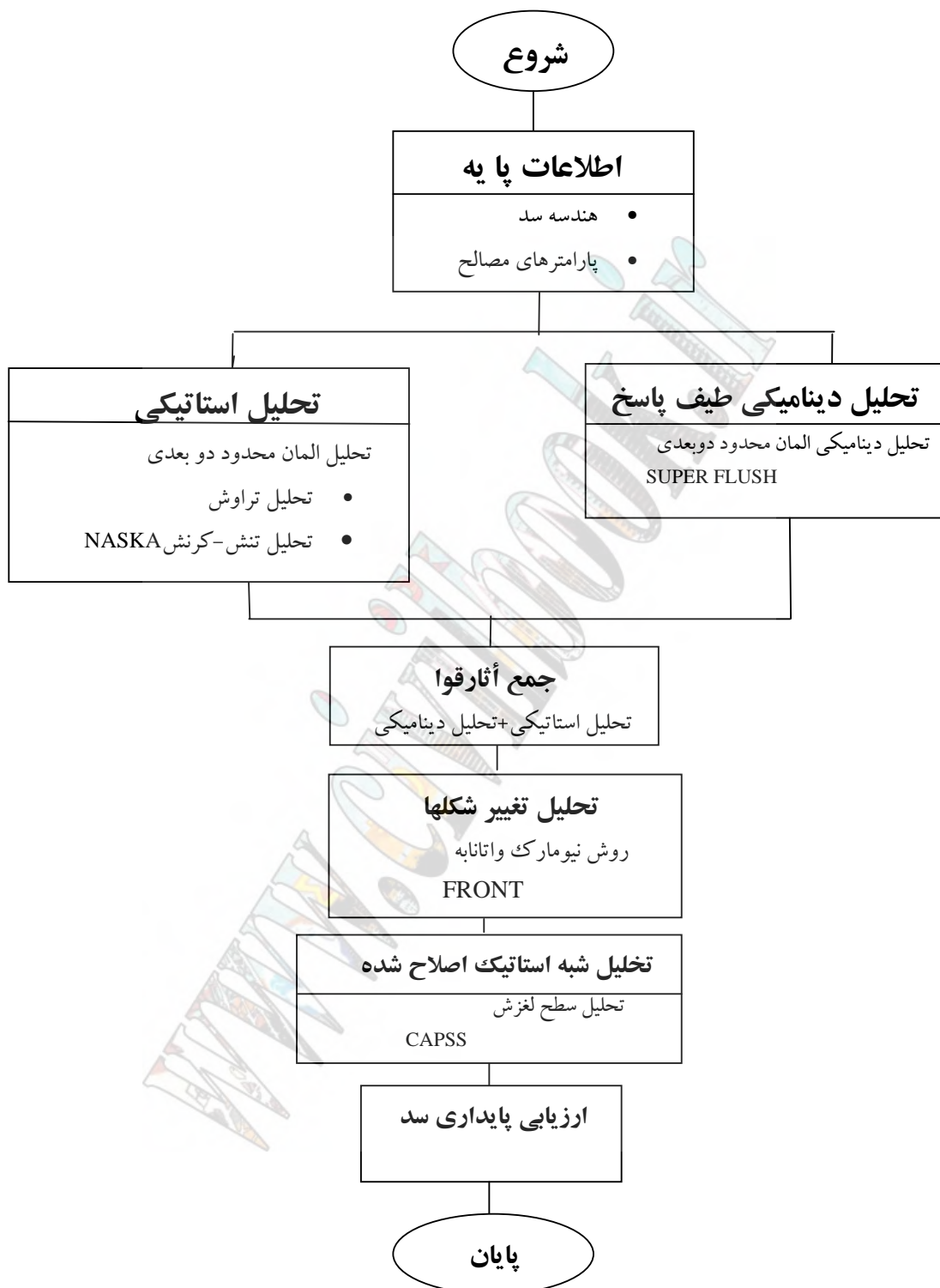
شکل شماره ۱: مقطع شماتیک سد مسجد سلیمان در تحلیل دینامیکی

بطور خلاصه تحلیل های دینامیکی سد مسجد سلیمان با اهداف زیر انجام گرفت :

- ۱) محاسبه توزیع تنش های دینامیکی بر اثر اعمال زلزله حداکثر محتمل (MCL) و ترکیب این تنش ها با تنش های استاتیک اولیه و نیز کنترل تغییر مکانها با استفاده از روش نیو مارک واتانابه (NEWMARK-WATANABE)
- ۲) کنترل پایداری سد در حین زلزله با استفاده از روش شبه استاتیک و توزیع شتاب های بدست آمده در بدنه سد حاصل از تحلیل های مرحله اول

## ۲- روش کار تحلیل دینامیکی سد مسجد سلیمان

تحلیل دینامیکی سد مسجد سلیمان با اهداف مشخص در قسمت قبل با نمودار جریانی مطابق با شکل ۲ انجام گرفت .



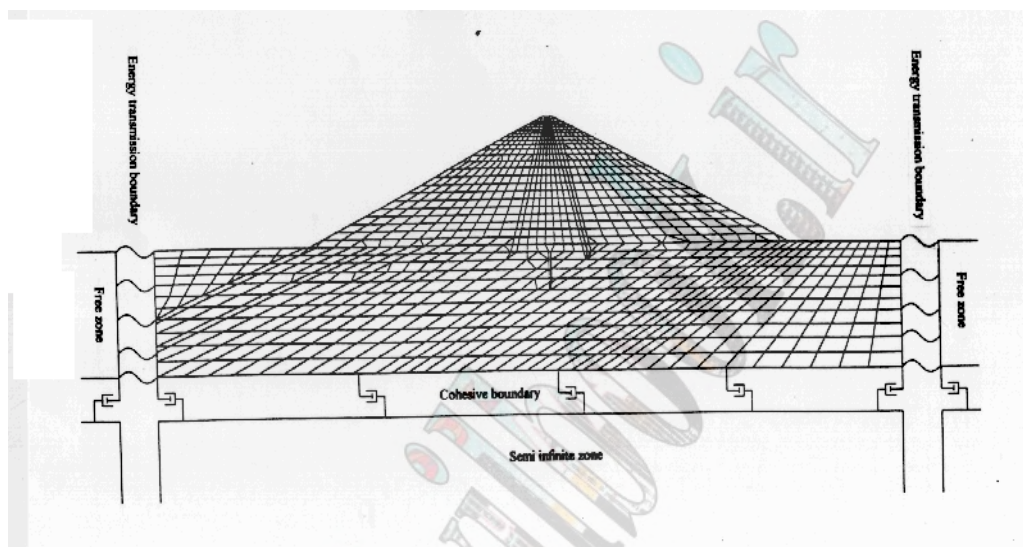
شکل شماره ۲: نمودار جریانی تحلیل دینامیکی سد مسجد سلیمان



## ۳- اطلاعات پایه

## ۱-۳- هندسه سد

هندسه سد با توجه به نواحی مختلف بدنه و پی سد و رفتار متفاوت مصالح، تقسیم بندی و سپس جهت تحلیل های المان محدود، المان بندی گردید. شرایط مرزی مناسب برای شبکه المان در نظر گرفته شد (شکل ۳)



شکل شماره ۳: شبکه المان محدود سد مسجد سلیمان

از شبکه المان در نظر گرفته شده در شکل ۳ برای کلیه تحلیل های استاتیکی، تراوش و دینامیکی استفاده گردید که دارای ۱۱۰۹ المان و ۱۱۳۸ گره میباشد. ارتفاع المانها براساس دقت مورد نظر در تحلیل های طیف پاسخ و با استفاده از فرمول (1)

$$h_{\max} = Vs/5V_{\max}$$

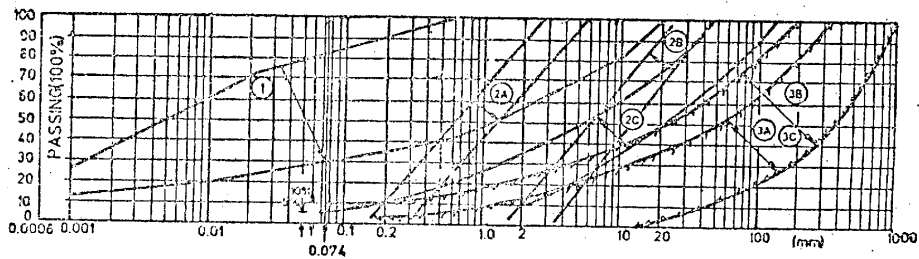
محاسبه گردید.

VS: سرعت موج ورودی  $V_{\max}$ : فرکانس حداکثر موج ورودی

## ۳-۲- پارامترهای مصالح

۱- پارامترهای استاتیکی مصالح

آزمایشات بسیاری جهت تعیین پارامترهای استاتیکی مصالح هسته، فیلتر، پوسته ها،... انجام گرفت که از آن جمله آزمایشات دانه بندی، دانسیته، سه محوری (CU, CD) و تحکیم میباشد. مدل رفتاری مصالح، مدل هذلولی (Duncan & chang) در نظر گرفته شد و پارامترهای این مدل رفتاری با استفاده از نتایج آزمایشات تعیین گردید. منحنی های دانه بندی مصالح مختلف بدنه سد در شکل ۴ آمده است.



## LEGEND:

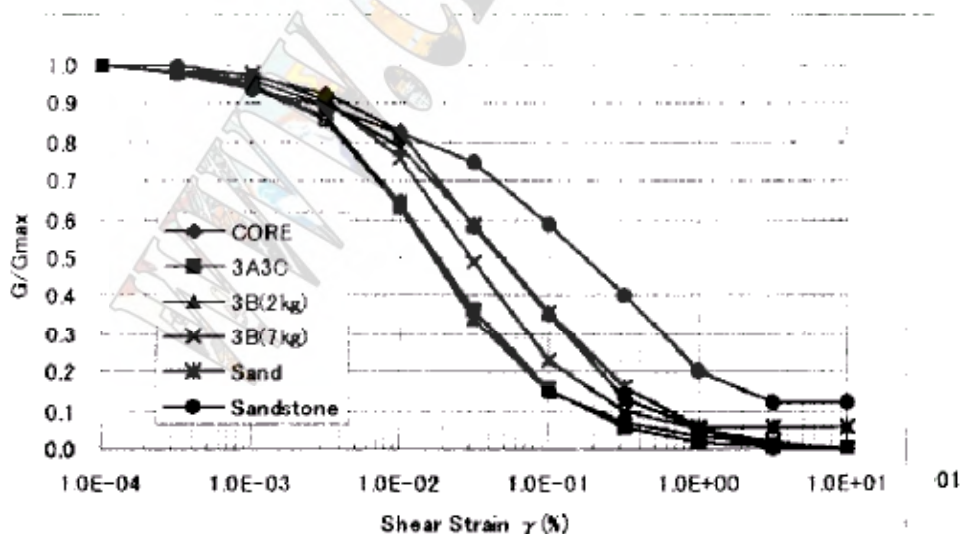
- |                       |  |
|-----------------------|--|
| 1 : Core              |  |
| 2A : Fine Filter      | -Fine to coarse sand processed from conglomerate                               |
| 2B : Coarse Filter    | -Medium sand and gravel processed from conglomerate                            |
| 2C : Transition       | -Fine rock processed from conglomerate   |
| 3A : Shell (Rockfill) | -Predominantly conglomerate, max. particle size 1000 mm                        |
| 3B : Shell (Rockfill) | -Conglomerate with sand stone and clayey siltstone, max. particle size 1000 mm |
| 3C : Shell (Rockfill) | -Conglomerate with sandstone, max. particle size 1000 mm                       |

شکل شماره ۴: منحنی های دانه بندی مصالح مختلف سد مسجد سلیمان

## ۲- پارامترهای دینامیکی مصالح

تغییرات مدول برشی و میرایی با توجه به سطح کرنش برشی برای مصالح هسته و پوسته (3A/3C & 3B) از آزمایشات سه محوری سیکلیک و ستون تشدید بدست آمد.

برای مصالح پوسته از آزمایشات سه محوری سیکلیک بزرگ مقیاس با نمونه هائی با قطر 30 cm و ارتفاع 60 cm استفاده شد. آزمایشات فوق با استفاده از دستگاه سه محوری سیکلیک تکمیل شده ای که قادر به اندازه گیری خواص دینامیکی از کرنش های برشی کم تا زیاد میباشد (  $1E-2 - 1E-6$  ) انجام گردید روش انجام آزمایش مذکور توسط پروفیسور (Kokusho 1980) در موسسه مرکزی نیروگاههای برق ژاپن تدوین گردیده است. استفاده از روش مذکور دارای مزایائی میباشد که خارج از موضوع این مقاله میباشد. نتایج آزمایشات دینامیکی انجام شده برای مصالح هسته و پوسته در شکل شماره ۵ آمده است.



شکل شماره ۵: نتایج آزمایشات دینامیکی مصالح سد مسجد سلیمان

محاسبه مدول برشی اولیه ( $G_0$ ) با توجه به عمق خاکریز از روش Sawada (مرجع شماره ۴) و بکارگیری فرمول زیر انجام گردید:

$$G_0 = \frac{\rho}{g} V_S^2 \quad (2)$$

$\rho$ : دانسیته مصالح

$V_S$ : سرعت موج برشی

$g$ : شتاب ثقل

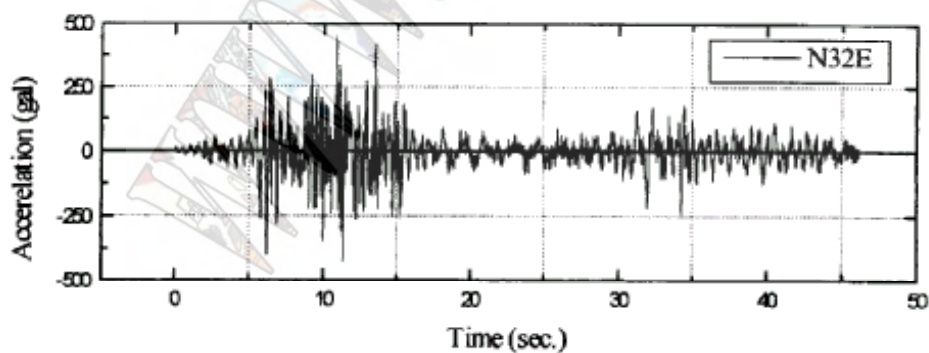
با استفاده از روش Sawada و معادله ۲، مدول برشی اولیه ( $G_0$ ) برای عمق های مختلف بدنه سد و پی در پیوست شماره ۱ مشخص شده است.

### ۳-۳ - تاریخچه شتاب زلزله ورودی

مطالعات تحلیل ریسک زلزله برای ساختگاه سد مسجد سلیمان انجام گرفت. براساس این گزارش، شتاب های حداکثر زلزله برای سطوح مختلف تعیین گردید که در جدول شماره ۱ آمده است. تاریخچه شتاب مبنای در نظر گرفته شده موج ورودی، زلزله منجیل میباشد. تحلیل های دینامیکی برای سطح M-CL انجام گردید. تاریخچه شتاب افقی در سطح MCL که در تحلیل بکار گرفته شده در شکل ۶ آمده است.

### ۴- تحلیل های استاتیکی

تحلیل های استاتیکی در دو بخش تحلیل تراوش و تحلیل تنش-کرنش انجام گرفت. در هر در بخش از روش های المان محدود استفاده گردید. هدف از تحلیل تراوش بدست آوردن خط جریان آزاد و نیروهای جریان میباشد. تحلیل تنش-کرنش برای بدست آوردن توزیع تنش ها در بدنه سد و پی انجام گرفت. تحلیل های فوق با استفاده از نرم افزار NASKA انجام گرفت. نهایتاً توزیع تنش های نرمال، برشی، اصلی حداکثر و حداقل از تحلیل های فوق مشخص گردید.



شکل شماره ۶: تاریخچه شتاب افقی مورد استفاده در تحلیلهای

GROUND MOTION LEVEL	دوره بازگشت (سال)	شتاب افقی (g) P.G.A	شتاب قائم (g) P.G.A
D.B.L.	۱۵۰	۰/۲۶	۰/۱۹
M.D.L.	۵۰۰	۰/۳۴	۰/۲۶
M.C.L.	۲۰۰۰ <	۰/۴۵	۰/۳۶

جدول شماره ۱: شتاب های حداکثر زلزله در سطوح مختلف

## ۵- تحلیل دینامیکی طیف پاسخ

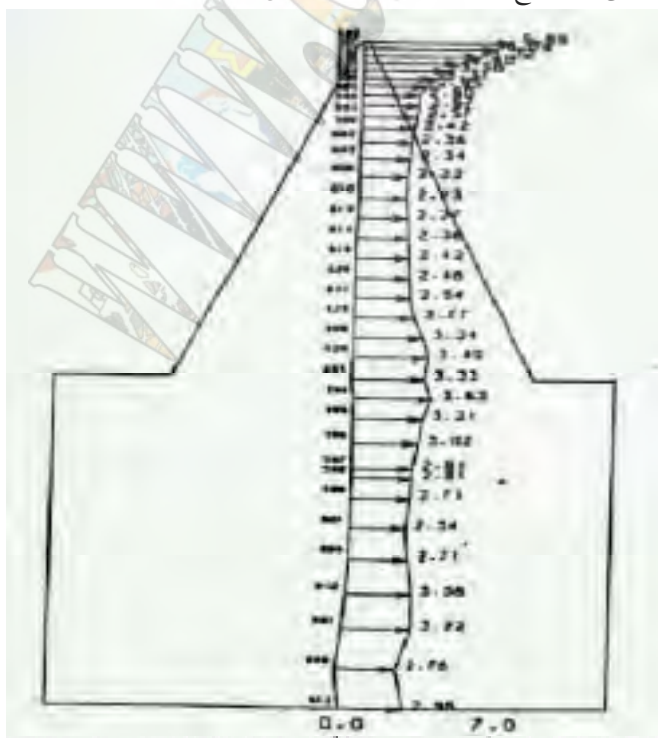
روش بکار گرفته شده در تحلیل دینامیکی سد مسجد سلیمان روش (complex response spectra) طیف پاسخ پیچیده می باشد. این روش امکان تغییر میرائی مصالح برای المانهای مختلف با سطح کرنش متفاوت وجود دارد و با استفاده از تکرار محاسبات (Iteration) رفتار مصالح بصورت غیر خطی مدل میگردند که اصطلاحاً "روش خطی معادل" گفته میشود. تحلیل ها با استفاده از روش المان محدود و حل معادلات حرکت انجام میگیرد.

نرم افزار مورد استفاده در این تحلیل ها SUPER FLUSH می باشد که دارای تغییراتی نسبت به برنامه FLUSH می باشد که مهمترین آن تعیین شرایط مرزی ویسکوز (viscous) می باشد که باعث جذب اثرات موجهای برگشتی از سازه به پی می گردد. بعد از تحلیل دینامیکی اطلاعات ذیل بدست می آید:

- طیف پاسخ شتاب برای گره های مختلف
- تاریخچه شتاب، سرعت، تغییر مکان، تنش های مختلف، کرنش در بدنه و پی
- بردارهای حداکثر شتاب

پس از این مرحله تنش های مختلف برشی، نرمال، ... استاتیکی و دینامیکی با استفاده از جمع آثار قوا ترکیب میگردند. توزیع شتاب های حداکثر افقی در ارتفاع سد و پی در شکل ۷ آمده است.

شکل ۷- توزیع شتابهای حداکثر در بدنه و پی سد مسجد سلیمان



### ۶- محاسبه تغییر شکلهای پس ماند

جهت محاسبه تغییر شکلهای پس ماند بر روی سطوح متحمل لغزش در بدنه سد از روش نیومارک و اتانابه استفاده شده است. مراحل مختلف این روش بشرح زیر میباشد:

#### ۶-۱- ترکیب تنش ها

نتایج تنش های مختلف دینامیکی و استاتیکی که در بخش قبل بدست آمد با استفاده از اصل جمع آثار قوا ترکیب میگردد.

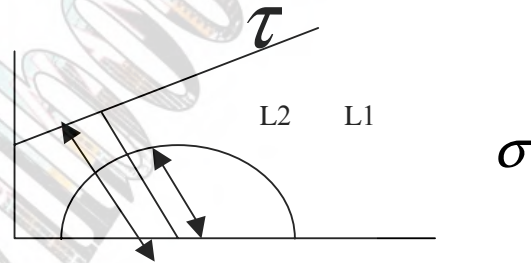
#### ۶-۲- تعیین ضرایب اطمینان موضعی المانها

ضرایب اطمینان موضعی المانهای مختلف با آگاهی از وضعیت تنش های موجود و مقاومت برشی حداکثر (Mobilized plane M.P.) بدست میآید.

$$F.S. = \frac{L_2}{L_1}$$

$$F.S. = 2C \cos \varphi + (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi / (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3)$$

$$\pm \alpha = \pi/4 + \varphi/2$$



از بردارهای Mobilized جهت قضاوت در مورد سطوح متحمل لغزش استفاده میگردد. از آنجائیکه بردارهای M.P. برای مقاطع زمانی مختلف در حین زلزله تغییر مینمایند لذا لازمست مقاطع زمانی بحرانی محاسبه گردند. برای تعیین مقاطع زمانی بحرانی از گرافهای  $N-t$  استفاده میگردد که تغییرات تعداد المانهای شکست خورده (المانهایی که  $F.S. < 1$ ) میباشد را نسبت به تغییرات زمان نشان میدهد.

$N$ : تعداد المانهای شکست خورده  $F.S. < 1$

$t$ : زمان

با انجام مراحل فوق دو مقطع زمانی  $۳۲/۷۶$  ثانیه و  $۳۳/۲۴$  ثانیه مقاطع زمانی بحرانی بدست میآید.

#### ۶-۳- تاریخچه شتاب متوسط سطح لغزش

پس از تعیین سطوح لغزش بحرانی در زمانهای فوق با استفاده از نرم افزار، تاریخچه شتاب متوسط در داخل سطوح لغزش فوق تعیین گردید رابطه حاکم در تعیین تاریخچه شتاب بصورت زیر میباشد:

$$a_{av} = \sum m_i a_i / \sum m_i \quad (4)$$

$a_i$ : شتاب المانهای داخل سطح لغزش

$m_i$ : جرم المانهای داخل سطح لغزش

#### ۶-۴- تعیین تاریخچه زمانی ضرایب اطمینان

تاریخچه زمانی ضرایب اطمینان دینامیکی برای سطوح لغزش تعیین شده از رابطه زیر بدست میآید

$$F.S. = \sum \tau_{ri} \cdot L_i / \sum \tau_i \cdot L_i \quad (5)$$



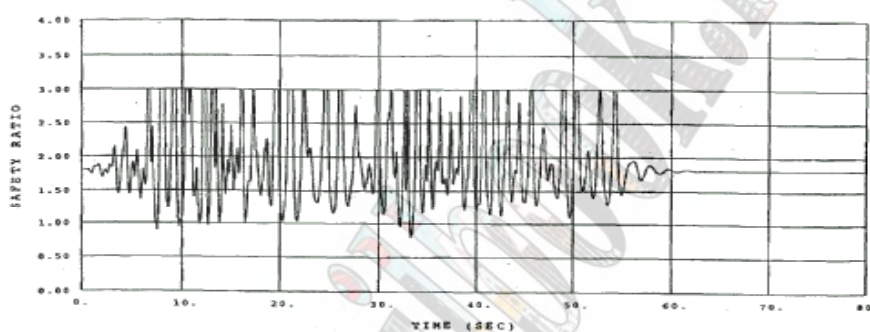
$T_i$ : تنش برشی دینامیکی + استاتیکی  $T_{pi}$ : مقاومت برشی مصالح در سطح لغزش

$L_i$ : طول سطح لغزش

### ۶-۵- محاسبه تغییر مکانها

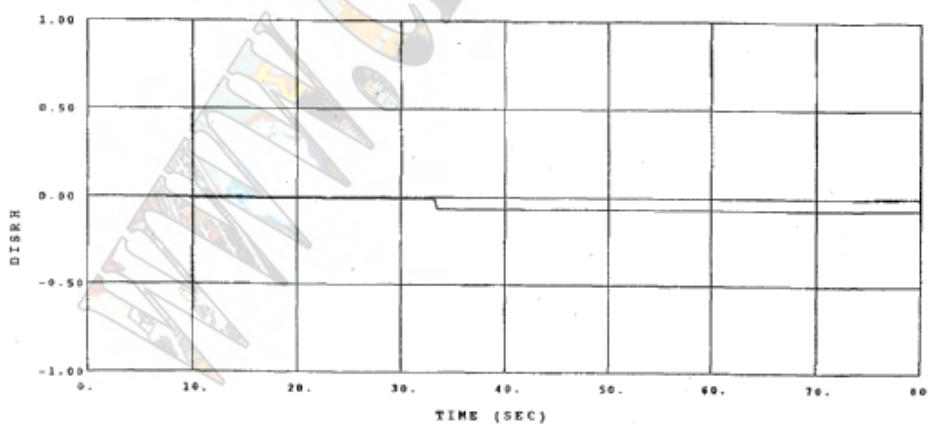
در این مرحله از محاسبات تغییر مکانهای افقی و قائم با انتگرال گیری از تاریخچه زمانی شتاب سطح لغزش بحرانی در مقاطع زمانی که ضریب اطمینان سطح لغزش کمتر از یک می باشد، بدست می آید.

شکل شماره ۸ تاریخچه زمانی ضرایب اطمینان بدست آمده را برای یکی از سطوح لغزش نشان می دهد.



شکل شماره ۸: تاریخچه زمانی ضریب اطمینان

شکل شماره ۹ تغییر مکانهای افقی یکی از سطوح لغزش را برای سد مسجد سلیمان نشان می دهد.



شکل ۹: تغییر مکانهای افقی بر حسب متر در سد مسجد سلیمان بر روی سطح لغزش شماره ۱۱

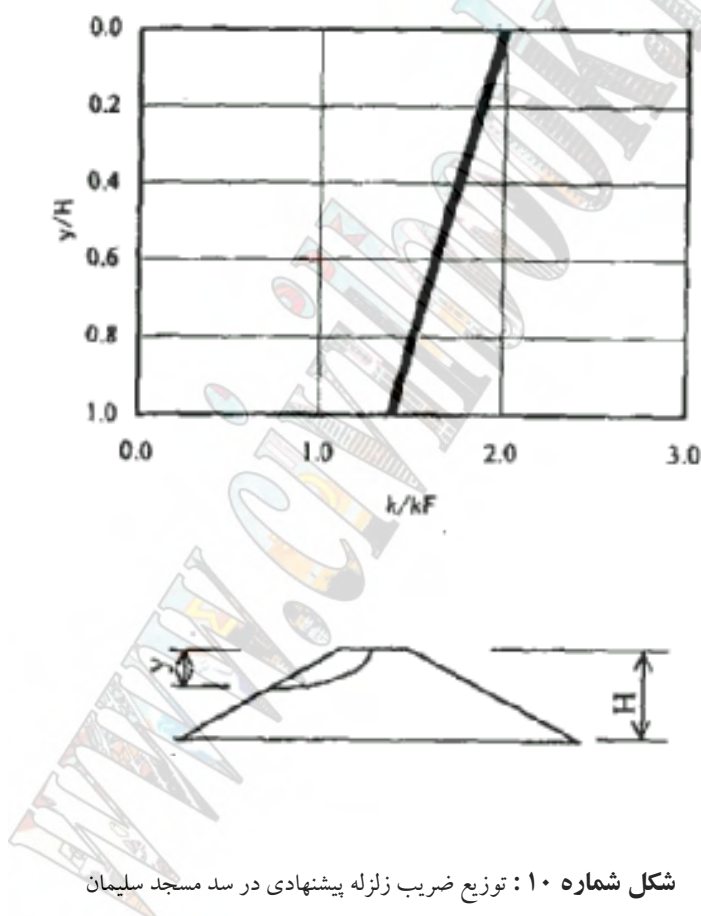
### ۷- توزیع ضرایب زلزله در ارتفاع سد

استاندارد طراحی سد ژاپن، توزیع ضرایب زلزله را برای سدهای کمتر از ۱۰۰ متر با استفاده از نتایج آنالیز دینامیکی طیف پاسخ و مودال ارائه می نماید. برای سد مسجد سلیمان از روش مشابهی با روش استاندارد ژاپن استفاده گردید تا توزیع ضریب زلزله را در ارتفاع سد بدست آورد.

بدین منظور مقایسه ای بین نتایج شتاب های پاسخ تحلیل دینامیکی برای سد های با ارتفاع کمتر از ۱۰۰ متر و سد مسجد سلیمان انجام گرفت. نهایتاً توزیع ضریب زلزله برای سد مسجد سلیمان بصورت شکل شماره ۱۰ پیشنهاد گردید که رابطه زیر تغییرات این ضریب را نشان می دهد:

$$K = K_F \times \{2.0 - 0.6 \times (Y/H)\} \quad (۶)$$

$K_F$ : ضریب زلزله پایه  $Y$ : ارتفاع خاکریز از تراز تاج  $H$ : ارتفاع کل سد  
ضریب زلزله پایه در استاندارد ژاپن برای مناطق مختلف با ریسک های متفاوت از ۰/۱۸ تا ۰/۱۶ متغیر می باشد.



### تشکر و قدردانی :

بدینوسیله از مسئولین محترم طرح سد مسجد سلیمان که در انجام آزمایشات و تحلیل‌های دینامیکی حمایت و پشتیبانی نموده اند تشکر و قدردانی می‌گردد.

### مراجع و مآخذ :

- WATANABE hiroyuki, Seishiro Sato & Kyoko Murakami (1984 ) ,Evaluation of Earthquake-induced Sliding in rockfill dams , soils& Foundations vol24/No3 pp.1-14
- NEWMARK N.M , Effects of earthquake on dams & embankments ,fifth rankine lecture
- Super Flush , Dynamic analysis software manual (1996 ) Kozo Keikaku Engineering Inc ,Tokyo , japan
- Sawada y , and Takahashi ,T. (1975 ) ,study on material properties and The earthquake behaviours of rock fill dams ,proceeding of 4<sup>th</sup> japan earthquake Engineering Symposium ,1975

Material		Density (t/m <sup>3</sup> )	Poisson Ratio $\nu$	Shearing Elastic Modulus ( $G \circ$ )				Dampin g Ratio H(%)
				Depth (thickness of each FEM Mesh				
				- 15m	15m -30m	30m -70m	70m -	
Core		2.20	0.45	20,200	45,500	80,800	103,800	5
2A,2B,&2C 3A&3C	Saturated	2.35	0.4	23,000	50,740	70,000	80,700	5
	Unsaturated	2.20	0.4	23,000	50,740	108,000	146,000	5
	Saturated	2.35	0.4	23,000	50,740	70,000	80,700	5
	Unsaturated	2.20	0.4	23,000	50,740	108,000	-	5
3B	Unsaturated	2.20	0.4	23,000	50,740	108,000	146,700	5
Claystone/ Siltstone	B	2.40	0.3	157,000				3
	C	2.40	0.3	446,300				3
Sandstone/ Conglomerat e	B	2.50	0.3	163,300				3
	C	2.50	0.3	873,100				3
Curtain Grout		2.30	0.45	32,000				3

پیوست شماره ۱: مدول برشی اولیه ( $G \circ$ ) در بدنه و پی سد

# بهینه سازی طرحهای تخلیه کننده عمقی با استفاده از آزمایشهای مدل فیزیکی

علیرضا دائمی<sup>۱</sup>

سید احمد هاشمیان<sup>۲</sup>

## چکیده:

در پروژه های بزرگ که دارای ارزش اقتصادی نسبتاً بالایی می باشند، حصول اطمینان از عملکرد تأسیسات وابسته به سد، در شرایط بهره برداری متفاوت از اهمیت ویژه ای برخوردار است. برای اطمینان از عملکرد صحیح و موفق بعضی از قسمتها، بویژه تأسیساتی نظیر مجاری تخلیه کننده تحتانی و دریچه های آنها که در بدنه سد مدفون گردیده و امکان بازسازی و ترمیم آنها به سهولت امکان پذیر نمی باشد و همچنین تأیید صحت فرضیات در نظر گرفته شده، لازم است با ساخت سازه مورد نظر با مقیاسی کوچکتر و ایجاد شرایط هیدرولیکی مشابه با شرایط واقعی، واکنش مدل را در مقابل با شرایط اعمال شده، بررسی نموده با تجزیه و تحلیل این واکنشها و اعمال روابط منطقی بدست آمده، عکس العمل سازه را در نمونه واقعی<sup>۳</sup>، پیش بینی نمود. بدین ترتیب با مشخص نمودن نواقص احتمالی موجود در طراحی و رفع آنها از تخریب احتمالی سازه که می تواند خطرات جبران ناپذیر و ضررهای هنگفتی را به بار آورد جلوگیری نمود.

در این مقاله، با استفاده از نتایج بدست آمده از مدلهای فیزیکی مطالعه شده در مرکز تحقیقات آب و سایر آزمایشگاهها، ضمن تشریح مشکلات موجود، راه حلهای پیشنهاد شده طبقه بندی و راه کارهای مناسب جهت بهینه نمودن شکل هندسی و ابعاد تخلیه کننده های تحتانی در محل دریچه ها ارائه می گردد.

<sup>۱</sup> کارشناس ارشد هیدرولیک، مدیرعامل و رئیس هیئت مدیره مرکز تحقیقات آب

<sup>۲</sup> کارشناس ارشد مکانیک، مدیر بخش تجهیزات و ابزار دقیق مرکز تحقیقات آب

<sup>۳</sup> Prototype



## ۱ - مقدمه

در سالهای اخیر فعالیتهای زیادی در رابطه با ساخت سدها و نیروگاههای برق آبی با ارتفاع بالا انجام گرفته است، افزایش ارتفاع اینچنین سازه هایی، مشکلات جدی برای طراحی مجاری تخلیه کننده که نقش اساسی را در تنظیم تخلیه مخازن سدها دارند، ایجاد می نماید. جریان عبوری از مجاری خروجی، معمولاً توسط دریچه های لغزان عمودی و شعاعی کنترل میگردند که در اکثر مواقع، استفاده از آنها بصورت نیمه باز می باشد. در این حالت، جریانی با سرعت بالا در پایین دست دریچه بوجود می آید که سبب ایجاد فشارهای منفی گردیده و در صورتی که فشار ایجاد شده کمتر از فشار بخار اشباع آب مربوط به آن درجه حرارت باشد، باعث بروز خسارات ناشی از پدیده های مخربی نظیر کاویتاسیون و ارتعاشات در سازه می شود. همچنین، به علت افزایش نیروی پائین کشنده<sup>۱</sup> بر روی دریچه، نیاز به استفاده از جکهایی با ظرفیت بالا می باشد.

خسارات سازه ای ناشی از کاویتاسیون و ارتعاشات بر روی بسیاری از تخلیه کننده سدها در نقاط مختلف جهان گزارش گردیده است که بطور مثال می توان به سدهائی در نروژ با هدهای ۶۰ و ۸۵ متر اشاره نمود، به طوری که کاویتاسیون بر روی لایه فولادی ( با ضخامت ۱۶-۱۵ میلیمتر ) مربوط به شیار دریچه های تخلیه کننده اثر نموده بود. همچنین تعداد زیادی از آبگیرهای مربوط به سدهایی با ارتفاع زیاد (بیشتر از ۳۰ متر) در آمریکا دچار خسارات ناشی از کاویتاسیون و ارتعاشات گردیده اند که نمونه هایی از آن را می توان در مراجع و مقالات مشاهده کرد<sup>۱</sup>.

کاویتاسیون می تواند به هر جنسی اعم از فلزات سخت و یا نرم، برتیل یا داکتیل، لاستیک، پلاستیک، شیشه، بتن و یا دیگر مواد غیر فلزی خسارت وارد نماید.

مشکلاتی نظیر کاویتاسیون و ارتعاشات بر روی دریچه های مربوط به مجاری تخلیه کننده با هدهای بالا، به دلایلی مانند جدایی جریان، جابجا شدن نقطه جدایی جریان، تجهیزات ناکافی و هوادهی ضعیف در مناطق کم فشار بوجود می آیند. با توجه به اینکه جریان، بر روی شیار و زیردریچه های اینگونه تخلیه کننده ها، معمولاً باعث ایجاد جدایی می شود، بنابر این طراحی صحیح هندسه زیر دریچه، شیار دریچه و هوادهی کافی، مهمترین پارامترها برای بازدهی مناسب تخلیه کننده ها می باشند. به همین دلیل لازم است قبل از ساخت مجاری و نصب دریچه های آنها، پارامترهای ذکر شده و اثرات آنها در تشدید و یا جلوگیری از رخداد پدیده های مخرب کاویتاسیون و ارتعاشات، با ساخت مدل و انجام آزمایشهای لازم بررسی گردیده، پس از حصول اطمینان از عملکرد مطمئن مجرای تخلیه کننده و دریچه های آن، نسبت به ساخت سازه اصلی اقدام نمود.

## ۲-

### بررسی ادبیات مهندسی

#### ۱-۲- مبانی طراحی تخلیه کننده های عمق

اهداف تخلیه کننده های عمقی را می توان به شرح ذیل طبقه بندی نمود.

- انتقال جریان پایه رودخانه از مخزن به پایین دست، هنگامی که نیروگاه مورد استفاده قرار نمی گیرد با هدف تهیه حداقل میزان آب مورد نیاز به لحاظ مسائل زیست محیطی
- تأمین آب مورد نیاز کشاورزی در پایین دست
- استفاده موقت برای انتقال آب در طی آبدگیری اولیه مخزن
- تخلیه مخزن سد با هدف ترمیم و بازسازی
- فراهم ساختن ظرفیت بیشتر برای تخلیه سیلابها

تخلیه کننده های عمقی با توجه به نوع سد، موقعیت قرار گیری ( در بدنه سد، تکیه گاهها و یا سیستم انحراف ) و ملاحظات هیدرولیکی به اشکال مجرای باز، ترکیبی از تحت فشار و مجرای باز و مجرای تحت فشار کامل طراحی می شوند.

<sup>۱</sup> Down pull

معمولاً سیستم دریچه های تخلیه کننده های عمقی باید قادر باشند به شکل مناسب در شرایط دریچه کاملاً بسته، نیمه باز برای تنظیم جریان پایاب و انسداد اضطراری جریان عمل نمایند. بدین لحاظ معمولاً در کنار استفاده از دریچه بهره برداری، نصب دریچه و یا شیر انسداد اضطراری نیز ضروری است.

دریچه ها و شیرهای سرویس می تواند از انواع متفاوتی باشند که مهمترین آنها عبارتند از :

دریچه های قطاعی<sup>۱</sup>، پرتابی<sup>۲</sup>، کشویی<sup>۳</sup> و چرخدار<sup>۴</sup> و شیرهای پروانه ای<sup>۵</sup> و پرتابی

دریچه ها و شیرهای اضطراری<sup>۶</sup> که برای تعمیرات دریچه و یا شیر بهره برداری استفاده می شوند در بالادست نصب می شوند و باید بتواند در هنگام عبور جریان بسته شوند.

نمونه هایی از دریچه ها و شیرهای تخلیه کننده های عمقی در جدول شماره ۱ ارائه شده است .

ردیف	نام سد	ابعاد به متر	نوع	ارتفاع به متر	محل
۱-	بالاردز Bullarads	۴/۷۵	شیر پروانه ای	۱۰۶/۷	امریکا
۲-	دیترویت Detroit	۳/۰۵ در ۱/۸۳	دریچه کشویی	۸۷/۲	امریکا
۳-	دز Des	۱/۵۲	شیر پاششی <sup>۳</sup>	ایران	
۴-	الکایون Elcayon	۴/۸	دریچه کشویی	۱۱۵	هندوآس
۵-	گلن کانپون Gelencajon	۳/۲ در ۲/۱۳	دریچه کشویی	۱۵۵	امریکا
۶-	گراند کولن Grand Conlle	۲/۵۹	دریچه حلقوی	۹۹	امریکا
۷-	هرور Hoorer	۲/۱۳	سوزنی	۱۲۲	امریکا
۸-	کارون Karun	۳/۸ در ۲/۱	دریچه کشویی	۱۳۱/۷	ایران
۹-	لیبی Libby	۱۸/۵ در ۳/۵۵	دریچه قطاعی	۷۸/۷	امریکا
۱۰-	موسی راک Mossy roch	۱/۶۸	شیر	۱۰۰/۶	امریکا
۱۱-	میکا Mica	۳/۵ در ۲/۲۷	دریچه کشویی	۱۸۶	کانادا
۱۲-	تاریلا tarbela	۷/۳ در ۴/۸۸	دریچه قطاعی	۱۳۵/۶	پاکستان
۱۳-	زوریلا Zerreila	۲/۴ در ۱/۴	دریچه کشویی	۱۵۳	سوئیس
۱۴-	ارتان Ertan	۵ در ۶	دریچه کشویی	۸۰	چین

جدول شماره ۱: نمونه هایی از دریچه ها و شیرهای سدهای بزرگ دنیا

## ۲-۲- معیارهای طراحی

برای دریچه ها و شیرهای سدهای بزرگ بر اساس تجربیات جهانی سرعت حداکثر مجاز برای مجاری بتنی ۲۰ و برای مجاری با پوشش فلزی تا ۵۰ متر در ثانیه توصیه شده است.

معمولاً در تخلیه کننده های عمقی نیازی به شبکه آشغالگیر نمی باشد، بجز در مواردی که شیرهای تنظیمی با مجرای کوچک استفاده شوند که احتمال مسدود شدن آن به دلیل گیر کردن آشغال در آن وجود دارد، در این حالت دهانه آبیگری بسیار بزرگ خواهد شد. چون الزاماً سرعت در محدوده شبکه آشغالگیر نباید بیشتر از ۱/۵ متر بر ثانیه باشد.

در مواردی که از پایه های بتنی<sup>۷</sup> در دهانه استفاده می شود سرعت در دهانه ورودی می تواند تا ۴/۶ متر بر ثانیه افزایش یابد. این سازه از جنس بتن مسلح با مقطع گرد و یا دوکی شکل ساخته می شوند و از ورود آشغال بزرگتر از ۲/۴ کوچکترین قسمت مجرا (

<sup>۱</sup> Radial

<sup>۲</sup> Jet - Flow

<sup>۳</sup> Bonneted - Slide

<sup>۴</sup> Fited - Wheel

<sup>۵</sup> Butterfly

<sup>۶</sup> Gard Gate

<sup>۷</sup> Trash - Beams

مقطع کنترل) باید جلوگیری نمایند. بدین ترتیب شکل عمومی یک مجرای تخلیه کننده عمقی به صورت لب زنگی می باشد که عامل مهم در طراحی ابعاد آن سرعت جریان می باشد که در محل مقطع کنترل (دریچه یا شیر) حداکثر  $m/s$  ۵۰ و در دهانه ورودی به  $4/5m/s$  محدود می شود «۲».

جهت جلوگیری از کاویتاسیون، میزان هوای مورد نیاز باید در پایین دست محل دریچه و یا شیر و در نزدیکترین نقطه به آن (با توجه به مشکلات سازه ای) تأمین شود. هوای وارد شده به داخل مجرا باعث می شود که:

- فشار بعد از دریچه افزایش یافته و از بروز فشار منفی جلوگیری شود.
  - وجود بالشتک های هوا در داخل جریان باعث جلوگیری از توسعه ضربات می گردد.
- بر اساس رابطه شارما<sup>۱</sup>، ۱۹۷۶ می توان میزای هوای لازم را محاسبه نمود.

$$\beta = 0.09 Fr.$$

که در آن:

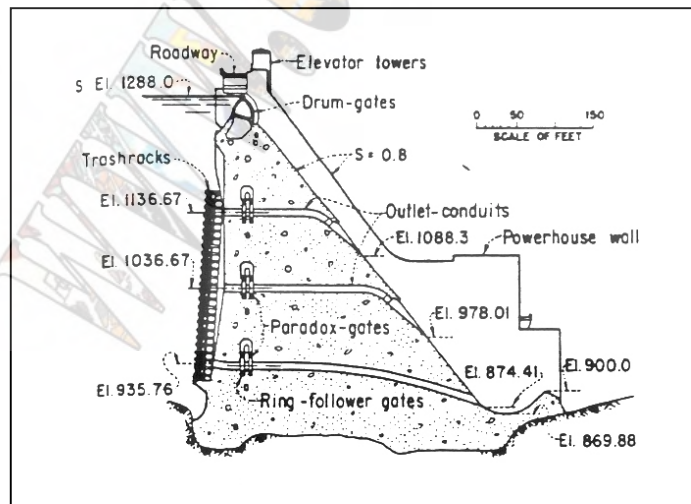
نسبت دبی آب و هوا  $\beta =$  و عمق آب عبوری  $d =$  و شتاب ثقل  $g =$  ، عدد فرود  $Fr =$

در شرایطی که دریچه نیمه باز می باشد، میزان هوای لازم جهت جلوگیری از کاویتاسیون بیشتر از مقداری خواهد بود که از رابطه فوق حاصل خواهد شد. بر اساس مطالعات انجام شده در مدل هیدرولیکی توسط برتشنیدر<sup>۲</sup> در سال ۱۹۸۷، میزان هوای لازم در شرایط بازشدگی ۲۵ درصد دریچه حدود ۷۰ درصد بیشتر از مقدار فوق خواهد بود.

در طراحی مجرای هوا باید توجه داشت که سرعت هوا در دهانه برج نباید بیشتر از ۹ متر در ثانیه و در داخل تونل باید مابین ۴۵ تا ۹۰ متر در ثانیه باشد. مقادیر نزدیک به محدوده پایینی قابل اطمینان تر خواهد بود «۲».

### ۳-۲- موقعیت تخلیه کننده عمقی

در سدهای وزنی و پایه دار، استفاده از تخلیه عمقی در بدنه سد منطقی و مناسب می باشد. معمولاً جهت جلوگیری از بهره برداری در سرعت های زیاد و همچنین استفاده کامل از حجم مفید مخزن سد، طراحی چند آبگیر در عمق های مختلف می تواند مناسب باشد. در شکل شماره ۲ تخلیه عمقی سد گراند کولی<sup>۳</sup> بر روی رودخانه کلمبیا در امریکا دیده می شود.

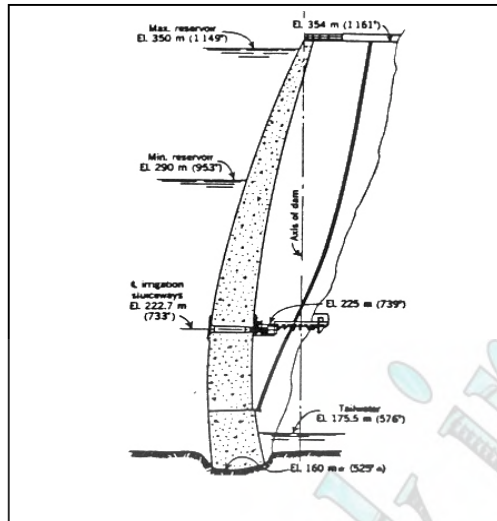


شکل شماره ۱ - مقطع سد گراند کولی با تخلیه کننده هایی در ترازهای مختلف

<sup>۱</sup> Sharma

<sup>۲</sup> Bretschneider

<sup>۳</sup> Grand Coulee

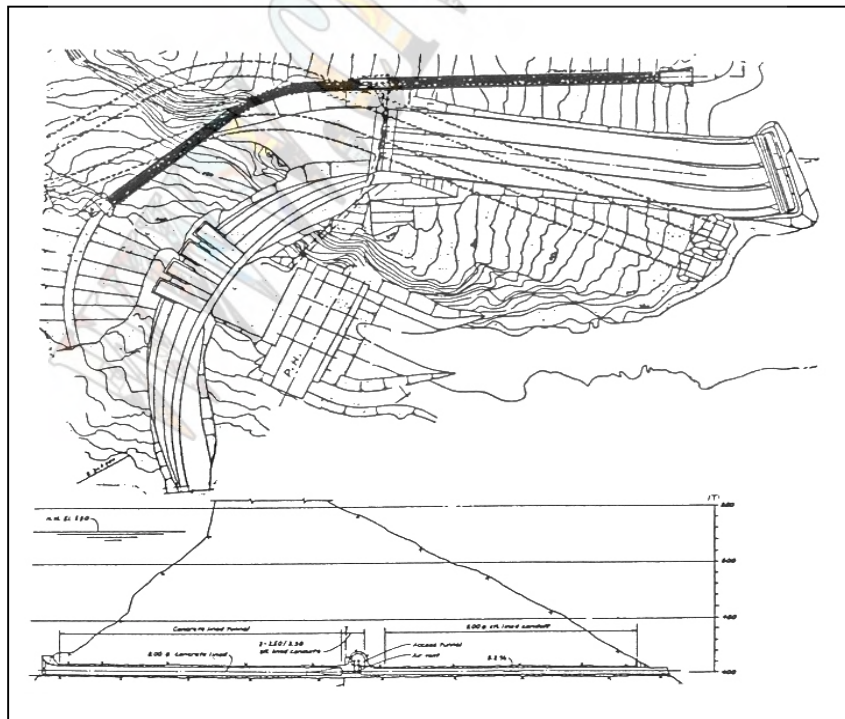


شکل شماره ۲ - مجرای تخلیه کننده عمقی سد دز

در سدهای قوسی بتنی نیز بدنه، جایگاه مناسبی برای تخلیه عمقی می باشد و با هزینه کم می توان دریاچه و سیستم های وابسته را در آن تعبیه کرد. در شکل شماره ۲ مقطعی از سد دز و تخلیه کننده تحتانی در آن در رقم ۲۲۲/۷ متری نصب شده است مشاهده می شود.

در سد شهید عباسپور از تونل انحراف به عنوان تخلیه عمقی استفاده شد. در شکل شماره ۳ پلان و مقطع تخلیه عمقی سد شهید عباسپور مشاهده می شود. در شکل شماره ۴ جزئیات دریاچه مشاهده می شود.

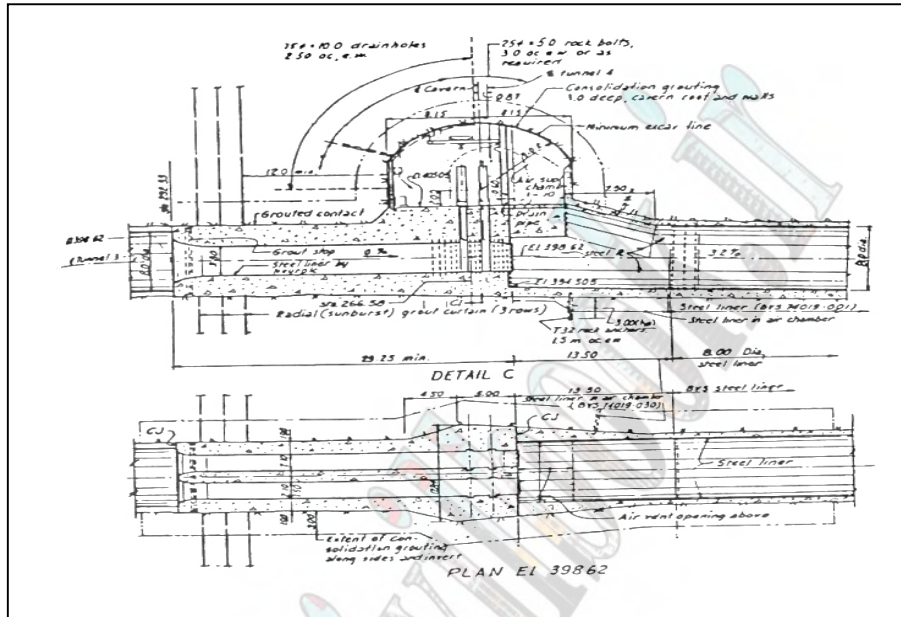
در مجرای تخلیه عمقی کارون دو دریاچه کشویی به ابعاد  $1/2$  و  $3/8$  متر با ظرفیت آبگذری ۶۰۰ متر مکعب در ثانیه پیش بینی شده است. هوای لازم در پایین دست اطاقک دریاچه توسط تونلی تأمین می شود.



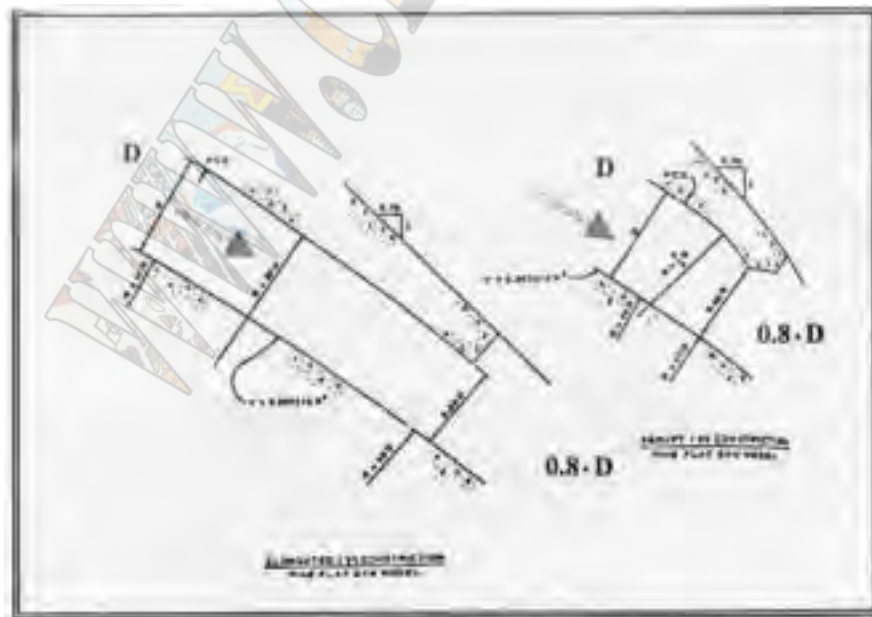
شکل شماره ۳ - پلان و مقطع سد شهید عباسپور و موقعیت تخلیه کننده های عمقی آن



- شکل دهانه ورودی لب زنگی و می تواند از انواع معرفی شده در کتابهای مرجع مشاهده نمود «۳».
- در شکل خروجی معمولاً جهت افزایش فشار و جلوگیری از کاویتاسیون، توصیه می شود که تنگ شدگی ایجاد شود. در شکل شماره ۴ دو نمونه توصیه شده نمایش داده شده است. در هر دو مورد میزان کاهش قطر حدود ۱۵ درصد تعیین می شود.



شکل شماره ۴ - مقطع پلان دریچه تخلیه عمقی سد شهید عباسپور



شکل شماره ۵ - موقعیت هندسی خروجی تخلیه کننده های تحتانی (اقتباس از ASCE/ERRI Guidis) «۲»



## ۲-۲- مواردی از تخلیه کننده های عمقی در جهان و یا ایران که دچار مشکل شده اند

از موارد رایج مشکلات تخلیه کننده های عمقی، کاویتاسیون و فرسایش ناشی از سایش جریان و یا دانه های رسوب با سرعت زیاد می باشد. در ذیل به شرح مختصری از خرابی هائی در سیستم های تخلیه کننده سد لیبی<sup>۱</sup> واقع در مونتانا به ارتفاع ۱۲۸ که در سال ۱۹۷۳ دچار خسارات شدید ناشی از کاویتاسیون گردید، اشاره می شود. تخلیه کننده تا فشار ۸۱ متر و دبی ۵۶۶ متر مکعب در ثانیه بهره برداری می گردید. سرعت در داخل مجرای حدود ۴۰ متر در ثانیه و ویژه ۱۸۶ متر مکعب در ثانیه بر متر بود. کاویتاسیون از ۴۱ متری تا ۵۸ متری پایین دست دریچه رخ داده بود و در سرتاسر این ناحیه خرابی شامل بتن و میله های فولادی در دیوار و کف مشاهده می گردید. بعد از نصب فشارسنج های لحظه ای پیوسته<sup>۲</sup>، معلوم شد که در تمام طول مجرا در ناحیه مورد بررسی، فشار منفی و در برخی از موارد فشار نزدیک به فشار بخار آب ایجاد می شود. همچنین نوسانات فشار<sup>۳</sup> حدود ۱۵ متر ثبت گردید. برای تحقیق بیشتر مدل هیدرولیکی با مقیاس ۱/۲۰ از دریچه و مجرا ساخته شد. نتایج مطالعات بیانگر آن بود که ناهمواری سطح و سرعت زیاد جریان عامل ایجاد کاویتاسیون بوده است. با استفاده از مدل هیدرولیکی هواده هائی در مجرا نصب گردید و با افزایش فشار و ایجاد لایه مخلوط آب و هوا، اقدامات اصلاحی صورت گرفت. بعد از نصب هواده ها، فشارها در کف و سطح افزایش یافته و میانگین آن در اکثر نقاط ثبت گردید. میزان نوسانات فشار نیز کاهش چشمگیری داشت. از مطالعات هواده های سد لیبی در مدل و نمونه واقعی معلوم شد که مقدار هوای مورد نیاز بیشتر از مواردی است که از روابط تجربی حاصل می شود «۴».

در ایران نیز مواردی از خرابی تخلیه کننده های عمقی و تأسیسات آگیری سدها مشاهده شده است. به عنوان نمونه به دلیل بهره برداری طولانی مدت برای تخلیه رسوبات در سدهای سفیدرود و جیرفت از تخلیه عمقی، در هر دو مورد مجرای تخلیه کننده و دریچه دچار مشکل گردید. این مشکل به دلیل پدیده سایش<sup>۴</sup> دانه های رسوب صورت گرفته است. عملیات علاج بخشی و ترمیمی با استفاده از بتن مقاوم و روشهای اصلاحی صورت گرفته است که نهایتاً استفاده از پوشش فلزی توصیه گردیده است.

## ۲-۳- پدیده های مخرب و روشهای علاج بخشی

تجربیات مربوط به عملکرد نامناسب تخلیه کننده های عمقی بیانگر آن است که با توسعه علوم مهندسی و تجهیزات و ابزار تخصصی، امکان ترمیم و علاج بخشی در تمامی موارد موجود می باشد. آنچه باید مورد توجه قرار بگیرد، مقایسه هزینه های پیشگیری و علاج بخشی می باشد. به طور مثال مسئله کاویتاسیون و سایش مجرای تخلیه عمقی سد لیبی با استفاده از هواده های و روشهای ترمیم برطرف گردید ولی برای انجام این اقدامات به مدت ۱۰ سال زمان و بیش از یک میلیون دلار هزینه صرف گردید «۴».

هزینه اجرای هواده های و یا استفاده از پوشش فلزی در زمان احداث سد به مراتب به زمان و هزینه کمتری نیاز دارد. بدین ترتیب مطالعات دقیق و پیش بینی پدیده های مخرب هیدرولیکی تأسیسات تخلیه عمقی سدها و اقدامات پیشگیری بسیار منطقی و ضروری می باشد.

در طرحهای ترمیمی داخل کشور نیز این مسئله به توالی مشاهده شده است. به طور مثال تخلیه عمقی سد بوکان که شیر آن دچار ارتعاشات گردیده بود و یا تخلیه عمقی سد ۱۵ خرداد و موارد دیگری از این قبیل قابل پیش بینی و پیشگیری می باشند که به مراتب در زمان کوتاه و هزینه بسیار ناچیز قابل اجرا می باشد.

در فصل های بعدی همین مقاله نتایج استفاده از مدل های هیدرولیکی در پیش بینی پدیده های مخرب تشریح شده اند. این پدیده ها را می توان در عناوین عمومی ذیل تعریف نمود.

<sup>۱</sup> Libby

<sup>۲</sup> Transducer

<sup>۳</sup> Pressure fluctuation

<sup>۴</sup> Abrasion

- پدیده کاویتاسیون<sup>۱</sup> که معمولاً<sup>۱</sup> به دلیل سرعت زیاد جریان و سطوح ناهموار و زاویه دار در تخلیه کننده های عمقی ایجاد می شود.
- پدیده سایش<sup>۲</sup> که معمولاً<sup>۲</sup> در بهره برداری طولانی از دریچه های تخلیه عمقی در هنگام تخلیه رسوبات و به دلیل سرعت جریان و برخورد ذرات رسوب به جداره ها صورت می گیرد.
- پدیده فرسایش<sup>۳</sup> به دلیل سرعت زیاد جریان و تشکیل جت های فورانی در پایاب دریچه ها ایجاد می شود. استفاده از حوضچه های استغراق<sup>۴</sup> و یا حوضچه های آرامش<sup>۵</sup> به مقدار زیادی می تواند انرژی جت پرتابی را کاهش دهد. معذالک بخشی از انرژی می تواند به پایاب منتقل و موجب پدیده فرسایش و آب شستگی<sup>۶</sup> شود.
- پدیده ارتعاشات<sup>۷</sup> پدیده ارتعاشات در داخل شیر و یا دریچه ها به دلیل عبور جریان و بروز نیروهای هیدرودینامیکی مشاهده می شود. این پدیده همراه با صدای زیاد و لرزه های شدید در اتاقک کنترل و اطراف مشاهده می شود و می تواند باعث شکسته شدن دریچه و تأسیسات دیگر شود.
- پدیده جریان کوبشی<sup>۸</sup> هنگامی که احتمال ورود هوا به صورت حباب و یا هسته گرداب وجود دارد، و یا در مجاری که امکان انسداد بالشتک های هوا موجود است، جریان کوبشی شکل گرفته و تواتر آن باعث تخریب می شود.
- جریان چرخشی<sup>۹</sup> معمولاً<sup>۹</sup> بعد از انحناهای داخل مجاری تخلیه کننده های تحتانی مشاهده می شود و باعث می شود که جریان در داخل مجرا به گردش درآمده و باعث سایش و خسارت به سقف و جداره ها می شود.

### ۳- مبانی طراحی مدل های هیدرولیکی

مطالعات مربوط به مدل های هیدرولیکی را می توان به سه دسته عمومی تقسیم نمود :

الف - مدل سازه های هیدرولیکی

ب - مدل های رودخانه ای

ج - مدل های مربوط به مجاری بسته

این تقسیم بندی بواسطه رفتار سطح آب تشخیص داده می شود، بطوریکه در مدل های سازه های - هیدرولیکی، معمولاً تغییرات سریعی در ارتفاع سطح آب وجود داشته و معادله حاکم بر تشابه آن عدد فرود می باشد. در مدل های رودخانه ای، تغییرات سطح آب بسیار تدریجی بوده و تشابه حاکم باید بر اساس تساوی عدد رینولدز و قوانین اصطکاک در کانالهای رودخانه ای می باشد. در بعضی از مواقع نیز هر دو حالت شرائط جریان در یک مدل اتفاق می افتد، مانند: تنگ شدن ناگهانی در یک مدل رودخانه ای که ممکن است بعلت پایه های پل و یا سازه ها ایجاد شود. در چنین حالتی لازم است ملاک مقیاس مدل، قانون فرود و گاهی نیز قانون اصطکاک باشد و در شرائطی که این امکان نباشد، مدل بایستی به گونه ای طراحی گردد که یکی از آنها شاخص و دیگری مهم نباشد «۵».

<sup>۱</sup> Cavitation

<sup>۲</sup> Abrasion

<sup>۳</sup> Erosion

<sup>۴</sup> Plung pool

<sup>۵</sup> Stillung basin

<sup>۶</sup> Scouring

<sup>۷</sup> Vibration

<sup>۸</sup> Slug flow

<sup>۹</sup> Spiral flow

در مدل‌های مجاری بسته نیز لازم است، تشابه دینامیکی بین مدل و نمونه اصلی برقرار باشد، بدین مفهوم که نیروهای وارد بر المانهای سیال (نیروی حاصل از لزجت، نیروی ثقل، نیروی حاصل از فشار و نیروی اینرسی) به یک نسبت در مدل کوچک شده باشند. برای این منظور، با توجه به معادلات ناویر استوکس، لازم است که هر دو عدد فرود و رینولدز در مدل و نمونه اصلی بطور همزمان برابر شوند. اما یکسان نمودن این دو عدد بطور همزمان در مدل و نمونه اصلی غیر ممکن می باشد، لذا در رابطه با اعداد رینولدز بالا ( $Re \geq 1.65 \times 10^6$ ) از اثر لزجت در مقابل اینرسی صرف نظر شده و مدل بر اساس معیار تشابه فرود ساخته می شود.

«۶».

معمولاً مطالعات هیدرولیکی بر روی سازه های هیدرولیکی برای محاسبه اثرات سه بعدی جریان و بررسی موارد ذیل انجام می گیرد:

۱- ظرفیت تخلیه سازه

۲- اندازه و فرکانس نوسانات فشار

۳- راندمان و روشهای مختلف مستهلک نمودن انرژی

۴- شروع و میزان آبستگي پائين دست و محاسبات و اندازه گیری های لازم

مطالعات بر روی مدل‌های هیدرولیکی فیزیکی، هنگامی انجام می گیرد که نمودارهای طراحی و فرمولهای موجود کافی نبوده، نیاز به اطلاعات مهم دیگری باشد و یا مواقعی که اطلاع از ظرفیت دقیق جریان در عملکرد مطمئن سازه مهم می باشد. در این حالت می توان با ساخت مدل هیدرولیکی، پدیده مورد نظر را بررسی نمود.

به منظور رسیدن به دقیق ترین نتایج و پرهیز از خطای مقیاسی، لازم است مدل هیدرولیکی با مقیاس هرچه بزرگتری ساخته شود، ولی معمولاً عواملی مانند فضای مورد نیاز جهت ساخت مدل، تأمین آب لازم، همچنین سرمایه مورد نیاز جهت ساخت مدل، پارامترهای محدودکننده اندازه مدل می باشند. در این حالت با توجه به قانون تشابه فرود، نسبت های تشابه زیر بین مدل و نمونه اصلی برقرار میباشد:

$$Fr_m = Fr_p \quad \frac{V_m}{V_p} = Lr^{\frac{1}{2}}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot L}} \quad \frac{Q_m}{Q_p} = Lr^{\frac{5}{2}}$$

$$Lr = \frac{L_m}{L_p} \quad \frac{P_m}{P_p} = Lr$$

که در روابط ذکر شده،  $L$  (طول)،  $V$  (سرعت)،  $Q$  (دبی) و  $P$  (فشار) می باشد. اندیس  $m$  مربوط به مدل و اندیس  $p$  مربوط به نمونه اصلی میباشد.

سازه های هیدرولیکی و خصوصاً دریچه ها و شیرهای کنترل جریان در سدها معمولاً تحت تاثیر شرایط دینامیکی نامساعد و خطرناکی، قرار دارند. وجود ارتعاش در چنین سازه هایی که از اهمیت بسیار بالایی برخوردار میباشند، ممکن است باعث بروز خساراتی گردد که بعضاً جبران آنها غیر ممکن خواهد بود. لذا طراحی بهینه این سازه ها از نظر هیدرولیکی، به منظور اطمینان از عدم وقوع ارتعاشات مخرب، از اهمیت بسزایی برخوردار است.

با توجه به این مسئله و با در نظر گرفتن اینکه روابط ریاضی و مدل‌های عددی، برای جریانهای تحت فشار، بخصوص در حالت آشفته، پیچیده و مشکل و بعضاً غیر ممکن می باشد، طراحی چنین سازه هایی بیشتر بر اساس مدل‌های فیزیکی صورت می پذیرد، بدین معنی که مدل‌هایی با مقیاس کوچکتر از سد و یا قسمتهای مورد نظر ساخته شده و با استفاده از معیارهای تشابه، مورد آزمایش قرار می گیرد.

مدلهای ارتعاشی یکی از انواع این مدلها میباشند که به منظور بررسی و پیش بینی مشکلات ارتعاشی سازه های هیدرولیکی و بخصوص دریچه ها و شیرها ساخته می شوند. در این مورد با توجه به نیاز ساخت مدل هیدرواستاتیک و استفاده از ماده مخصوص جهت مدل نمودن مدول الاستیسیته مربوط به جنس سازه، ساخت مدل فیزیکی بسیار پر هزینه می باشد. در مواردی که با تحلیل تئوری نتوان به نتیجه مشخصی رسید، ساخت مدل ارتعاشی اجتناب ناپذیر می باشد. اگرچه، یک دریچه ممکن است در هر یک از درجات آزادی خود ارتعاش نماید، ولی ارتعاشات قائم یک دریچه بر روی یک تعلیق الاستیک، معمولاً "مهمترین ارتعاش دریچه است. هنگامی که فرکانس تحریک دقیقاً مساوی فرکانس طبیعی باشد، یک وضعیت تشدید برقرار می گردد. در این حالت دامنه جابجائی سیستم در حال ارتعاش، بسیار سریع افزایش می یابد. بطوریکه ممکن است نهایتاً باعث شکست سازه گردد. همچنین در صورتیکه بین فرکانسهای تحریک و طبیعی اختلاف اندکی وجود داشته باشد، می تواند منجر به افزایش شدید دامنه گردد. جهت ارزیابی ارتعاش دریچه عاملی به نام فاکتور تشدید T.R. به شکل ذیل تعریف میگردد:

$$T.R. = \frac{1}{1 - \left(\frac{f_f}{f_n}\right)^2}$$

دو منشاء ممکن برای فرکانس های تحریک وجود دارد که عبارتند از: ریزش گردابها از لبه پائین یک دریچه نیمه باز و نوسانات فشار در ناحیه جدا شده جریان در زیر دریچه و نیز امواج فشاری ایجاد شده در تونل بالادست دریچه که بین دریچه و دریاچه سد مرتباً رفت و آمد می کند. برای دریچه های با لبه پائین مسطح، فرکانس تحریک ناشی از جدایی جریان از زیر دریچه، توسط رابطه ذیل محاسبه می شود:

$$F_f = \frac{\sqrt{2 \times g \times He}}{7 \times (2 \times Y)}$$

در این رابطه He هد آب نسبت به لبه پائین دریچه و Y معرف طولی از دریچه است که در مسیر جریان قرار می گیرد. لازم به ذکر است که در صورت ایجاد یک شیب ۴۵ درجه برای لبه پائین دریچه، نقطه جدایی جریان از گوشه ابتدایی لبه به گوشه انتهایی آن منتقل شده و این باعث از بین رفتن ناحیه ناپایدار جریان از زیر دریچه می گردد. بدین ترتیب احتمال وقوع ارتعاش عمودی باز هم کمتر خواهد شد. فرکانس طبیعی ارتعاش دریچه از رابطه:

$$F_n = \frac{1}{2 \times \pi} \times \sqrt{\frac{g \times E}{l \times \sigma}}$$

محاسبه می شود، که در اینجا E مدول الاستیسیته بازوی جک، l طول بازو و  $\sigma$  تنش در بازو می باشد «۹».

##### ۵ - نمونه هایی از مدلهای هیدرولیکی مطالعه شده

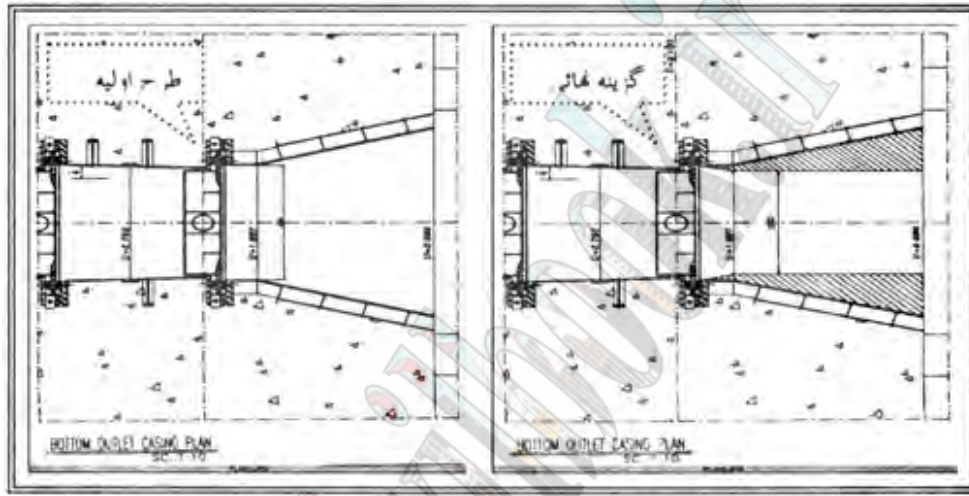
حدود بیست پروژه تحقیقاتی و کاربردی در رابطه با مدلهای تحت فشار در مرکز تحقیقات آب انجام گردیده است که در این قسمت، توضیحاتی در رابطه با تعدادی از مدلهای هیدرولیکی مطالعه شده و نتایج بدست آمده از آنها ارائه می گردد.

##### الف - مدل هیدرولیکی دریچه های تخلیه کننده تحتانی سد چم گردلان (ایلام)

سد ایلام، مخزنی از نوع سنگریزه ای با هسته رسی با ارتفاع ۶۰ متر و طول تاج ۱۳۶ متر بوده و در فاصله ۲۷ کیلومتری جنوب شهر ایلام قرار دارد. بر روی تونل تخلیه سد ایلام، دو دریچه کشویی (اضطراری و سرویس) به ابعاد  $1/3 \times 1/6$  متر در نظر گرفته شده است. مدل فیزیکی مجرای تحتانی سد ایلام، شامل قسمتهایی از بالادست و پایین دست دریچه ها و جزئیات کامل دریچه ها و شیارهای جانبی آن (قبل از تبدیل لب زنگی تا قسمتهایی از حوضچه آرامش) با مقیاس ۱/۱۰ و با اهداف ذیل ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است:

- ۱- اندازه گیری نیروهای افقی و قائم وارد بر دریچه ها به منظور طراحی سیستم بالابر دریچه ها

- ۲- بررسی توزیع فشار در داخل تونل، بعد از تبدیل لب زنگی تا ابتدای حوضچه آرامش، شیار دریچه ها و همچنین در اطراف دریچه ها، جهت بررسی وقوع کاویتاسیون در این نقاط
  - ۳- اندازه گیری دبی عبوری از مجرا بازی باز شدگی های مختلف دریچه سرویس و بدست آوردن ضریب تخلیه دریچه
  - ۴- اندازه گیری نوسانات فشار بر روی دریچه ها به منظور پیش بینی احتمال وقوع ارتعاشات
  - ۵- بررسی توزیع فشار بر روی دیواره میانی حوضچه به لحاظ برخورد جت خروجی از مجرا با آن
- : در عکس های شماره ۱ و ۲ مدل هیدرولیکی نشان داده شده است. همچنین در شکل شماره ۶ طرح اولیه و نهائی ارائه شده است.



شکل شماره ۶: طرح اولیه و نهائی مجرای تخلیه عمقی سد ایلام

### نتایج حاصل از مدل

۱- پیشنهاد هوادهی بین دو دریچه  
با توجه به اینکه عملکرد توأم دریچه های سرویس و اضطراری در شرایط خاصی، ایجاد شرایط بحرانی در فاصله بین دو دریچه نموده و در صورت وقوع شرایط مشابه در طبیعت، بسیار خطر آفرین خواهد بود، دو عدد هواده با قطر ۳۰ میلیمتر در مدل (۳۰۰ میلیمتر در نمونه اصلی) در فاصله بین دو دریچه نصب شد، که باعث افزایش فشار در ناحیه بین دو دریچه و در نتیجه مثبت شدن فشار در نقاطی که قبلاً فشار منفی نشان می دادند، گردید. از طرف دیگر رسیدن هوا به بالای جت خروجی از لبه دریچه اضطراری، مسئله بالا آمدن جت و چسبیدن آن به سقف مجرای بعد از دریچه سرویس را حل نموده و از لرزش دریچه سرویس در چنین موقعیتهایی جلوگیری می نماید.

۲- تغییر زاویه باز شدگی مجرا (بعد از دریچه سرویس)

در طرح اولیه به علت پیچش مسیر تونل (قبل از دریچه ها) جت آب خروجی، متمایل به دیواره میانی حوضچه آرامش بوده و با آن برخورد می نمود که باعث وارد شدن نیروی هیدرودینامیکی شدیدی بر این دیواره که از اهمیت و حساسیت ویژه ای برخوردار است، می گردید. لذا ضمن در نظر گرفتن گزینه های یک تاسه، نهایتاً با توجه به عملکرد مناسب گزینه یک، این طرح به عنوان گزینه نهایی پیشنهاد گردید. در این گزینه، همانطور که از شکل مربوطه نیز مشخص می باشد، عرض مجرای بعد از دریچه سرویس از ۱۳۸۰ میلیمتر به ۱۳۰۰ میلیمتر کاهش یافته و سپس با همین عرض تا حوضچه آرامش ادامه پیدا می کند. پس از اعمال این تغییر در هندسه تونل، مشاهده گردید که کلیه فشارهای منفی در باز شدگی های کمتر از ۹۰٪ هر دو دریچه سرویس و اضطراری از بین رفته است،



ولی در بازشدگی بیشتر از ۹۰٪ دریچه‌ها، فشار منفی و گردابه در شیار دریچه سرویس باقی است که برای بزطرف نمودن آن مطابق با شرح ذکر شده در قسمت بعدی اقدام گردیده است.

### ۳- نصب سازه جهت دهنده<sup>۱</sup>

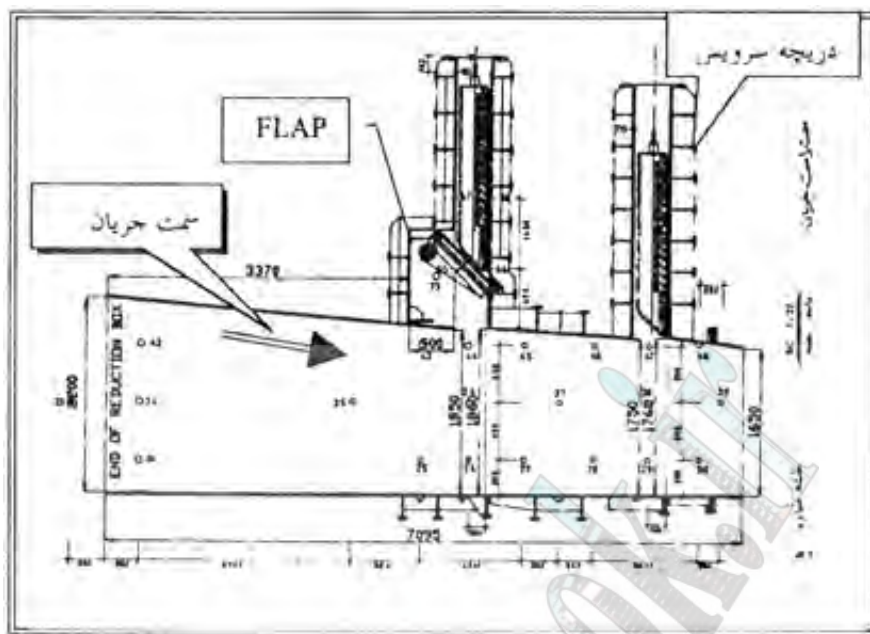
این سازه در ناحیه سقف و پس از دریچه سرویس در نظر گرفته شده است. در ابتدا یک سازه انحراف با ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد و مورد آزمایش قرار گرفت که در بهبود شرایط هیدرولیکی شیار دریچه‌ها بسیار موثر بود، سپس به منظور کاهش افت و افزایش دبی عبوری از مجرا، ضخامت سازه انحراف به ۱۰۰ میلی‌متر کاهش یافت که با توجه به اینکه این گزینه نیز عملکرد مشابهی را در بهبود شرایط شیارها ارائه نمود، بعنوان طرح نهائی انتخاب گردید.

### ب- مدل هیدرولیکی دریچه‌های تخلیه کننده تحتانی سد جره

جهت تأمین نیازهای آبی و زیر کشت بردن اراضی دشت رامهرمز، در ۳۵ کیلومتری شمال شرق شهرستان رامهرمز و بر روی زرد رود، ساختمان سد جره از نوع خاکی با هسته رسی و با ارتفاع ۱۰۵ متر از بستر رودخانه و با طول تاج ۷۰۰ متر در حال اجرا می‌باشد. بر روی تخلیه کننده تحتانی سد جره دو عدد دریچه با ابعاد  $۱/۵ \times ۱/۸۵$  متر (ارتفاع  $\times$  عرض) برای دریچه سرویس و  $۱/۵ \times ۱/۷۵$  متر (ارتفاع  $\times$  عرض) برای دریچه اضطراری پیش بینی گردیده است. مدل فیزیکی مجرای تحتانی سد جره، شامل قسمتهائی از بالادست و پائین دست دریچه‌ها و جزئیات کامل دریچه‌ها و شیارهای جانبی آن (از ابتدای ورودی لب زنگی تا قسمتی از مجرای خروجی) مطابق با نقشه‌های ارائه شده توسط مشاور طرح و بر اساس تجربیات مرکز تحقیقات آب با مقیاس ۱/۱۳ ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است. هدف از انجام آزمایشها با توجه به شرح خدمات تعیین شده عبارت است از:

- ۱- تحقیق در باره شکل جریان، همچنین بررسی شرایط و الگوی جریان به ازای دبی‌های مختلف عبوری از محل دریچه‌ها
  - ۲- بررسی مناطق کم فشاری که امکان رخداد پدیده کاویتاسیون وجود دارد با استفاده از اندازه گیری فشار
  - ۳- اندازه گیری نیروهای افقی و عمودی وارد بر دریچه‌های سرویس و اضطراری، با استفاده از توزیع فشار بر روی دریچه‌ها و به ازاء بازشدگی‌های مختلف هر یک از دریچه‌ها
  - ۴- حصول اطمینان از عدم وجود ارتعاشات مخرب بر روی دریچه‌ها با استفاده از اندازه گیری فشار
  - ۵- اندازه گیری میزان دبی عبوری از مجرا، همچنین محاسبه ضریب تخلیه در بازشدگی‌های مختلف دریچه سرویس و اضطراری
  - ۶- تاثیر عملکرد Flap بر روی جریان عبوری و تاثیر آن در هوادهی و نیروهای وارد بر دریچه‌ها
- در تصویر شماره ۳ مدل هیدرولیکی نشان داده شده است. همچنین در شکل شماره ۷ مقطع تخلیه عمقی در موقعیت دریچه‌های سرویس و اضطراری و Flap ارائه شده است.

<sup>۱</sup> Deflector



شکل شماره ۷: طرح مجرای تخلیه عمقی سد جره

### نتایج حاصل از مدل

الف - پیشنهاد هوادهی بعد از دریچه سرویس

با توجه به آزمایشهای انجام شده، در باز شدگی حدود (۹۲٪ تا ۹۶٪ دریچه سرویس - ۱۰۰٪ دریچه اضطراری) فشارهای منفی بسیار بالایی بر روی سقف مجرا (بعد از دریچه های سرویس) مشاهده گردید، که با توجه به بررسی های انجام شده، راه حل های مختلفی نظیر: تغییر در شکل و ابعاد هندسی بعد از دریچه سرویس، جابجایی هواده (بعد از دریچه سرویس) به نزدیکترین محل ممکن به محفظه دریچه، نصب یکعدد هواده بر روی سقف مجرا و اتصال آن به هواده اصلی، ارائه گردید که در نهایت پیروتاکید کارفرما مبنی بر عدم تغییر شکل هندسی مجرا و با توجه به اندازه گیری های انجام شده در مدل، یکعدد لوله هواده با قطر ۳۰ سانتیمتر (در نمونه واقعی) بر روی سقف مجرا و اتصال آن به هواده اصلی پیشنهاد گردید.

ب - پیشنهاد هوادهی بین دریچه ها

همانطور که قبلاً نیز اشاره شد، باز شدگی یکسان دریچه های سرویس و اضطراری باعث ایجاد شرایط بحرانی (ایجاد فشار منفی و احتمال رخداد پدیده کاویتاسیون) در محل محفظه بین دو دریچه می گردند.

برای حل این مشکل نیز نصب هواده بین دریچه های سرویس و اضطراری پیشنهاد شده که قطر هواده، با توجه به اندازه گیری های مدل و محاسبات ذیل بدست آمده است:

برای اندازه گیری دبی هوا در مدل، یکعدد لوله هوادهی با قطر ۵ سانتیمتر بین دریچه ها نصب شده و حداکثر دبی هوا در باز شدگی های مختلف دریچه سرویس و اضطراری اندازه گیری گردیده است.

حداکثر سرعت هوا در مدل:

$$V_{air}(m) = 8m/s$$

بنابر این می توان نوشت :

$$Q_{air}(m) = 8 \times \left( \frac{\pi \times 0.05^2}{4} \right) = 0.016m^3 / \text{sec}$$

$$Q_{air}(p) = 9.80m^3 / \text{sec}$$

حال با توجه به خطای مقیاسی که در مدل‌های فیزیکی هوادهی وجود دارد و در جهت ضریب اطمینان، با در نظر گرفتن حداقل ۶۰٪ هوای اضافه داریم :

$$Q_{air}(p) = 16m^3 / \text{sec}$$

در این حالت با در نظر گرفتن سرعت مجاز هوا در داخل لوله های هوادهی (متر بر ثانیه ۹۰ - ۶۰) می توان قطر لوله هوادهی را بدست آورد :

$$V_{air} = 60m / \text{sec}$$

$$D = \left( \frac{4 \times Q_{air}}{\pi \times V_{air}} \right)^{\frac{1}{2}} = 58cm \approx 60cm$$

همچنین با استفاده از رابطه پیشنهادی Sharma برای دبی ماکزیمم داریم :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times y}} = 8.4$$

$$\beta = 0.03 \times (Fr - 1)^{1.06} = 0.25$$

$$Q_{air} = 23m^3 / \text{sec}$$

با در نظر گرفتن قطر لوله ۶۰ سانتیمتر ، سرعت هوا در داخل لوله هوادهی برابر است با :

$$V_{air} = 81m / \text{sec}$$

که در محدوده سرعت مجاز میباشد . بنابر این قطر لوله هوادهی را همان ۶۰ سانتیمتر در نظر میگیریم .

لازم به ذکر است که با توجه به عملکرد دریچه اضطراری در حالت کاملاً باز و یا کاملاً بسته، احتمال عملکرد توأم دو دریچه و یا زمان عملکرد توأم دو دریچه در حالت بحرانی بسیار کم می باشد. بنابر این در صورتی که با افزایش سرعت دریچه اضطراری (حدود ۱۰ برابر دریچه سرویس) ، عدم رخداد شرایط بحرانی در طبیعت تضمین گردد، میتوان از نصب هواده بین دو دریچه صرفنظر نمود. ضمناً در صورت نصب هواده، با توجه به اینکه لوله هوادهی تنها در شرایط بحرانی عمل نموده، برای سایر شرایط به صورت کاملاً پر می باشد، لازم است تمهیداتی را در نظر گرفت.

ج - کاهش سطح مقطع بعد از دریچه سرویس

با توجه به اینکه نتایج مدل هیدرلیکی مبین وقوع کاویتاسیون در بعضی از نقاط مجرا در تعدادی از بازشدگی های دریچه سرویس بود، راه‌های مختلفی در نظر گرفته شد که در نهایت با توجه به تأکید کارفرما مبنی بر اعمال کمترین تغییرات بر روی شکل هندسی مجرا، به شرح ذیل اقدام گردید :

**گزینه اول :** مطابق با نقشه ارائه شده، با کاهش سطح مقطع مجرا (بعد از دریچه سرویس) به میزان ۲۶ میلیمتر در طول ۵۲ سانتیمتر در هر طرف مجرا (در طبیعت) ، فشار پیژومتری نقاطی که دارای اندیکس کاویتاسیون بحرانی بودند، برداشت شد که با محاسبه اندیکس کاویتاسیون این نقاط، مشخص گردید که مشکل کاویتاسیون مربوط به بعضی از نقاط همچنان باقی است.

**گزینه دوم :** در این حالت با کاهش سطح مقطع مجرای بعد از دریچه سرویس به میزان ۳۹ میلیمتر در طول ۵۲ سانتیمتر در هر طرف مجرا (در طبیعت) ، آزمایشها تکرار گردید که نتایج آن نشان دهنده بهبود وضعیت نقاط ذکر شده از نظر مشکل کاویتاسیون می باشد.

### ج - مدل هیدرولیکی شیر هاوول بانگر سد کوثر

سد کوثر در ۴۵ کیلومتری شمال شرق بهبهان و بر روی رودخانه خیر آباد قرار گرفته است. این سد چند منظوره برای تأمین آب زراعی سطوح پایین دست و آشامیدنی شهر بوشهر در دست اجرا می باشد. سد کوثر از نوع بتنی وزنی با ارتفاع ساختمانی ۱۴۴ متر و طول تاج ۱۹۰ متر می باشد. مدل فیزیکی شیرهاوول بانگر، هود و حوضچه آرامش سد کوثر با مقیاس ۱/۱۰ ساخته شده و با توجه به شرح خدمات ذیل، مورد آزمایش قرار گرفته است:

- ۱ - تحقیق در باره شکل جریان در داخل شیر و هود و حوضچه آرامش پائین دست و تعیین موقعیت مناسب دیواره واقع شده در وسط حوضچه و تعیین شکل مناسب هود و حوضچه آرامش
  - ۲ - بررسی مناطق کم فشاری که امکان رخداد پدیده کاویتاسیون وجود دارد.
  - ۳ - اطمینان از عدم وجود ارتعاشات مخرب بر روی شیر با استفاده از توزیع فشار
  - ۴ - تعیین محدوده عملکرد مطمئن شیر ( از نظر بازشدگی )
  - ۵ - تعیین موقعیت مناسب شیر نسبت به ابتدای هود
- کلیه مراحل تست برای دو هد بالادست ۶۳/۵ و ۵۲ متر ارتفاع آب انجام خواهد گرفت \*

### نتایج حاصل از مدل

با توجه به آزمایشهای انجام شده بر روی مدل هیدرولیکی شیرهاوول بانگر سد کوثر، اصلاحاتی به شرح ذیل بر روی هود و حوضچه آرامش شیر انجام گرفته است، ضمن اینکه بر روی شیر نیز در هدها و بازشدگی های مختلف، پارامترهای مهم نظیر فشار ودبی اندازه گیری شده و از نظر پدیده های مخرب کاویتاسیون و ارتعاشات مورد بررسی قرار گرفته است.

#### الف - هود

با توجه به اینکه آزمایشهای اولیه نشاندهنده برگشت آب زیاد، از پشت هود برای هدها و بازشدگیهای مختلف شیر بود، تصمیم گرفته شد در شکل هندسی و موقعیت هود نسبت به شیر اصلاحاتی انجام گیرد. در این حالت با مخروطی کردن ابتدای هود ( زوایای ۱۶، ۲۲/۵ و ۳۰ درجه ) مدل ساخته شده، مورد آزمایش قرار گرفت که در نهایت مطابق با نقشه ارائه شده، هود با زاویه ۲۲/۵ درجه ( بعلت دبی برگشتی کمتر از هود ) پیشنهاد گردید، همچنین هود اصلاح شده در موقعیتهای مختلف قرار داده شد و ضمن تکرار آزمایشها برای هدها و بازشدگی های مختلف، در نهایت فاصله ( ۴۰۰ تا ۵۵۰ میلیمتر ) به عنوان بهترین فاصله از نظر دبی برگشتی از هود مشخص گردید.

#### ب - حوضچه آرامش

آزمایشهای اولیه نشاندهنده برخورد شدید جت خروجی از شیر به دیواره میانی حوضچه و بالا آمدن سطح آب در ابتدای حوضچه می باشد. در این حالت با برداشتن دیواره میانی و تکرار آزمایشها برای هد و دبی ماکزیمم، نتایج ذیل حاصل گردید:

- ۱- دیواره میانی نقش مهمی را در بهینه نمودن شرایط داخل حوضچه ایفاء نموده و می توان با ایجاد تغییراتی در حوضچه، آن را حذف نمود.

- ۲- با توجه به اغتشاش کمتری که در ابتدای حوضچه آرامش وجود دارد، خروجی حوضچه مطابق با نقشه ارائه شده، تغییر داده شد.
- ۳- جهت برخورد جت خروجی از هود به سطح آب داخل حوضچه و عدم برخورد آن به دیواره انتهای حوضچه، لازم دیده شد که با کم نمودن سطح مقطع خروجی، سطح آب داخل حوضچه را بالا آورده، به طوری که در هیچ حالتی، سطح آب به تراز کف هود نرسد. با آزمایشهای اولیه ای که صورت گرفت، مشخص گردید که میزان کاهش سطح مقطع، نبایستی از ۵۰٪ سطح مقطع اولیه بیشتر گردد، در این حالت با انجام آزمایشهای نهایی، میزان کاهش سطح مقطع به طوری که، سطح آب داخل حوضچه هیچگاه به تراز کف هود نرسد.، ۳۰٪ سطح مقطع طراحی شده، تعیین گردیده است.

## ۶- نتیجه گیری و پیشنهادات

با توجه به نتایج حاصل از مطالعات ادبیات مهندسی طرحهای ساخته شده و همچنین پژوهشهای انجام شده با استفاده از آزمایشهای مدل هیدرولیک نتایج زیر حاصل می شوند.

- ۱ شیارهای مربوط به دریچه های تخلیه عمقی در جریانهایی با سرعت بالا (بیشتر از ۳۰ متر در ثانیه)، در صورتی که به خوبی طراحی نشوند، بسیار مستعد خسارات ناشی از کاویتاسیون می باشند، در صورتی که شیارهای دریچه های اضطراری در ورودی پنستاک های<sup>۱</sup> مربوط به تجهیزات نیروگاهی نصب می شوند، معمولا<sup>۲</sup> دچار خسارات کاویتاسیون نمی گردند. زیرا سرعت جریان در نزدیکی شیار دریچه در مقایسه با سایر دریچه ها بسیار پایین می باشد. بدین ترتیب استفاده از هوادهی در پایین دست دریچه های سرویس در تخلیه کننده های عمقی در اغلب شرایط ضروری می باشد.
- ۲ به دلیل اینکه یک دریچه معمولا<sup>۳</sup> در بازشدگی های مختلف عمل می نماید، به همین علت ممکن است شیار دریچه و لبه کف آن در معرض کاویتاسیون باشند، مخصوصا<sup>۴</sup> اینکه در مجاری بسته با هد بالا واقع شده باشند. هنگامی که یک دریچه در بازشدگی جزئی قرار می گیرد، جریان در مجرایه صورت سطح آزاد<sup>۵</sup> خواهد بود و بنابراین فشار در نزدیکی شیار دریچه، تا حدی پائین آمده، در صورتیکه هوادهی کافی صورت نگیرد، بسیار مستعد کاویتاسیون می باشد. بررسیها و اندازه گیریها نشان می دهد که میزان هوای لازم در شرایط بازشدگیهای کم بیشتر از بازشدگی کامل دریچه می باشد. طراحان باید توجه داشته باشند که میزان هوای محاسبه شده معمولا<sup>۶</sup> برای شرایط دریچه با بازشدگی کامل می باشد و جهت حصول اطمینان از عملکرد مناسب در تمام شرایط بهره برداری باید حداقل میزان هوا ۷۰ درصد بیشتر در نظر گرفته شود.
- ۳ در شیارهای مربوط به دریچه های<sup>۳</sup> با گوشه های تیز، هنگامی که در هدهای بیشتر از ۳۰ متر عمل نمایند، امکان وقوع کاویتاسیون می باشد.
- ۴ شیار دریچه ها با نسبت عرض به عمق (W / D) بزرگتر از ۲/۵ و یا در محدوده (۱/۲ - ۰/۸) می توانند در معرض کاویتاسیون قرار گیرند.
- ۵ اگر لبه شیب دار زیر دریچه<sup>۴</sup> در طرف پائین دست جریان قرار گیرد، لبه تیز آبیند، نقطه جدائی خطوط جریان را به مکانی بلافاصله بالادست شیار دریچه، جابجا نموده و لبه زیر دریچه ایجاد اغتشاش در خطوط جریان در شیار دریچه می نماید و بنابراین ضمن تحریک گردابه ها، میزان اغتشاش را بالا برده و متعاقبا<sup>۷</sup> کاویتاسیون راتسهیل می نماید. در حالیکه واقع شدن سطح شیب دار زیر دریچه در بالا دست جریان بسیار بهتر می باشد، زیرا نقطه جدایی به انتهای شیار در پائین دست جریان منتقل شده و بنابراین ضمن بهبود وضعیت جریان در شیار دریچه، باعث محدود شدن کاویتاسیون میگردد «۷، ۸».
- ۶ در پایین دست مجاری تخلیه کننده عمقی جهت افزایش گرادیان فشار توصیه می شود که سطح مقطع مجرا کاهش یابد. نتایج حاصل از مدل‌های مورد بررسی بیانگر آن بود که در بسیاری از موارد در صورت کاهش مقطع، فشارهای منفی اندازه گیری شده به طور کامل بروز نخواهند کرد.
- ۷ با توجه به اینکه احتمال از کار افتادن دریچه سرویس در حالت نیمه بسته وجود دارد و در این شرایط دریچه اضطراری باید قادر به انسداد کامل باشد، ضروری است که در فراهم نمودن هوای لازم مابین دو دریچه نیز مطالعه شود. در بدترین حالت ممکن، احتمال اینکه در چنین شرایطی دریچه اضطراری بسته نشود و یا دچار خسارت جدی شود زیاد است.
- ۸ استفاده از سازه های جهت دهنده یا دفلکتور در پشت دریچه در بسیاری از موارد اثرات بسیار خوبی در کاهش فشارهای منفی و جلوگیری از ارتعاشات دریچه ها دارد.

<sup>۱</sup> Penstocks

<sup>۲</sup> Free surface

<sup>۳</sup> Rectangular gate

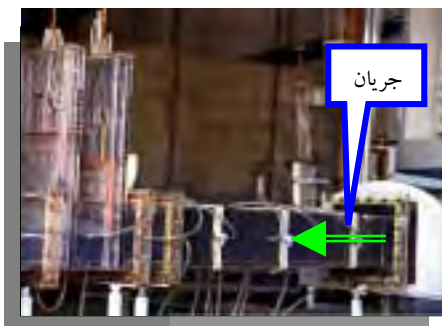
<sup>۴</sup> Lip



- ۹ با توجه به اهمیت دریچه های عمقی سدها و پیچیدگیهای هندسی و هیدرودینامیکی استفاده از مدل‌های هیدرولیکی در تمام شرایط نزدیک به حالات بحرانی توصیه می شود. بویژه در مواردی که سرعت جریان در مقطع کنترل بیشتر از ۳۰ متر در ثانیه باشد.
- ۱۰ هزینه های ترمیم و بازسازی و زمان لازم برای آن در مقایسه با بررسیهای تحقیقاتی در هنگام طراحی بسیار گزاف می باشد. لذا طراحان ضمن استفاده از تمامی معیارهای طراحی باید از حساسیت زیادی در بهینه سازی طرحهای تخلیه کننده های عمقی برخوردار باشند.

### مراجع و منابع

- [1]. Sharma, H.R., Problems at High Head Gates in outlet conduits, Fourteenth Congress on Large
- [2] Civil Engineering Guide Lines for Planning and Designing Hydroelectric Developments, Volume 1, Published By the American Society of Civil Engineers (ASCE) 1989
- [3] . Hydraulic Design of Reservoir Outlet, Corps of Engineers, 1980
- «۴» مهندسی پیشرفته در طراحی، ساخت و بازسازی سدها، ناشر وزارت نیرو کمیته ملی سدهای بزرگ تالیف "ون ناسترند راینهولد"
- [5]. Mc Graw Hill, New York, 1984
- [6]. Experimental Investigation on Vibration of Bottom Outlet Service Gate, Tianjin University, 1994.
- [7]. The Bottom outlet Tandem slide Gates of the HC ALAVIAN, Brno, 18 March 1994
- [8]. Cavitation in Hydraulic Structures, Jin Tailai, 1989.
- [9]. Hydraulic Gates and Valves, Jack Lewin, 1995.



عکس شماره ۱: تخلیه عمقی سد ایلام



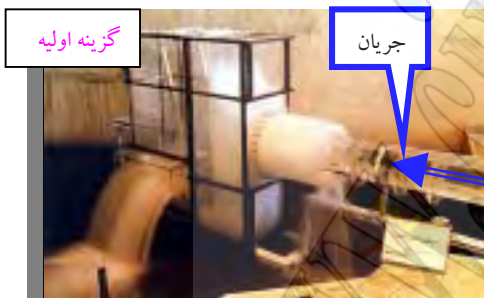
عکس شماره ۲: دریچه تخلیه عمقی ایلام



عکس شماره ۳: تخلیه عمقی سد جره



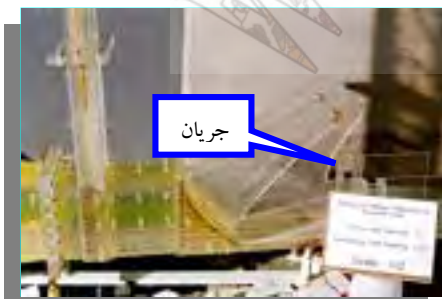
عکس شماره ۴: مرل شیر پاششی



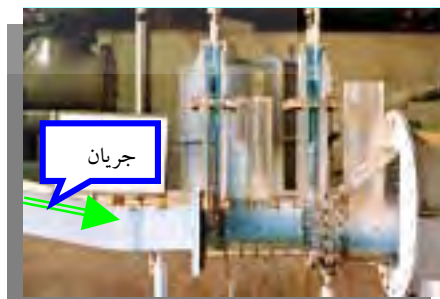
عکس شماره ۵: مرل شیر پاششی کوثر



عکس شماره ۶: مرل شیر پاششی کوثر



عکس شماره ۷: دریچه تونل رشت عباس



عکس شماره ۸: تخلیه عمقی سد تهم

## تحلیل تنش - کرنش استاتیکی سدهای خاکی با هسته آسفالتی

رضا ضیائی مؤید<sup>۱</sup>

مجید فاطمی<sup>۲</sup>

### چکیده:

سد مخزنی گابریک واقع در استان هرمزگان به ارتفاع ۴۱ متر بر روی بستر آبرفتی به ضخامت ۱۳ متر قرار دارد. یکی از گزینه های مطرح در مطالعات مرحله اول این طرح، سد خاکی با هسته آسفالتی می باشد. در این طرح بنا بر ملاحظات طراحی، هسته آسفالتی بر روی پی آبرفتی قرار گرفته و در زیر آن دیواره آب بند جهت کنترل تراوش در پی منظور شده است. با توجه به قرار گرفتن هسته آسفالتی بر روی دیواره آب بند و پوسته سد بر روی پی آبرفتی، احتمال ایجاد نشستهای نامتقارن در مراحل ساخت و آبگیری سد وجود دارد که می تواند در رفتار بدنه سد و بالاخص هسته آسفالتی مؤثر باشد. به منظور بررسی این موضوع، تنشها و تغییر شکلهای بدنه و پی سد در مراحل ساخت و آبگیری به کمک تحلیل دوبعدی به روش اجزاء محدود محاسبه گردیده است. مقاله حاضر به ارائه و بحث در خصوص نتایج این تحلیلها اختصاص دارد.

<sup>۱</sup> امور سدسازی-مهندسین مشاور لار

<sup>۲</sup> امور سدسازی-مهندسین مشاور لار

## ۱- مقدمه

سدهای با هسته بتن آسفالتی یکی از گزینه های مطرح در طراحی سدهای خاکی و سنگریزه ای بویژه در مناطقی که از نقطه نظر وجود مصالح ریزدانه با کیفیت و کمیت مناسب جهت اجرای هسته رسی کمبود وجود داشته باشد می باشند. از مزایای این نوع سد میتوان به عدم وجود درز و آب بندی بسیار مناسب، عدم حساسیت اجرا به شرایط آب و هوایی، امکان آبیگری حین ساخت، قابلیت خود ترمیمی مصالح هسته، تغییر شکل پذیری و انعطاف پذیر بودن، دوام و مقاومت در مقابل نشت مداوم، مقاومت نسبی در مقابل زلزله و ایمنی در مقابل حملات جنگی اشاره کرد. موارد متعددی از این نوع سدها در کشورهای مختلف دنیا ساخته شده است. دو کشور آلمان و نروژ در این زمینه در دنیا پیشرو هستند. در کشور ما نیز با توجه به بحران آب و توجه به امر سدسازی بررسی نحوه طراحی و اجرای این نوع سدها از اهمیت ویژه ای برخوردار است.

## ۲- کلیات

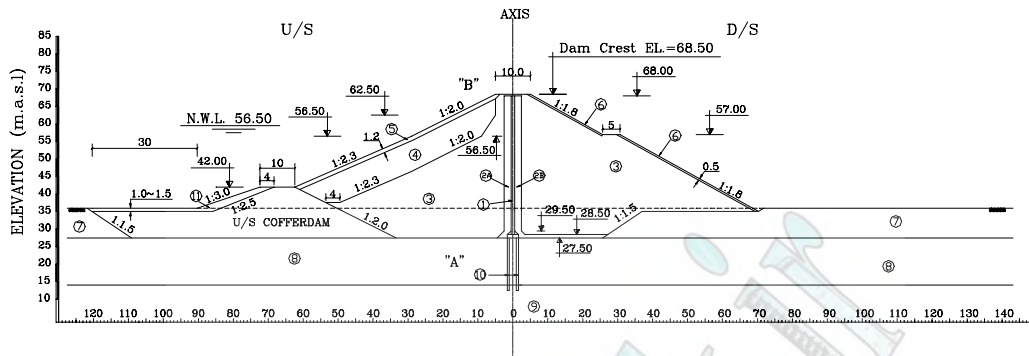
سد مخزنی گابریک به ارتفاع ۴۱ متر بر روی بستر آبرفتی به ضخامت ۱۳ متر قرار دارد. محل سد در استان هرمزگان به فاصله ۱۰۸ کیلومتری شمال شرقی بندرجاسک در حوزه آبریز رودخانه گابریک واقع شده است. یکی از گزینه های مطرح در مطالعات مرحله اول این طرح، سد خاکی با هسته آسفالتی می باشد. در این طرح، هسته آسفالتی بر روی پی آبرفتی قرار گرفته است و در زیر آن دیواره آب بند جهت کنترل تراوش در پی منظور شده است. با توجه به قرار گرفته هسته آسفالتی بر روی دیواره آب بند و همچنین قرارگیری پوسته سد بر روی پی آبرفتی، احتمال ایجاد نشستهای نامتقارن در مراحل ساخت و آبیگری سد وجود دارد که میتواند در رفتار بدنه سد و بالاخص هسته آسفالتی مؤثر باشد. جهت بررسی این موضوع یک سری تحلیل اجزاء محدود نرم افزار FEADAM84 (Duncan et. al. 1984) در مراحل ساخت و آبیگری انجام شده است. پی سد از دو لایه تشکیل شده که لایه رویی از مصالح ماسه لای دار بوده و بالاتر از تراز رودخانه قرار دارد. لایه بالایی در بالادست کلاً برداشت شده در حالیکه در پائین دست بطور جزئی برداشت شده است. در این بررسی اثر مدول تغییر شکل هسته، سختی مصالح پی آبرفتی درشت دانه و میزان برداشت آبرفت ریزدانه بر روی نتایج مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفته است.

## ۳- روش تحلیل

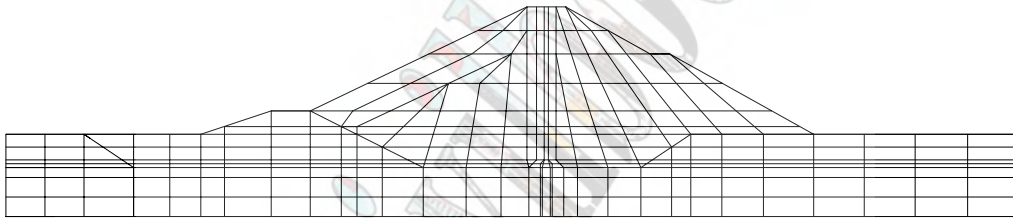
تحلیل اجزاء محدود با فرض رفتار خطی برای مصالح هسته و دیواره آب بند و رفتار غیرخطی برای سایر مصالح صورت گرفته است. در این روش بارگذاری ناشی از ساخت سد و آبیگری مخزن بصورت مرحله ای در نظر گرفته شده است. تحلیل های استاتیکی سد گابریک به روش اجزاء محدود و با فرض کرنش مسطح (Plane Strain) برای مقطع عرضی حداکثر سد با استفاده از نرم افزار FEADAM84 (Duncan et. al. 1984) انجام شده است.

## ۴- شبیه سازی هندسی

با توجه به مشخصات هندسی ساختگاه سد، شرایط کرنش مسطح در مقطع عرضی حداکثر سد با تقریب قابل قبول برقرار می باشد. این مقطع دارای بیشترین ارتفاع هسته آسفالتی و بیشترین ضخامت آبرفت می باشد. سنگ بستر در کلیه تحلیل ها بعنوان شرایط مرزی تغییر مکان صفر منظور گردیده و بدین لحاظ در مدل هندسی بکارنرفته است. مقطع عرضی حداکثر سد که در تحلیل های استاتیکی سد گابریک مدل گردیده در شکل (۱) ملاحظه می شود. شکل (۲) شبکه اجزاء محدود بکاررفته در تحلیلهای استاتیکی سد گابریک را نشان می دهد.



شکل ۱- مقطع عرضی حداکثر سد گابریک



شکل ۲- شبکه اجزاء محدود بکار رفته در تحلیلهای استاتیکی سد گابریک

### ۵- رفتار مصالح

با توجه به محدود بودن مقادیر کرنش در هسته آسفالتی می توان با تقریب قابل قبول رفتار مصالح هسته را الاستیک خطی فرض نمود (Adikari, et. al. – 1988). جهت تخمین پارامترهای رفتاری مصالح هسته از مقادیر توصیه شده توسط محققان قبلی در موارد مشابه استفاده شده است (Hoeg, K., 1993, NGI 1999). در ضمن جهت بررسی اثر تغییرات مدول تغییر شکل هسته بر روی نتایج، تحلیل ها دو مقدار مدول تغییر شکل ۱۰۰ و ۲۵۰ مگاپاسکال انجام شده است. در هر دو حالت نسبت پواسون برابر با ۰/۴۹ در نظر گرفته شده است. دیواره آب بند نیز بصورت الاستیک خطی مدل شده است و پارامترهای الاستیک آن براساس توصیه (ICOLD – 1985) از روی خصوصیات مصالح پی آبرفتی انتخاب شده است. رفتار سایر مصالح شامل پوسته های تراسی و سنگریزه ای، نواحی انتقالی در بالادست و پائین دست هسته، پی آبرفتی ریزدانه و درشت دانه با مدل غیرخطی هذلولی (Duncan et. Al., 1980) شبیه سازی شده است. جهت بررسی اثر سختی مصالح پی آبرفتی بر روی تنش ها و کرنشهای هسته آسفالتی سه مقدار مختلف برای پارامتر مدول الاستیک هسته در مدل هذلولی ( $K = 200, 400, 600$ ) در نظر گرفته شده است.

### ۶- نتایج تحلیلهای

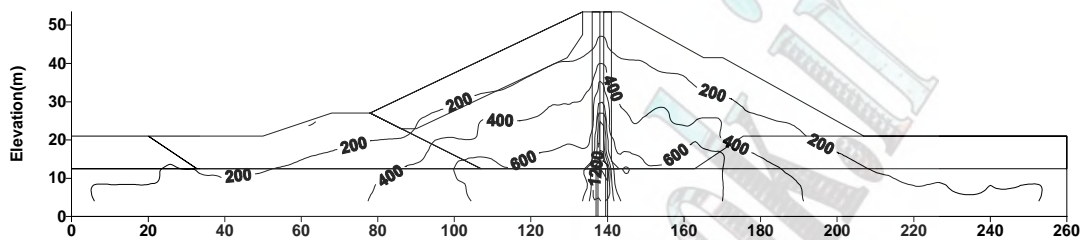
توزیع تنشها و نحوه انتقال بار در بخشهای مختلف بدنه سد، مقادیر کرنش جانبی در هسته آسفالتی و بروز یا عدم بروز گسیختگی برشی و کششی در هسته آسفالتی از موارد مهمی هستند که در هر تحلیل مورد توجه قرار گرفته اند. در بررسی این موارد تأثیر پارامترهایی نظیر مدول تغییر شکل هسته آسفالتی سختی پی آبرفتی درشت دانه و میزان برداشت آبرفت ریزدانه مورد توجه می باشد.



## ۱-۶- توزیع تنشها

توزیع تنشهای قائم در خاتمه ساخت سد در شکل (۳) ارائه شده است. در توزیع تنشهای قائم، افزایش شدیدی در گذر از پوسته و لایه های انتقالی به سمت هسته آسفالتی مشاهده می شود و علت این امر تفاوت قابل توجه بین سختی و مدول تغییر شکل هسته آسفالتی و پوسته شن و ماسه ای بوده که منجر به نشست نابرابر آنها و انتقال بار از پوسته به هسته شده است. مقادیر تنش قائم در هسته آسفالتی تا دوبرابر فشار رو بار نیز می رسد که مبین انتقال بار قابل ملاحظه به هسته آسفالتی است.

## STATIC ANALYSIS OF GABRIK DAM

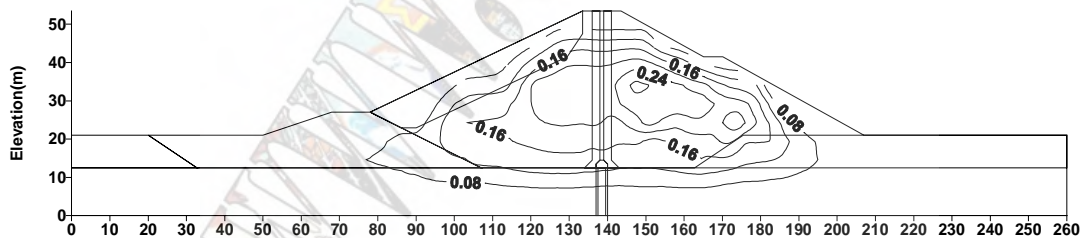


شکل ۳- توزیع تنشهای قائم در خاتمه ساخت (برحسب Kpa)

## ۲-۶- توزیع تغییر مکانها

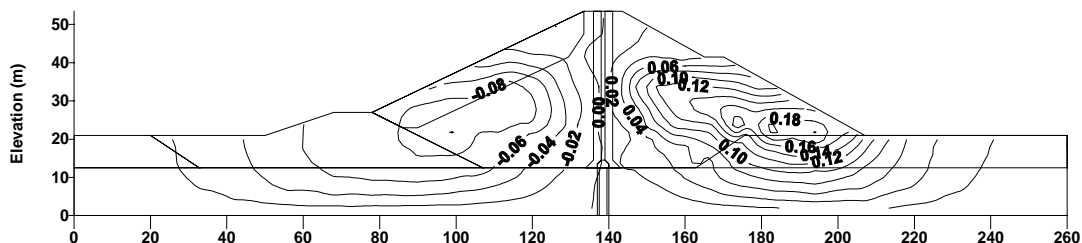
توزیع تغییر مکانهای بدنه و پی سد در خاتمه ساخت در شکلهای (۴) و (۵) ارائه شده است. در شکل (۴) منحنی های هم نشست در پایان ساختمان رسم شده است. حداکثر نشست در میانه ارتفاع در پوسته پائین دست و در مجاورت ناحیه انتقالی رخ داده است که برابر با ۰/۲۸ متر می باشد و با حرکت به سمت شبروانها به سرعت کاهش می یابد. عدم تقارن موجود در توزیع نشستهای قائم در پوسته بالادست و پائین دست مربوط به عدم تقارن در خصوصیات مصالح و هندسه سد می باشد.

## STATIC ANALYSIS OF GABRIK DAM



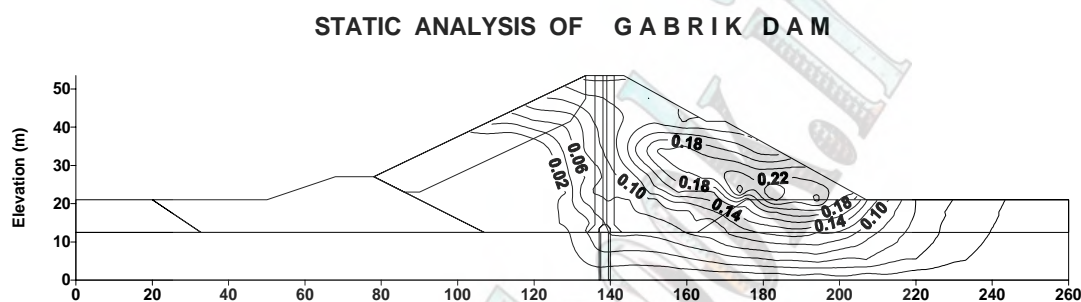
شکل ۴- توزیع تغییر مکانهای قائم در خاتمه ساخت (برحسب متر)

## STATIC ANALYSIS OF GABRIK DAM



شکل ۵- توزیع تغییر مکانهای افقی در خاتمه ساخت (برحسب متر)

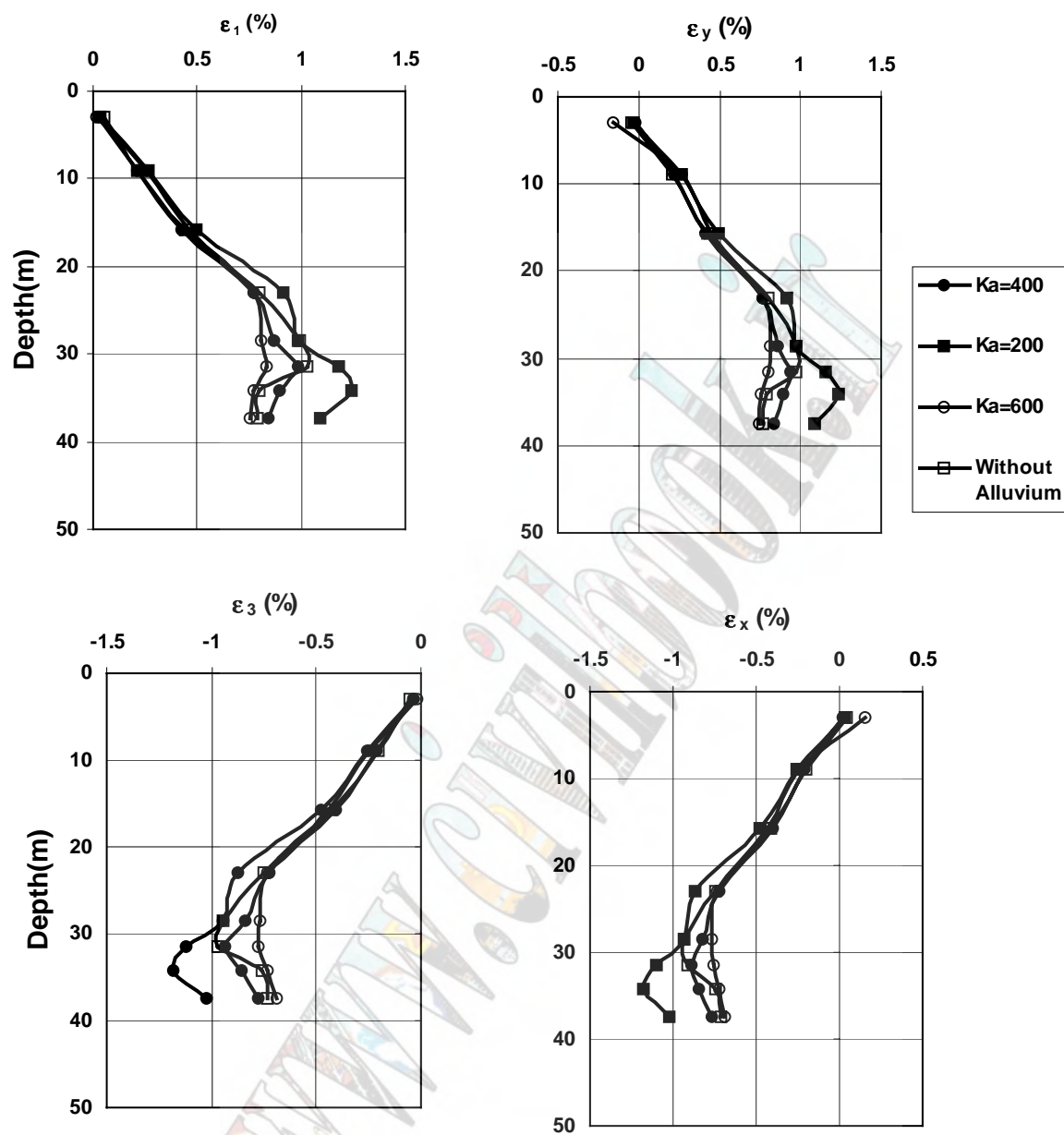
توزیع جابجایی های افقی در خاتمه ساخت سد در شکل (۵) ملاحظه می گردد. بیشترین جابجایی افقی در پوسته پائین دست اتفاق افتاده و برابر با ۰/۱۸ متر به سمت پائین دست می باشد. حداکثر جابجایی افقی در پوسته بالادست برابر با ۰/۰۸ متر است. در مجموع جابجایی های افقی سد در پایان ساختمان مقادیر نسبتاً کمی داشته و مبین وضعیت پایدار آن در این شرایط است. جابجایی های افقی پس از آبیگری در شکل (۶) رسم شده است در این شرایط حرکت نقاط به سمت پائین دست بوده و بیشترین جابجایی افقی در پوسته پائین دست برابر با ۰/۲۴ متر می باشد. حداکثر تغییر مکان قائم هسته آسفالتی در حالت خاتمه ساخت ۰/۲۲ متر می باشد. تغییر مکان افقی هسته آسفالتی در اینحالت ناچیز بوده در حالیکه پس از آبیگری به حداکثر ۰/۱۴ متر در تاج سد می رسد.



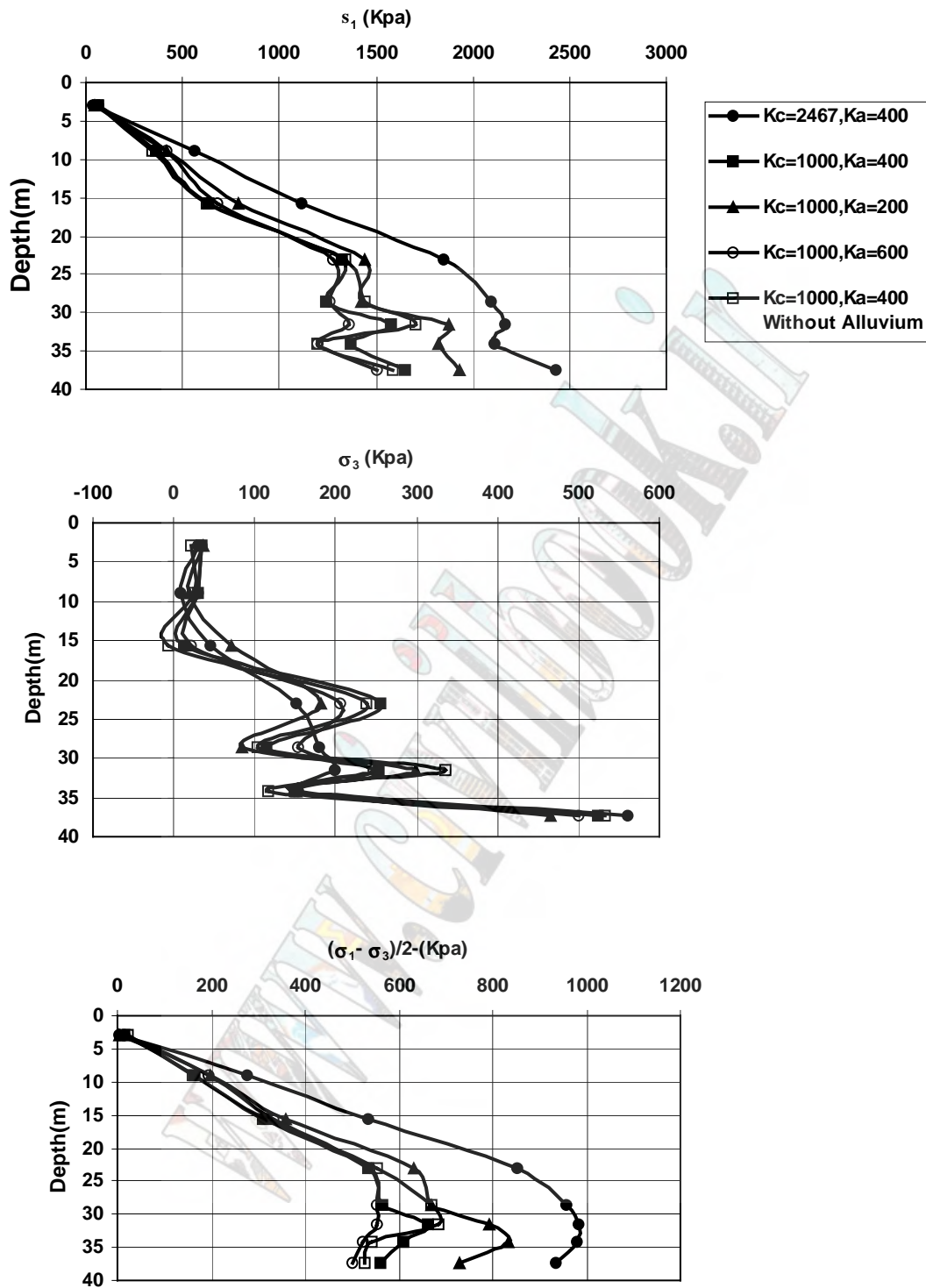
شکل ۶- توزیع تغییر مکانهای افقی پس از آبیگری (بر حسب متر)

### ۳-۶- کنترل گسیختگی و کرنش جانبی در هسته

مقادیر کرنش های جانبی در المانهای هسته آسفالتی در حالات مختلف در شکل ۷ ارائه شده است. همانطور که مشاهده می شود مقادیر کرنشهای جانبی در هسته به مقدار ۱/۲ درصد محدود می شود لذا از نقطه نظر تغییر نفوذپذیری مشکلی وجود ندارد (Adikari, et. al. 1988). مقادیر تنشهای برشی حداکثر در هسته آسفالتی در حالات مختلف در شکل (۸) ارائه شده است که با توجه به نتایج آزمایشهای مصالح هسته تراکم آسفالتی در موارد مشابه (Hoeg, 1993) احتمال گسیختگی برشی یا کششی هسته آسفالتی پس از آبیگری ضعیف است.



شکل ۷- تغییرات مقادیر کرنشهای جانبی در هسته آسفالتی در حالات مختلف



شکل ۸ - دیاگرام تغییرات تنشها در هسته آسفالتی پس از آبگیری

## ۶-۴- بررسی اثر مدول تغییر شکل هسته

همانطور که گفته شد جهت تخمین پارامترهای رفتاری مصالح هسته از مقادیر توصیه شده توسط محققان در پروژه های مشابه استفاده شده است. بدین ترتیب تحلیلیها با دو مدول تغییر شکل ۱۰۰ و ۲۵۰ مگاپاسکال انجام شده و نتایج بدست آمده شامل تغییرات مقادیر تنشها و کرنشها و همچنین تغییر مکانها در هسته مورد بررسی قرار گرفته است.

همانطور که در شکل (۸) مشاهده می شود با افزایش سختی مصالح هسته، مقدار تنش اصلی حداکثر در تمامی نقاط هسته در عمق افزایش یافته که نشان دهنده جذب تنش بیشتر توسط هسته آسفالتی در اینحالت می باشد. همچنین با افزایش سختی مصالح هسته، مقدار تنش برشی حداکثر در تمامی نقاط هسته افزایش یافته است. در هر دو حالت، مقادیر تنشهای برشی حداکثر در هسته آسفالتی در حدی است که احتمال گسیختگی برشی در هسته ضعیف می باشد با بررسی تغییرات کرنشهای افقی و قائم در هسته میتوان نتیجه گرفت که با کاهش سختی مصالح هسته، کرنشهای قائم و افقی افزایش یافته اند اما در کلیه حالات مقادیر کرنشهای افقی به ۱/۲ درصد محدود می باشد و در نتیجه هسته آسفالتی پس از تغییر شکل همچنان نفوذناپذیر باقی خواهد ماند.

## ۶-۵- بررسی اثر میزان برداشت آبرفت ریزدانه در پائین دست سد

یکی از مسائل مهم از نقطه نظر اقتصادی، میزان برداشت آبرفت می باشد. در این خصوص نیز جهت بررسی اثر میزان برداشت آبرفت ریزدانه بر روی نتایج، تحلیلهایی انجام شده است. همانطور که در شکلهای (۷)، (۸)، مشاهده می شود برداشت کلی آبرفت ریزدانه از زیر پوسته پائین دست عملاً تأثیر چندانی بر روی مقادیر تنشها و کرنشها در هسته آسفالتی ندارد. لذا برداشت آبرفت در محدوده زیر پوسته پائین دست کمک چندانی به تعدیل تنشها و کرنشها در هسته نخواهد کرد.

## ۶-۶- بررسی اثر سختی مصالح پی آبرفتی

مهمترین مسئله در رفتار تنش - کرنش سد گابریک، بررسی اثر وجود پی آبرفتی در مقادیر تنشها و کرنشها در هسته آسفالتی می باشد. در این راستا پارامتر مدول هذلولی (K) برای مصالح پی آبرفتی در محدوده ۲۰۰ تا ۶۰۰ در نظر گرفته شده است. جهت بررسی اثر سختی پی آبرفتی بر روی نتایج در هر مورد تحلیلهایی انجام شده است. در شکل (۸) تغییرات تنشها در هسته آسفالتی پس از آبرفتی در حالات مختلف از نظر سختی پی آبرفتی ارائه شده است. همانطور که مشاهده می شود مقادیر تنشها در محدوده عمق تقریبی ۲۰ متری از تاج سد (میانه ارتفاع سد) در حالات مختلف سختی پی تقریباً یکسان است اما در محدوده عمق زیر ۲۰ متر (نیمه پائینی سد) با کاهش سختی پی آبرفتی مقادیر تنشهای اصلی حداکثر و تنشهای برشی در المانهای هسته آسفالتی افزایش یافته است. در شکل (۷) دیاگرام تغییرات کرنشها در هسته آسفالتی پس از آبرفتی در حالات مختلف از نظر سختی پی آبرفتی ارائه شده است. همانطور مشاهده می شود مقادیر کرنشها در محدوده نیمه بالایی سد در حالات مختلف تقریباً یکسان است اما در محدوده نیمه پائینی سد با کاهش سختی پی آبرفتی مقادیر کرنشهای قائم و افقی افزایش یافته اند.

## ۷- نتیجه گیری

نتایج تحلیلهای تنش - کرنش استاتیکی گزینه هسته آسفالتی سد گابریک امکان بررسی رفتار سد در مراحل ساخت و آبرفتی را فراهم ساخته است. در این مطالعات اثر مدول تغییر شکل هسته، سختی مصالح پی آبرفتی درشت دانه و میزان برداشت آبرفت ریزدانه بر روی مقادیر تنشهای اصلی، تنشهای برشی حداکثر و کرنشهای قائم و افقی بررسی شده است. همچنین توزیع تنشهای قائم در خاتمه ساخت، توزیع تغییر مکانهای افقی و قائم در خاتمه ساخت و توزیع تغییر مکانهای افقی پس از آبرفتی نیز ارائه شده اند. نتایج بدست آمده نشان میدهند که در حالات مختلف، مقادیر کرنشهای افقی در المانهای هسته کمتر از ۱/۲ درصد بوده لذا می توان پیش بینی نمود که پس از تغییر شکل هسته آسفالتی همچنان نفوذناپذیر باقی می ماند. با توجه به تنشهای برشی بدست آمده در هسته احتمال گسیختگی برشی در المانهای هسته ضعیف می باشد. با افزایش سختی مصالح هسته، تنش اصلی حداکثر در تمامی نقاط هسته



در عمق افزایش یافته است که نشان دهنده جذب بیشتر تنش توسط هسته آسفالتی می باشد. با افزایش سختی مصالح هسته مقدار تنش حداکثر برشی نیز در تمامی نقاط هسته در عمق افزایش یافته است. با کاهش سختی مصالح هسته، کرنشهای قائم و افقی نیز افزایش یافته اند. برداشت کلی آبرفت ریزدانه از زیر پوسته پائین دست عملاً تاثیر چندانی بر روی مقادیر تنشها و کرنشها در هسته آسفالتی ندارد. مقادیر تنشها و کرنشها پس از آبرگیری در نیمه بالایی سد در حالات مختلف سختی پی آبرفتی تقریباً یکسان است در صورتیکه در نیمه پائینی سد با کاهش سختی پی آبرفتی مقادیر تنشهای اصلی حداکثر و تنشهای برشی حداکثر در المانهای هسته آسفالتی افزایش یافته اند. همچنین کرنشهای قائم و افقی نیز با کاهش سختی پی آبرفتی افزایش یافته اند.

### سپاسگذاری:

از زحمات و همکاری صمیمانه کلیه همکاران در شرکت مهندسین مشاور لار بویژه جناب آقای مهندس محبی و جناب آقای مهندس طبائی و جناب آقای دکتر نجمائی که پشتیبان ما در انجام این پروژه بوده اند و همچنین از زحمات سرکار خانم مظاهری که در تایپ و تهیه این مقاله ما را یاری فرمودند سپاسگذاری و قدردانی می گردد.

### مراجع

- گزارش مطالعات مرحله اول طراحی بدنه سد مخزنی گابریک (در دست تهیه)، مهندسین مشاور لار.
- Adikari, G. S. N., Valstad, T., Kjarnsli, B., and Hoeg, K., (1988), " Behaviour of Storvatn Dam, Norway. A Case of Prediction Versus Performance," NGI Publication, No. 173, Olso.
- Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, K.S., Mabry, P.,(1980), " Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movments in Soil Masses", Department of Civil Engineering, University of California, Berkely.
- Duncan, J. m., Seed, R.B., Wong, K.S., Ozawa, y.,(1984)" FEADAM84 : User's Manual, " Department of Civil Engineering, Stanford University.
- Hoeg, K.(1993), " Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams.," Norwegian Geotechnical Institute.
- ICOLD (1985), Filling Materials for Watertight Cutoff Walls." International Commission on Large Dams ,Bulletin 51.
- Norwegian Geotechnical Institute (1999), "Asphalt Core Embankment Dams, Effects of Compaction Method on Stress – Strain – Strength Characteristics of Asphalt Concrete."

## کاربرد روش مهندسی ارزش در طراحی سد وتونل انتقال آب گاوشان

امیر فرجی آزاد<sup>۱</sup>

### چکیده:

طرح های استحصال وانتقال آب نیاز به داده های اطلاعاتی متعددی دارند که اساس طراحی هابرمبنای این اطلاعات برنامه ریزی می شود. لذا در طراحی ها همیشه ناشناخته های متعددی وجود خواهد داشت که در حین اجرا این ناشناخته ها نمایان می گردند با ظاهر و آشکار شدن اطلاعاتی که در زمان طراحی ها مخفی بوده اند. روش مهندسی ارزش رشد ونمو پیدا می کند در این رابطه طرح ملی گاوشان تجربه مفیدی در نیاز به کاربرد مهندسی ارزش رانشان داده است. بکارگیری روش مهندسی ارزش دراجزای مختلف طرح ملی گاوشان شامل: تغییر طرح فرازبند، بازنگری سیلاب ها وتدقیق طرح سرریز، بازنگری وتدقیق طرح پوشش جداره داخلی تونل انتقال باعث گردید تا حدود ۳۸۴۰۰ میلیون ریال در طرح صرفه جویی گردد.

### کلمات اصلی و مهم:

مهندسی ارزش، طرح ملی گاوشان، فرازبند، سرریز، تونل انتقال

---

<sup>۱</sup> کارشناس طرح ملی گاوشان، امورسد ونیروگاه - شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس

## ۱- مقدمه

طراحی سد و سازه های وابسته امری است تخصصی، ولی با این حال، اغلب اوقات در شرکت ها مقدمات و جزئیات طراحی ها به صورت استانداردهای محلی تبدیل شده اند، زیرا که شرکت ها سعی در استفاده از تجربه های خود در طرحهای دیگر را در اولویت قرار می دهند. با توجه به برقراری این ماهیت در سراسر جهان، احتمال وجود گزینه های برتر و بهینه تر می توان با طوفان مغزی (brain storm) کنترل شده و در نتیجه ارزیابی تخصصی از روش های مهندسی ارزش، هزینه های غیر ضروری را کاهش داد.

مهندسی ارزش یا مدیریت ارزش خدماتی است که با ترتیب دادن مسیر تکامل یک طرح و توسعه آن از ابتدا تا انتها با مقایسه و رسیدگی به کلیه تصمیم ها در مقابل ارزش تصمیم هایی از قبل تعیین شده، ارزش های وابسته به یک طرح را پیشینه کرد. هم چنین به عنوان یک روش برای ایجاد موازنه بین هدف و هزینه ها و یا حداقل رساندن هزینه ها برای یک هدف مشخص، نیز تعریف شده است.

اصول و مراحل مختلف مهندسی ارزش می تواند شامل موارد زیر باشد:

- جهت یابی و اطلاعات
- تفکر و اندیشه یا طوفان مغزی
- تجزیه و تحلیل
- بازنگری و تجدید نظر

در مرحله جهت یابی و اطلاعات، شرایط طرح برای تعیین اولویت ها شناسایی می شوند. هدف از این امر حصول اطمینان از عدم تخصیص هزینه های غیر ضروری برای اولویت های ثانویه و ثالثه می باشد.

در مرحله تفکر و اندیشه، یک محدوده ای برای گزینه های ممکنه با توجه به سیمای طرح و کلیه المان های طرح تعیین می شود. منظور از این مرحله ابداع و تشویق کردن برای مقدمه سازی کلیه راه ها و گزینه های ممکنه می باشد. با توجه به اینکه هر پیشنهادی می تواند زمینه ساز گزینه دیگری باشد، لذا کلیه واریانت ها مورد بررسی قرار گرفته شده و در مرحله بعدی، ایده های غیر واقعی و نامتناسب حذف خواهند شد.

در مرحله تجزیه و تحلیل، نتایج مرحله قبل به منظور حذف ایده های غیر قابل قبول و پیشنهاد گزینه های احتمالی، با خبرگی کافی مورد بررسی، ارزیابی و بازنگری قرار می گیرند. هر گونه تغییرات بعدی و به هر دلیل، می تواند در مقابل کلیات در نظر گرفته شده در مرحله ابتدایی مهندسی ارزش مورد بازنگری قرار گیرد.

روش مهندسی ارزش از این حیث سودمند خواهد بود که مفهوم از تغییرات پیشنهادی، بازنگری فرضیات در نظر گرفته شده اولیه باشد. زیرا که طبق توصیه ICOLD در نشریه شماره ۷۳ ضوابط و رویه ها بایستی به عنوان یک راهنما توسط طراحان مورد استفاده قرار گرفته و با توجه به ویژگی های هر طرح تدقیق شوند.

اگر با راه کارهای منتخب در طی هر مرحله از طراحی، مشکلات اساسی آشکار شود، با مطرح کردن آنها، گزینه جایگزین پیشنهاد و برآورد شده به نحوی که تسهیلات لازم برای توافق نهایی بر روی راه حل مناسب ایجاد شود.

در ارزیابی گزینه ها و طرح های جایگزین، هدف شاید ارایه بهترین راه حل (و در نتیجه بیشترین ارزش) برای یک هزینه مشخص، یا دستیابی به راه حل مورد نظر در حداقل هزینه اجرایی، یا تدقیق بهترین موازنه بین هزینه و طرح، یا شاید بدست آوردن حداقل هزینه کل با توجه به شرایط بهره برداری و نگهداری ثانویه در طول مدت عمر طرح، باشد. همچنین بایستی توجه کرد که تعیین و انتخاب ضریب اطمینان بر روی هزینه ها تأثیر گذار خواهد بود. در حقیقت با بکارگیری ضریب اطمینان مجزا برای هر قسمت از طرح الزاماً، ضریب اطمینان جامع و کامل و یا ارزیابی مطمئنی برای کل طرح نخواهد بود.

محاسن دیگر اعمال مهندسی ارزش به طرح اولیه، به هنگام طرح نهایی برای مناقصه و اجرا نمایان می شود. زیرا که در طرح های سد سازی و انتقال آب، قسمت عمده از اطلاعات و داده های طراحی می بایستی از طبیعت گردآوری و یا اندازه گیری شوند. لذا همیشه

نکته ها و موارد ناشناخته ای وجود خواهند داشت که می توانند تأثیر مستقیم و محسوسی را بر روی طراحی ها داشته باشند. بدیهی است که هر قدر گرد آوری و دقت اطلاعات بیشتری باشد و طراحی ها می تواند بهینه تر صورت پذیرد، ولی دلیل وجود عامل های متعدد شامل: هزینه، زمان و باورهای صادقانه ولی نادرست در گردآوری، بررسی و محاسبه داده های پایه طراحی، همواره مسئله های ناشناخته و پیش بینی نشده ای در طرح ها وجود داشته که طراحان را مجبور به انتخاب یک ضریب اطمینان بیشتر می کند.

از طرفی گردآوری اطلاعات پهنه ای است نامحدود، زمان بر و دارای هزینه، که طراحان بایستی محدوده آنرا باتوجه به اهداف طرح تعیین کرده و طراحی ها را بر مبنای آن برنامه ریزی کنند. لذا در طراحی ها همیشه ناشناخته های متعددی وجود خواهد داشت که در حین اجرا این ناشناخته ها نمایان می گردند. با آشکار شدن این اطلاعات و استفاده از آنها در جهت بهینه تر کردن طرح، روش مهندسی ارزش رشد و نمو پیدا می کند. با اعمال روش مهندسی ارزش می توان طرح را از محافظه کاری خارج و با تدقیق و تطبیق طرح با طبیعت موجود، زمینه صرفه جویی اقتصادی و زمانی را در طرح فراهم نمود.

در این رابطه طرح ملی گاوشان تجربه مفیدی در نیاز به کاربرد مهندسی ارزش را نشان داده است. بکارگیری روش مهندسی ارزش در اجزای مختلف طرح ملی گاوشان شامل:

تغییر طرح فرازبند، بازنگری سیلاب ها و تدقیق طرح سرریز، بازنگری و تدقیق طرح پوششی جداره داخلی تونل انتقال باعث گردید تا حدود ۳۸۴۰۰ میلیون ریال در طرح صرفه جویی گردد

## ۲- تغییر طرح فرازبند

در مطالعات مرحله دوم طرح سد مخزنی گاوشان برای انحراف آوردهای رودخانه حین عملیات اجرایی سد و تاسیسات وابسته یک سیستم انحراف موقت شامل یک تونل در تکیه گاه راست، فرازبند و نشیب بند طراحی شده است.

در طرح اولیه برای انسداد رودخانه و منحرف کردن جریان آب به داخل تونل انحراف، ابتدا پیش فرازبندی به ارتفاع ۷ متر از کف رودخانه بر روی بستر آبرفتی اجرا می شود. برای آب بندی محوطه پی فرازبند و بدنه سد در پیش فرازبند یک دیواره آب بند به طول ۱۵۷ متر با ضخامت ۰/۶ متر پیش بینی شده است. حداکثر ارتفاع دیوار آبنند، که تا سنگ سالم ادامه داشته، ۱۳ متر تعیین شده است. پس از تکمیل عملیات اجرایی پیش فرازبند، احداث فرازبند آغاز می گردد. فرازبند از نوع سنگریزه ای با هسته نفوذنا پذیر رسی بوده، که جزیی از بدنه سد را نیز تشکیل می دهد. حجم کل بدنه فرازبند بالغ بر ۵۸۰۰۰۰ متر مکعب بوده که ۴۴۰۰۰ متر مکعب آن را هسته رسی تشکیل می دهد.

ارتفاع فرازبند از سنگ پی ۳۲ متر طراحی شده است. بدلیل طولانی بودن دوره یخبندان در منطقه (از اواسط مهر تا اواخر اردیبهشت ماه) اجرای فرازبند در یک دوره خشک امکان پذیر نبوده و برای اجرای آن بیش از یکسال زمان لازم خواهد بود.

باتوجه به شرایط ابدی گاو رود، که در سال جاری آورد نسبتاً کمی به همراه داشته است، طرح جدیدی برای کاهش دوره ساخت فرازبند مورد بررسی قرار گرفت. در طرح جدید هسته رسی و دیواره آبنند حذف شده و آب بندی محدود پی سد و فرازبند توسط یک دیواره بتنی و مصالح همگن بانفوذپذیری کم در بالادست فرازبند تأمین می گردد.

در طرح جایگزینی، ابتدا پیش فرازبند احداث گردیده و جریان آب رودخانه به داخل تونل انحراف هدایت می شود. در بالادست پنجه فرازبند یک دیواره بتنی به طول ۱۵۷/۵ متر و حداکثر ارتفاع ۱۵ متر احداث می گردد. این دیواره ۰/۵ متر در داخل سنگ سالم نفوذ کرده و سنگ پی در بالا دست آن بایک لایه مصالح نفوذناپذیر به منظور حصول اطمینان از آب بندی پی، محافظت می گردد.

با حذف هسته رسی، فیلتر و لایه انتقالی از بدنه فرازبند، عملیات اجرایی آن تسریع یافته به نحوی که در یک دوره خشک و قبل از شروع فصل سیلابی تکمیل شده است. از طرفی حد فاصل بین پیش فرازبند و فرازبند محل مناسبی برای دیپوی مصالح حفاری شده در آبرفت بوده که با توجه به همگن بودن مصالح نه تنها شرایط بهتری را برای آب بندی ایجاد می نماید، بلکه در پایداری بدنه سد نیز مفید خواهد بود. هم چنین با ایجاد سکوی وسیعی، محوطه ای موقت برای دیپوی مصالح ساختمان سد نیز فراهم شده است.

باتغییر طرح فرازبند در هزینه اجرایی حدود ۲۲۰۰ میلیون ریال صرفه جویی شده است.

### ۳- بازنگری سیلابها و تدقیق طرح سرریز

مطالعات هیدرولوژی مرحله اول سد گاوشان در بهمن سال ۱۳۶۷ انجام شده است. با گذشت حدود ۱۲ سال از برآورد سیلاب های طرح و در دسترس بودن آمار بیشتر، طغیان های گاهه رود مورد تجدید نظر قرار گرفت. در این بررسی، مقادیر دبی های حداکثر لحظه ای با دوره برگشت های مختلف با استفاده از توزیع لوگ پیرسون تیپ III و تعمیم جامعه نمونه به جامعه نامحدود تصحیح (HEC) برآورد گردید. با توجه به اینکه مقادیر سیلابهای برآورد شده با سیلاب های حوزه های مجاور منطقه ازدبی ویژه نسبتاً پایینی برخوردار بود، لذا برای برآورد مقادیر نهایی طغیان از حد اطمینان ۵ درصد استفاده گردید تا تطابق مناسبی با تحلیل منطقه ای نیز حاصل شود. خلاصه نتایج برآورد سیلاب ها به روش های مختلف در جدول شماره ۱ ارایه شده است.

دوره برگشت سیلاب (سال)							
۱۰۰۰۰	۱۰۰۰	۲۰۰	۵۰	۲۰	۵	۲	
۲۲۴۶	۱۲۳۳	۷۸۱	۵۱۲	۳۶۳	۱۹۵	۱۰۵	براساس مطالعات مرحله اول
۱۱۰۴	۶۹۷	۴۸۸	۳۴۴	۲۶۴	۱۵۶	۹۸	به هنگام شده به روش آنالیز فرکانس
۱۴۰۵	۸۰۰	۵۳۰	۳۶۵	۲۷۵	۱۶۰	۱۰۰	به هنگام شده با اعمال تصحیح HEC
۱۹۴۵	۱۰۵۵	۶۸۰	۴۶۰	۳۴۰	۱۹۵	۱۵۵	به هنگام شده با اعمال تصحیح HEC و ۵ درصد حداطمینان

جدول شماره ۱- اوج سیلاب های گاهه رود در محل سد گاوشان (مترمکعب در ثانیه)

همانطور که در جدول فوق مشاهده می گردد. تفاوت چشمگیری بین سیلابهای طرح وجود دارد. با توجه به اینکه ابعاد سرریز براساس میزان سیلاب تعیین می گردد، لذا برای هر یک از روشهای مختلف برآورد سیلاب، ابعاد سرریز مورد محاسبه قرار گرفت. نتایج این آنالیز حساسیت بیانگر آن بود که میزان سیلاب تأثیر محسوسی بر روی هزینه های سرریز دارا می باشد. خلاصه نتایج و برآورد هزینه ها براساس قرارداد پیمانکار در جدول شماره ۲ ارایه شده است.

روش تعیین سیلاب	به هنگام شده به روش آنالیز فرکانس	به هنگام شده با اعمال تصحیح HEC	به هنگام شده با اعمال تصحیح HEC و ۵٪ حد اطمینان	مطالعات مرحله اول
اوج سیلاب طراحی (مترمکعب در ثانیه)	۱۱۰۴	۱۴۰۵	۱۹۴۵	۲۲۴۸
عرض خالص تاج سرریز (متر)	۴۰	۶۰	۸۵	۹۵
هزینه اجرایی (میلیون ریال)	۵۴۰۷	۶۷۷۱	۱۸۶۸۰	۲۱۷۹۲

جدول شماره ۲- ابعاد و هزینه های اجرایی سرریز برای سیلاب های مختلف



قابل ذکر است که با کاهش عرض تاج سرریز، شرایط توپوگرافی به نحوی است که بتوان با حفظ مشخصات هندسی مجرای تخلیه سیلاب، محور سرریز را جابجا نمود تا از عملیات بتن ریزی کاسته شده و در نتیجه کاهش قابل توجهی در هزینه های اجرایی حاصل شود. براساس این اطلاعات و مقایسه اقتصادی و فنی گزینه های مختلف، نهایتاً گزینه سرریز ۶۰ متری مورد تایید کارفرمای طرح قرار گرفت.

در طراحی عرض تاج سرریز، ضوابط زیر برای ارتفاع آزاد در نظر گرفته شده است:

**حالت اول** - حداکثر تراز آب مخزن برای سیلاب ۱۰۰۰ ساله، بعلاوه خیزش موج و بالا آمدگی سطح دریاچه بدلیل وزش بادی با دوره برگشت ۱۰۰ ساله به همراه ۲ متر فاصله خشک تا تاج سد

**حالت دوم** - حداکثر تراز آب مخزن برای سیلاب ۱۰۰۰۰ ساله بعلاوه خیزش موج و بالا آمدگی سطح دریاچه بدلیل وزش بادی با دوره برگشت ۱۰ ساله، نایبستی تاج سد لبریز گردد. در این حالت حداکثر تراز آب مخزن نایبستی بیشتر از تاج هسته رسی باشد

**حالت سوم** - برای سیلاب حداکثر محتمل و بدون تاثیرات باد، تاج سد نایبستی لبریز گردد.

بدترین شرایط فوق، حالت اول بوده که با احتساب ۰/۷ متر ارتفاع آزاد هیدرولیکی، ۲ متر فاصله خشک و حداکثر تراز سیلابی مخزن تراز تاج سد در رقوم ۱۵۵۱ متر از سطح دریا تعیین شده است. برای حالت دوم، ۰/۵ متر ارتفاع آزاد هیدرولیکی کافی بوده، ولی با توجه به تراز تاج سد، ارتفاع آزاد موجود بیش از ۱/۵ متر می باشد. برای حالت سوم نیز، تاج سد نه تنها لبریز نگردیده، بلکه ۰/۸۵ متر ارتفاع آزاد بین بیشینه تراز سیلابی مخزن تا تاج سد وجود خواهد داشت.

بنابراین برای تدقیق طرح سرریز و کاهش بیشتر عملیات و هزینه های اجرایی، ضوابط تعیین ارتفاع آزاد مورد بازنگری قرار گرفت. با توجه به اینکه برای سیلاب ۱۰۰۰۰ ساله، ۰/۵ متر ارتفاع آزاد کافی می باشد و از طرفی حداکثر تراز سطح آب نایبستی از تراز تاج هسته رسی بیشتر شود، لذا فرض گردید که سیلاب ۱۰۰۰۰ ساله، حداکثر تراز آب مخزن به رقوم ۱۵۵۰ متر از سطح دریا (متناظر با تراز تاج هسته رسی) محدود شود. برای حفظ این شرایط، یک سرریز به عرض ۴۴ متر قادر به تخلیه سیلاب ورودی به مخزن سد گاوشان خواهد بود این سرریز می تواند سیلاب حداکثر محتمل ورودی به مخزن را با حدود ۰/۲ متر ارتفاع آزاد و بدون لبریز تاج سدرا نیز تخلیه نماید.

برای سیلاب ۱۰۰۰ ساله، با کاهش عرض تاج سرریز، بیشینه تراز سیلابی مخزن نسبت به گزینه سرریز ۶۰ متری، بیشتر بوده به نحوی که حداقل ارتفاع آزاد در این حالت به حدود ۲/۵ متر تقلیل پیدا می کند. در این صورت، و با فرض ۰/۷ متر ارتفاع خیزش موج، فاصله خشک تا تاج سد ۱/۸ متر خواهد بود که از معیار در نظر گرفته شده ۰/۲ متر کمتر است.

ببررسی های بیشتر، نتیجه حاصله بیانگر صرفه جویی بیشتری (حدود ۱۲۰۰ میلیون ریال) در هزینه های سرریز بوده که جمعاً نسبت به طرح اولیه حدود ۱۶۲۰۰ میلیون ریال در هزینه های اجرایی سرریز صرفه جویی شده است. از طرفی با کاهش احجام اجرایی، زمان مورد نیاز احداث سرریز نیز کم خواهد شد.

درخاتمه، قابل ذکر است که برآورد مقدار سیلاب حداکثر محتمل در دست بررسی بوده و پس از مشخص شدن سیلاب مذکور و در صورت نیاز طرح سرریز تدقیق خواهد شد.

#### ۴- بازنگری طراحی تونل انتقال آب گاوشان

تونل انتقال آب گاوشان به طول ۲۰/۱۸۰ کیلومتر و با حداکثر ظرفیت ۳۰ متر مکعب در ثانیه در دست اجرا می باشد.

به منظور تخلیه آب های زیرزمینی به صورت ثقلی در حین عملیات اجرایی، تونل انتقال با دوشیب منفی و مثبت طراحی شده است. قسمت اول تونل انتقال به طول ۷/۷۴۷ کیلومتر دارای شیب منفی ۲/۶۵ در هزار بوده که در جریان تحت فشار در تونل حاکم می باشد. قسمت دوم تونل انتقال به طول ۱۲/۴۳۳ کیلومتر و شیب ۰/۷۲ در هزار برای جریان آزاد طراحی شده است. حفاری تونل انتقال از دو جبهه ورودی و خروجی توسط دودستگاه ماشین حفار صورت می پذیرد. در قسمت تحت فشار به لحاظ شرایط زمین شناسی و نوع سنگ، ماشین حفار از نوع سپردار پیش بینی شده که پس از حفاری جداره داخلی تونل از قطعات پیش ساخته بتنی پوشش داده

میشود. قسمت دوم تونل انتقال (باجریان آزاد) توسط ماشین حفار بدون سپردر حال حفاری می باشد. پس از تکمیل حفاری ها و خروج ماشین حفار از تونل انتقال، جداره داخلی تونل با بتن مسلح پوشش داده می شود. برای ماشین های حفار و همچنین ایجاد یک راه دسترسی برای بازدید از تونل به هنگام بهره برداری و تامین هوای مورد نیاز در محل تغییر جریان، یک رشته تونل دسترسی در محل تغییر شیب نیز پیش بینی شده است.

در حین عملیات حفاری تونل انتقال و با توجه به یافته های جدید زمین شناسی، مشکلات اجرایی و زمان بندی طرح، طراحی تونل انتقال مورد تجدید نظر قرار گرفت. این بازنگری ها شامل تغییر روش اجرا در قسمت تحت فشار تونل انتقال و بررسی مجدد پوشش جداره داخلی تونل انتقال در ناحیه جریان آزاد می باشد.

#### ۴-۱ بازنگری طراحی تونل انتقال در قسمت تحت فشار

در حین انجام مطالعات مرحله دوم و عملیات اجرایی تونل انتقال و با حفر گمانه های اکتشافی، در کیلومتر حدود ۷۰۰+۴ یک شکاف به عمق حدود ۹۰ متر و عرض تقریبی ۲ متر که دارای یک سفره آب تحت فشار نیز بوده، شناسایی گردید.

پس از اتمام حفاری های ژئوتکنیکی، یکی از گمانه ها تبدیل به یک چاهک آرتزین گردیده که از اوایل سال ۱۳۷۶ تاکنون آب با فشار و دبی نسبتاً زیادی در حال تخلیه می باشد. حجم آبخوان محدوده حدود ۱/۸ میلیون متر مکعب در سال برآورد شده است. این اطلاعات جدید و مشکلات عبور ماشین حفار سپردار برای عبور از این محدوده که امکان صدمه و حتی دفن ماشین حفار را به وجود می آورد، باعث گردیده که روش اجرای تونل انتقال مورد بازنگری قرار گیرد. پس از بررسی های مختلف روش حفاری تونل و مقابله با زون های خرد شده و آبدار نهایتاً حفاری تونل به روش نیمه مکانیزه (با ماشین حفار کله گاوی) و سنتی (انفجاری) با احداث دورشته تونل دسترسی جدید مورد تایید کارفرمای طرح قرار گرفته و به پیمانکار ابلاغ گردید. با حذف ماشین حفار سپردار، نوع پوشش جداره داخلی تونل انتقال نیز از قطعات پیش ساخته بتنی به بتن مسلح برجا تغییر نمود.

در طرح اولیه قطر داخلی تونل انتقال ۴/۴ متر طراحی شده بود. با تغییر نوع پوشش و در نتیجه ضریب زبری جداره تونل، قطر تونل انتقال کاهش یافت. از طرفی به لحاظ سهولت شرایط اجرایی، مقطع تونل انتقال از دایره به نعل اسبی تغییر شکل داده شد. با توجه به اینکه برای یک قطر همسان سطح مقطع نعل اسبی دارای مساحت بیشتری نسبت به دایره می باشد، لذا قطر نهایی تونل انتقال ۴/۰ متر تعیین گردید.

طراحی سازه ای جداره داخلی تونل انتقال، با توجه به شرایط بارگذاری های مختلف و فشار آب خارجی، انجام گردید. در طرح اولیه ضخامت پوششی بتنی ۰/۵ متر تعیین گردید برای کاهش ضخامت پوشش بتن، شرایط مختلف بارگذاری مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار گرفت. بدترین شرایط بارگذاری که تعیین کننده ضخامت بتن و میزان آرماتور ها بود، پایان عملیات اجرایی قبل از انجام تزریق های تماسی و تحکیمی و با اعمال فشار آب زیرزمینی بر جداره تونل می باشد. لذا برای این منظور فرض گردید که با تعبیه گمانه هایی برای زهکش نمودن آبهای خارجی، از فشارهای آب های زیرزمینی قبل از عملیات تزریق کاسته خواهد شد. با بررسی های انجام شده، تعبیه این گمانه ها نه تنها فشار آب های زیرزمینی وارده به جداره تونل را کاهش می دهند بلکه تسهیلات لازم را برای انجام تزریق های تماسی و تحکیمی پس از تکمیل عملیات بتن ریزی فراهم می نمایند.

لذا مجدداً طراحی سازه ای تونل انتقال مورد بازنگری قرار گرفته و نهایتاً ضخامت پوشش بتنی در سقف و دیواره ها به ۰/۳ متر و در کف به ۰/۴ متر کاهش پیدا نمود. با کاهش ضخامت پوشش بتنی، قطر حفاری تونل انتقال نیز تقلیل پیدا نموده است. در این بازنگری در هزینه های تونل انتقال حدود ۹۳۰۰ میلیون ریال صرفه جویی ایجاد شده است.

#### ۴-۲ بازنگری طراحی تونل انتقال در قسمت جریان آزاد

در قسمت جریان آزاد تونل انتقال، قطر داخلی تونل ۴/۵ متر و قطر حفاری با ماشین حفار ۵/۵ متر طراحی شده است. در طرح اولیه و براساس اطلاعات حاصله از گمانه های اکتشافی محدود، برای کل مسیر تونل انتقال پوشش بتن مسلح در نظر گرفته شده است. پس

از آغاز حفاری ها توسط ماشین حفار و باتوجه به شرایط زمین شناسی و مشاهده کیفیت سنگ مسیر تونل انتقال ، نوع پوشش داخلی تونل انتقال مورد بازنگری قرار گرفت .

بطور کلی تونل انتقال در قسمت جریان آزاد از درون سنگهای آذرین ( گرانودیوریت ، دیوریت ، آمفیبولیت ، دیاباز ) عبور می کند . در طول مسیر خود ، تونل انتقال گسله های متعددی از جمله مروارید و بوانه را نیز قطع خواهد کرد .

از کیلومتر ۸+۵۰۰ الی ۱۰+۸۱۰ تونل انتقال از درون سنگ های گرانودیوریت و دیوریت عبور می کند . این سنگها دارای کیفیت و مقاومت خوبی می باشند و نفوذ پذیری آنها بسیار پایین است . بنابراین پیش بینی می شود که در این محدوده نیازی به پوشش بتن مسلح نباشد . برای جلوگیری از هوازگی سنگ ، جداره تونل انتقال با بتن پاشی و شبکه میلگرد فولادی محافظت خواهد شد .

از کیلومتر ۱۰+۸۱۰ الی ۱۳+۷۰۰ ، تونل انتقال از سنگ های آمفیبولیت عبور می کند . در این قسمت بدلیل نشت آب به داخل تونل امکان شسته شدن مواد پر کننده درزه ها وجود داشته که این امر باعث رها شدن گوه هایی در داخل تونل خواهد گردید و در نتیجه پس از آسیب رساندن به سطح بتن پاشی شده ، گوه های مذکور به داخل تونل سقوط خواهند نمود . لذا در این قسمت فقط آن قسمتی از تونل انتقال که با جریان آب در تماس است با پوشش بتنی محافظت خواهد گردید .

از کیلومتر حدود ۱۳+۷۰۰ الی ۱۴+۷۵۰ ، زون سرپانتینه قرار داشته که با توجه به وضعیت سنگ این محدوده از تونل انتقال نیز بایستی با پوشش بتن مسلح کاملاً محافظت گردد .

از کیلومتر ۱۴+۷۵۰ الی ۱۹+۳۴۳ تونل انتقال عمدتاً از درون سنگ های دیاباز عبور می کند . سنگهای مذکور از کیفیت نسبتاً خوبی برخوردار بوده ولی باتوجه به گذشت زمان هوازده خواهند شد . لذا برای جلوگیری از هوازگی جداره تونل ، بایستی سطح سنگ با بتن پاشی به همراه شبکه میلگرد فولادی محافظت گردد .

در قسمت انتهایی ( از کیلومتر ۱۹+۳۴۳ تا خروجی تونل انتقال ) که قبلاً به روش انفجاری حفاری گردیده است ، وضعیت سنگ از کیفیت نسبتاً خوبی برخوردار نبوده و این قسمت همانند طراحی های انجام شده ، بابتن مسلح پوشش داده خواهد شد .

در کیلومتر های حدود ۷+۷۵۰ الی ۸+۵۰۰ و ۱۰+۸۱۰ الی ۱۰+۸۱۰ زون های گسله مروارید و بوانه قرار داشته که جداره داخلی تونل انتقال در این محدوده با بتن مسلح کاملاً پوشش داده خواهد شد .

از نقطه نظر طراحی های هیدرولیکی ، با حذف پوشش بتنی و افزایش ضریب زبری جداره تونل انتقال ، مشکل خاصی وجود نخواهد داشت . براساس بررسی های انجام شده و برای ضخامت های مختلف بتن پاشی حداکثر عمق جریان حدود ۳/۶ متر بوده که کمتر از ۷۵ درصد ارتفاع تونل خواهد بود . هم چنین سرعت های جریان به حداکثر ۱/۸۵ متر در ثانیه محدود بوده که از حد مجاز برای بتن پاشی بسیار کمتری باشد . قابل ذکر است در محل های تغییر مقطع داخلی تونل انتقال ، تبدیل های مناسب با بتن پاشی احداث خواهد شد که هم از لحاظ اجرایی دارای سهولت بیشتر می باشند و هم از لحاظ اقتصادی کم هزینه تر خواهند بود . براساس برآورد های انجام شد طبق قرارداد پیمانکار طرح ، با بازنگری در طرح پوشش داخلی تونل انتقال در قسمت جریان آزاد حدود ۲۰۷۰۰ میلیون ریال صرفه جویی در طرح ایجاد شده است .

## ۵- نتیجه گیری

کلید طراحی های سد و سازه های وابسته براساس پارامترهایی انجام می شوند که اکثر اوقات از طبیعت گرد آوری و یا اندازه گیری می شوند . با توجه به محدودیت در جمع آوری اطلاعات پایه در مقطع طراحی ها ، به هنگام عملیات اجرایی بسیاری از ناشناخته ها نمایان شده که طراحان با تدقیق و تطبیق طرح با طبیعت موجود می توانند با اعمال روش مهندسی ارزش زمینه صرفه جویی اقتصادی و زمانی را در طرح فراهم نمایند .

بنابراین با بکارگیری صحیح از روش مهندسی ارزش می توان طرح اولیه را از محافظه کاری خارج نموده و به سمت یک طرح بهینه تر سوق داد . بکارگیری این روش در طرح ملی گاو شان نشان داده است که اعمال مهندسی ارزش در طراحی ها نه تنها باعث گردیده

است بالغ بر ۳۸۴۰۰ میلیون ریال در هزینه ها صرفه جویی شود بلکه زمان قابل توجه ای از عملیات اجرایی نیز کاسته شده و طرح هر چه زودتر به بهره برداری برسد .

### مراجع و ماخذ

- ۱- شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس ( ۱۳۷۶ ) - " مطالعات مرحله دوم طرح تونل انتقال گاوشان ، طراحی هیدرولیکی و سازه ای " ، ۲۵-۳۹
  - ۲- شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس ( ۱۳۷۵ ) - "مطالعات مرحله دوم طرح سد ونیروگاه گاوشان ، پیوست شماره ۵ ، طراحی سازه های هیدرولیکی " ، ۳۲ - ۳۰ و ۴۶ - ۴۲
  - ۳- شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس ( ۱۳۷۶ ) " مطالعات مرحله دوم طرح تونل انتقال آب سد گاوشان و تونل های دسترسی به آن ، گزارش زمین شناسی مهندسی و مکانیک سنگ " ، ۱۱۸-۸۲
  - ۴ - شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس ( ۱۳۷۸ ) - " طرح ملی گاوشان - گزارش بازنگری سیستم های انحراف موقت و تخلیه سیلاب سد مخزنی گاوشان " ۲ - ۳۹
- 5- ICOLD Bull .73/1981 , "Savings in Dam Construction " , PP32-34

# Earthquake-Induced Settlement and Sand Blows

Ali Noorzad <sup>1</sup>

H.B. Poorooshab <sup>2</sup>

**ABSTRACT:** This paper is concerned with the description of sand blow phenomenon. It is believed that sand blow phenomenon is an important mechanism causing structure-foundation failure. To study the associated problems with sand blow instability, the extended CANAsand constitutive model, which incorporates the concepts of critical state as well as compact state, is used in conjunction with the ID technique to evaluate an upper bound solution for the total subsidence of a sandy deposit subjected to earthquake type excitation. Numerical simulations are presented demonstrating the importance of the initial void ratio of the deposit on the evaluated magnitude of the settlement.

**KEY WORDS:** CANAsand model, critical state, compact state, earthquake, sand blow, ground subsidence, ID technique.

---

<sup>1</sup> Chairman, Iranian Committee on Large Dams (IRCOLD)

Tehran, I.R. Iran - [ali@civil.concordia.ca](mailto:ali@civil.concordia.ca)

<sup>2</sup> Concordia University, Faculty of Engineering and Computer Science

Montreal, Canada - [pooroos@civil.concordia.ca](mailto:pooroos@civil.concordia.ca)



## INTRODUCTION

Iran is located atop an earthquake-prone zone, and is in an area where seismic events occur most frequently. However, this region is well known for its high seismic intensity and frequency of occurrence and killer quakes repeatedly hit the country.

The response of a cohesionless granular media to dynamic loading is one of the challenging problems facing geotechnical engineers. The effect of earthquake shaking for soils is primarily the development of volume changes that lead to settlements. These occur as a result of the pore pressure build up at some depth. If the upward gradient is large enough, the following water will buoy up the soil particles. It is more likely, however, that the flow will break through to the surface in places where the topmost stratum is especially thin or where there are cracks or other weaknesses in the superficial soil. The water, which may flow violently, usually brings considerable sand particles with the water creating a pile of sand around the vent, referred to as a sand blow or sand volcano.

Earthquake-induced settlement could develop as a result of water migration to a zone of soil, which becomes looser than prior to earthquake and then causes, the failure. Migration of water could occur through short distances as a film of water just underneath the impermeable top layer so that only thin layers could loosen.

The paper is written in the following sequential sections. The first part summarizes the past work on sand blows, and reviews their mechanism of formation. In the second section the governing equation of the problem is formulated. It is converted into a form suitable for computation by using the ID technique. Next a brief description of the CANAsand constitutive model together with the material parameters as those employed, are given. The paper is concluded by presenting some simulation results of the analysis and final remarks.

## MECHANISM OF SAND BLOWS

In the last few years, two aspects of the liquefaction problem have generated a great deal of discussion and motivated significant research. The first aspect relates to the conditions necessary to produce unlimited flow of the liquefied soil in the field under the action of gravity loads such as those occurring in a slope or beneath a structure. The second aspect of the problem relates to the developments of sand blows (also referred to as sand boils) due to eruption of water through cracks, holes, etc. which carries with it fine sand particles. Water flow existing locally at the ground surface transports considerable suspended sediments that settle and form a conical sand deposit. In extreme cases, water has been observed to spout out to heights of 1.2-1.5m above ground, and the sand volcanoes can be as large as few meters in diameter. Sand blows have occurred in many locations during the recent earthquakes; Loma Prieta earthquake of San Francisco, USA (1989), Hyogo-Ken Nanbu earthquake of Kobe, Japan (1995), Adapazari earthquake of Turkey (1999), the Chichi earthquake of Taiwan (1999) and so on.

Sand blows are a well-known phenomenon in geotechnical engineering. However, only a few attempts have been made to extract information from sand blows left behind by liquefaction. The first plausible basic mechanism underlying the development of sand spouts is that presented by Housner (1958). He suggested that an earthquake liquefies the underlying soils, which thereafter consolidate, as does a compressible soil under an applied load. Analyzing the resulting process by Terzaghi's consolidation theory, Housner (1958) calculated the quantity and flow rate of water that would emerge at the ground surface. He also demonstrated that the large gradients needed to cause sand blows when a deep layer of soil develops high pore pressure in

a uniform soil deposit. This theory was followed and elaborated on by Florin and Ivanov (1961). They developed a model that predicts the upward movement of the lower boundary of the soil with zero effective stress, which they referred to as the "compaction front".

Based on laboratory experiments, Scott and Zuckerman (1973) showed how the excess water produced by liquefaction makes its way to the surface by an unstable process of cavity formation and then of channel formation in the upper layers. Lenses of water may develop near the bottom of an overlying cohesive layer. If the cavity approaches the ground surface, the pressured, soil-laden water in the cavity may break through almost explosively to form a waterspout or sand volcano, bringing sand with it from the liquefied zone. Scott and Zuckerman (1973) also showed that the presence of a finer-grained layer of soils overlying the liquefiable zone is necessary for the formation of sand blows.

In the same line of thought, Muir and Scott (1981) analyzed the patterns of the sand blows during the 1971 San Fernando, California earthquake and 1979 Imperial Valley, California earthquake. They observed that the greater the thickness of the layer overlying the liquefied soils, the fewer and larger the blows because the break through of the first vents inhibits the concurrent development of cavities. In a thick layer, fewer cavities reach the surface. Venting of the liquefied soil may be influenced by the presence of animal holes, burrows, or man-made openings such as trenches, ditches and water wells. The path of the surface is generally not vertical, but complicated, depending on the nonuniformity or anisotropy of the soil.

## MATHEMATICAL FORMULATION OF THE PROBLEM

Several different theories have been advanced on the analysis of sand blows; however, there are few studies in modeling this phenomenon in order to mitigate the severe damage caused to structures. It appeared, therefore, that a necessary to develop a model of the soil behavior during earthquakes loading.

Let  $u$  be the displacement of a typical point and  $\tau$  the shearing stress. From the dynamic incremental equation of equilibrium, the following equation is shown to be hold,

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \frac{\gamma}{g} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1)$$

where  $\gamma$  is the unit weight of the soil and  $g$  is the gravity.  $z$  and  $t$  are the space and time variable.

Differentiating both sides of Equation 1 with respect to time results in

$$\frac{\partial \dot{\tau}}{\partial z} = \frac{\gamma}{g} \frac{\partial^2 \dot{u}}{\partial t^2} \quad (2)$$

Noting that  $\dot{\gamma}$  is too small and for small strain theory it can be neglected. Now integrating the right hand side of Equation 2 with regard to  $z$  yields;

$$\dot{\tau} = \frac{\gamma}{g} \int_0^z \frac{\partial^2 \dot{u}(\xi, t)}{\partial t^2} d\xi \quad (3)$$

where  $\xi$  is a dummy space variable. The relation between the shear stress rate and strain component can be expressible in the form

$$\dot{\tau} = G_{ep} \dot{\epsilon} = G_{ep} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (4)$$

where  $G_{ep}$  is the elastic-plastic shear modulus.

Upon substituting Equation 4 into Equation 3 yield the required relation viz.,

$$\frac{\partial u}{\partial z} = \alpha(z) \int_0^z \frac{\partial^2 u(\xi, t)}{\partial t^2} d\xi \quad (5)$$

where  $\alpha(z) = \gamma / gG_{ep}(z)$ . The developed formulation is intended to serve as the basis of numerical procedure for the analysis of sand blows.

The analysis is carried out with the aid of a simple numerical technique namely, the Integro-Differential (ID) technique. A detailed account of the technique may be found in the paper by Poorooshasb et al. (1996) and Poorooshasb and Noorzad (1999). Note that the above governing equation must be solved with the appropriate initial boundary conditions.

### CANAsand CONSTITUTIVE MODEL

Constitutive models based on plasticity formulation have contributed significantly to the development of analytical procedures. However, several important aspects of dynamic soil behavior are not yet incorporated into these models, including sand blows. There is a need to investigate the effect of sand blow on the response of system subjected to ground motion.

The CANAsand model is used to represent the stress-strain behavior of granular cohesionless media; it is a non-associated plastic model within the general framework of the bounding surface plasticity incorporating the concepts of "Critical" as well as "Compact" states.

The concept of critical state postulates the existence of some states at which the element may undergo large distortions without any change of state. At critical state an element of cohesionless granular medium would tend to approach under a monotonically increasing loading program and represents a very loose state of the sample; i.e. the void ratio at the critical state is very high.

In contrast to the critical state, at the compact state the element does not experience any plastic distortion. The element would behave as a purely elastic material. At the compact state, the element would tend to approach under a cyclic loading program. The void ratio at the compact state is at its lowest possible value.

Formulation of the CANAsand constitutive law; i.e. derivation of the relation between the strain rate tensor and the stress rate tensor, has been done elsewhere (Poorooshasb and Noorzad, 1996, and Noorzad and Poorooshasb, 1997) and will not presented here.

Due to the lack of experimental data necessary for a calibration of the constitutive equations, the model parameters can be considered as follow. The elasto-plastic shear modulus  $G_{ep}$  characterizes the elastic-plastic response of the material and is assumed to be a function of the current state of effective stress and some index parameters identifying the current state of the sand such as void ratio. In the present model, the relationship is chosen to characterize the variation of this moduli, namely

$$G_{ep} = 1 / \left[ \frac{1}{G_e} + \frac{a\eta_f}{(\eta_f - \eta)^2} \right] \quad (6)$$

where  $\eta = \tau / \sigma$  and  $G_e$  is the elastic shear modulus. The variation of  $G_e$  with  $\sigma$  and void ratio can be estimated by the following equation.

$$G_e = 20\sigma \left( 1 - \frac{e - e_{comp}}{e_o - e_{comp}} \right) \quad (7)$$

where  $e$  is the void ratio and  $e_{comp}$  is the void ratio at compact state  $e_o$  is defined as the limit of the state boundary surface and is given by

$$e_o = e_{comp} - \frac{c\eta_{comp}}{\eta_c - \eta_{comp}} \quad (8)$$

where  $\eta_c$  and  $\eta_{comp}$  are related to the  $\varphi_c$  and  $\varphi_{comp}$  which are respectively assumed to be  $30^\circ$  and  $45^\circ$ .  $c$  is the vertical distance between  $e_c$  and  $e_{comp}$  in  $e$ - $\log p$  graph and in this study may be chosen as 0.4. The value of  $\eta_f$  is expressed as

$$\eta_f = \eta_c + \frac{e_c - e}{c} (\eta_{comp} - \eta_c) \quad (9)$$

where  $e_c$  is the void ratio at critical state and is written as  $e_c = e_h - \lambda \log \sigma$ . The value of  $e_h$  and  $\lambda$  are considered 0.95 and 0.1 (in log base 10) respectively.

There are two parameters in the model formulation which describe the hardening law for plastic moduli,  $a$ ,  $n$ . These parameters should be found by trial and error procedure in order to achieve the best results of drained tests.

$$a = 0.1(e - e_{comp}) \quad (10)$$

The plastic hardening exponent,  $n$  is considered to be of the following form:

$$n = 12 - \frac{4(e - e_{comp})}{c} \quad (11)$$

In the present paper, the numerical simulations are restricted to dry sand or saturated sand deposits with very high coefficient of permeability. The simulations correspond to the dynamic response of the sand layer with a thickness of 10m under a sinusoidal loading of the natural frequency of 2 cycles/sec. and the amplitude of 0.02. Duration of strong motion is considered 8 seconds (16 cycles) with a maximum acceleration of 33% applied at the base in plane strain loading condition.

## RESULTS OF NUMERICAL SIMULATIONS

Earthquake vibrations may induce settlements in non-cohesive soils. The effect of the void ratio on the possibility of the subsidence of sandy layers has long been recognized. In order to evaluate the performance of the model the sandy soil is considered with a wide range of void ratio varying 0.46 - 0.9 from very loose to very dense sand.

The first simulation is related to a very dense sand with a void ratio of 0.46. Figure 1 shows the evolution of settlement during the strong earthquake. The stress-strain behavior of the soil at depths 3 m and 8 m are illustrated in Figures 1a and b. The variation of the void ratio against depth is given in Figure 1c. The solid circles indicate the initial void ratio and the open circles designate the conditions after cyclic loading. Also shown the critical state line and compact state line in this figure. The soil



displacement pattern is plotted in Figure 1d. This figure shows the distorted shape of the sand layer at various times.

It can be seen that after 16 cycles, the soil had a settlement of 5.8 cm. It is important to note that because the void ratio of the soil was close to the void ratio at the compact state, therefore, the soil behavior is elastic as shown in Figures 1a and b.

The result of the test on medium sand ( $e = 0.6$ ) is presented in Figure 2. It is evident that as the void ratio is increased, the soil behaves elasto-plastic rather than elastic behavior. In this case, the settlement becomes 16.9 cm.

In the test carried out on the loose sand ( $e=0.8$ ), the response under the strong shaking with a maximum acceleration of  $0.33g$ . In particular, the settlement increases up to 40.6 cm and the maximum stress reaches 15 kPa at 2% of strain. This is due to the fact that the void ratio is close to the critical state line as shown in Figure 3c. As expected by increasing the void ratio the settlement of the soil layer increases too.

The last test was performed on a very loose sand with a void ratio of 0.9. The distorted shape of the sand layer at various times is illustrated in Figure 4d. The result corresponds to the most critical points in the layer. This is quite reasonable, as the void ratio of the soil is larger than the critical void ratio.

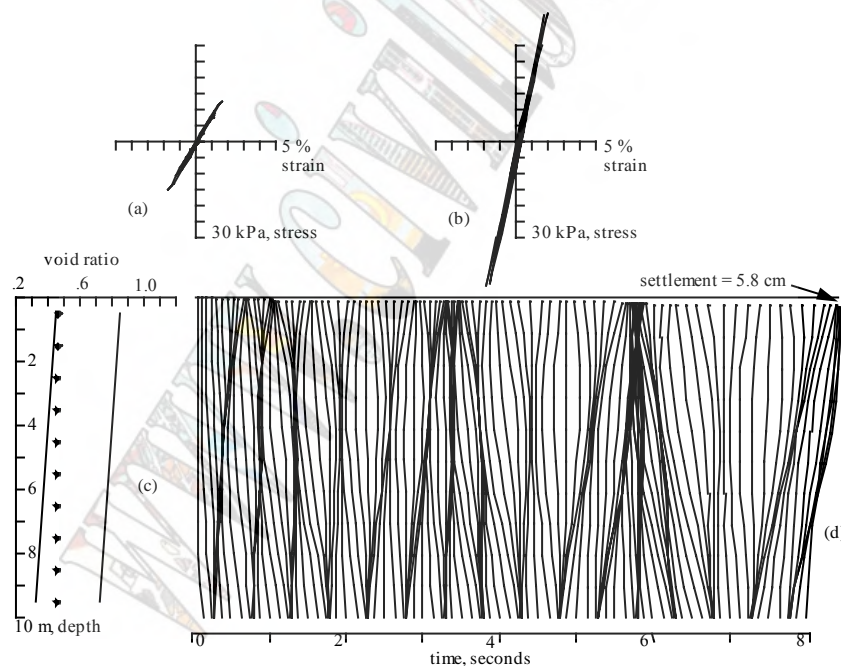


Figure 1. Model simulation of a very dense sand  
 a) stress-strain at 3m, b) stress-strain at 8 m, c) void ratio versus depth,  
 d) soil displacement pattern



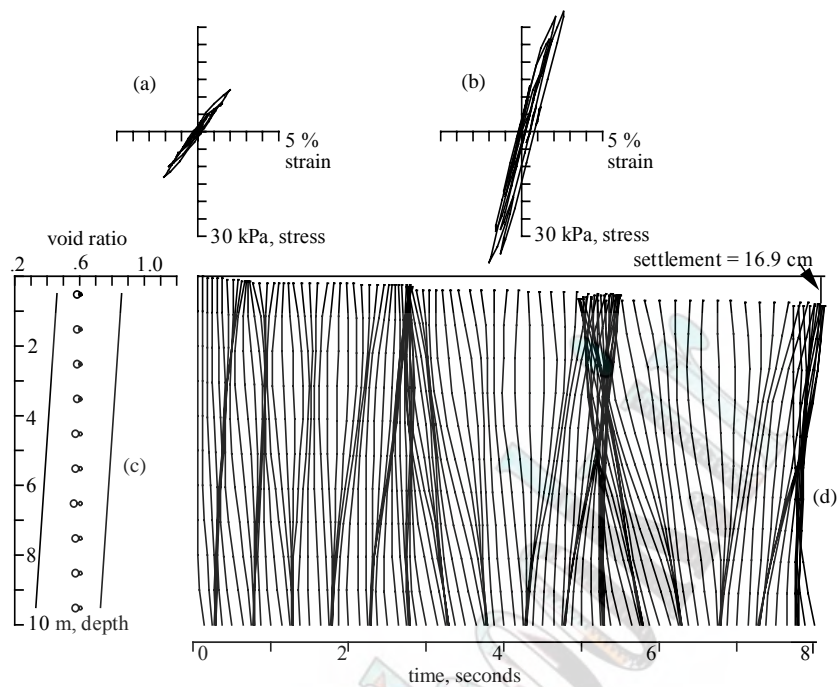


Figure 2. Model simulation of a medium sand  
 a) stress-strain at 3 m, b) stress-strain at 8m, c) void ratio versus depth,  
 d) soil displacement pattern.

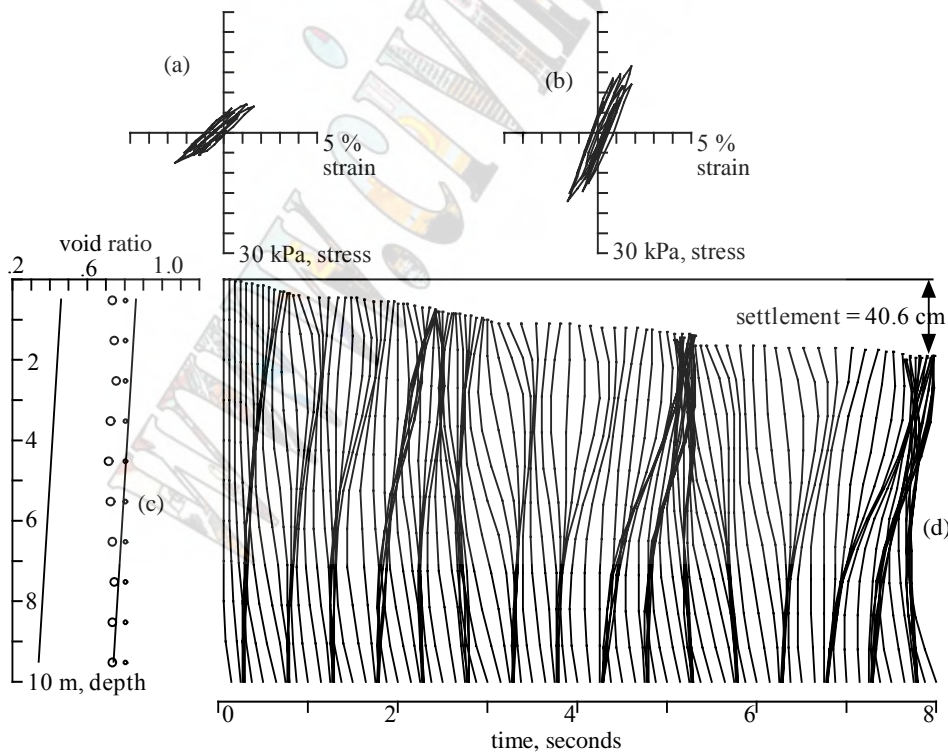


Figure 3. Model simulation of a loose sand  
 a) stress-strain at 3 m, b) stress-strain at 8m, c) void ratio versus depth,  
 d) soil displacement pattern.

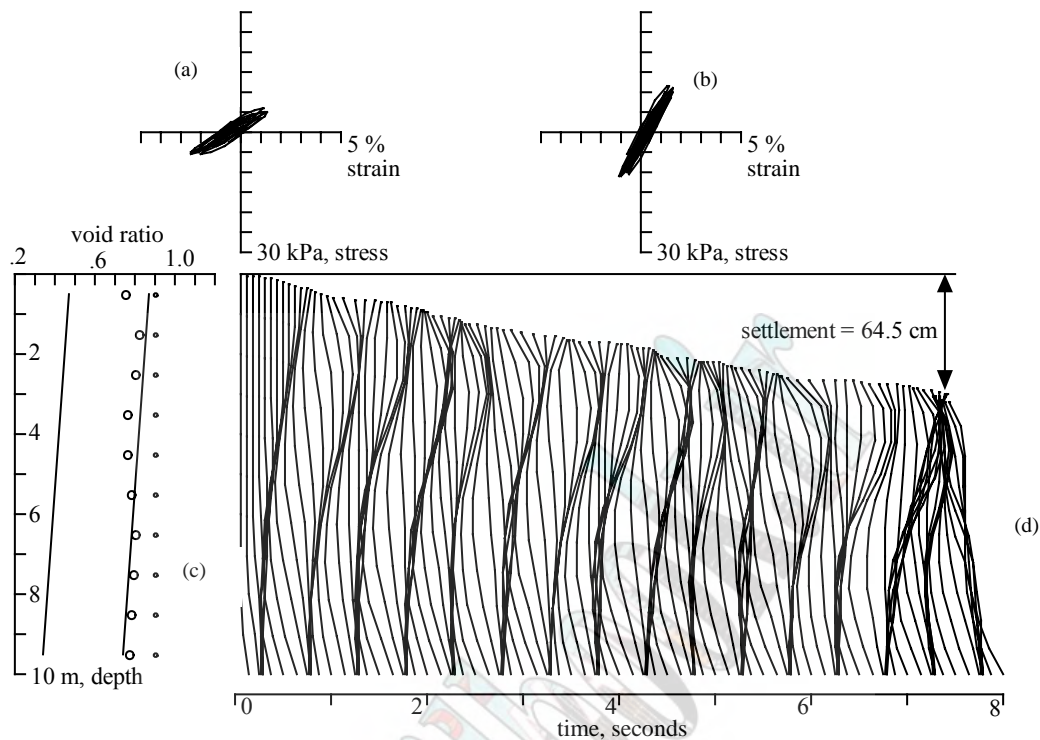


Figure 4. Model simulation of a very loose sand  
 a) stress-strain at 3 m, b) stress-strain at 8m, c) void ratio versus depth,  
 d) soil displacement pattern.

## FINAL REMARKS

It was shown that the simple plasticity model developed in this paper is capable of replicating most of the important features of the behavior of cohesionless soils. Most importantly, it must be noted that the current implementation of the model has a number of limitations. Since the emphasis was on the development of the interactive platform and basic methodology, and not on refining the accuracy of the predictions.

The results illustrate the importance of the effect of void ratio characteristics in the dynamic behavior of granular media when the influence of earthquake loading is taken into consideration. Small settling is associated with lower void ratio whereas large settling is associated with high void ratio leading to instability of the system. It was found that the settlements for loose to very loose sands were in the range of 0.2 - 0.65 m. These values appear to have the right magnitude. For example the Kobe earthquake of Japan (Bardet et al., 1997) recorded subsidence in the range of 0.2 - 0.7m. It may cause cracks or differential displacements in structures and paved surfaces as observed in many sites subjected to earthquake loading.

## ACKNOWLEDGEMENT

The financial assistance provided by the Natural Science and Engineering Council (NSERC) of Canada in support of this research is gratefully acknowledged. The Ministry of Energy of I.R. of Iran is also acknowledged for contribution.

## REFERENCES

- Bardet, J.P., Idriss, I.M., O'Rourke, T.D., Adachi, N., Hamada, M. and Ishihara, K. (1997), "North America-Japan workshop on the geotechnical aspects of the Kobe, Loma Prieta, and Northridge earthquakes", A report to the National Science Foundation and Japanese Geotechnical Society, Osaka, Japan, 128 p.
- Florin, V.A. and Ivanov, P.L. (1961), "Liquefaction of saturated sandy soil", Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France.
- Housner, G.W. (1958), "The mechanism of sand blows", Bulletin of the Seismological Society of America, No. 48, pp. 155-161.
- Muir, S.G. and Scott, R.F. (1981), "Earthquake generated sand blows formed during the 15 October 1979 Imperial Valley main shock", U.S. Geological Survey Professional paper 1254, U.S. Department of Interior, Washington, D.C.
- Noorzad, A. and Poorooshab, H.B. (1997), "Yielding and flow of sand," Trends in Structural Mechanics: Theory, Practice, Education, Roorda, J. and Srivastava, N.K. (eds.), Kluwer Academic Publishers, Netherlands, pp. 51-56.
- Poorooshab, H.B., Alamgir, M. and Miura, N. (1996), "Negative skin friction on rigid and deformable piles," Computers and Geotechniques, Vol. 18, No. 2, pp. 109-126.
- Poorooshab, H.B., Noorzad, A. (1996), "The compact state of the cohesionless granular media," International Journal of Science and Technology: Scientia Iranica, Vol. 3, Nos. 1, 2, 3, pp. 1-8.
- Poorooshab, H.B. and Noorzad, A. (1999), "Ground subsidence caused by earthquake type excitation", Journal of Lowland Technology International, Vol. 1, No. 2, pp. 1-13.

# بررسی تجربی هواده ها در تخلیه کننده های تحتانی سدها

محمدرضا کاویانپور<sup>۱</sup>

عباس مقسومی<sup>۲</sup>

سید احمد هاشمیان<sup>۳</sup>

## چکیده:

در این تحقیق، هواده‌ی جریان بعد از دریچه های تحتانی مورد بررسی قرار گرفته است. طراحی این هواده ها بر مبنای انجام مطالعات بر روی مدل های فیزیکی و استفاده از روابط تجربی صورت می پذیرد. استفاده از تجربیات فوق که تابع شرایط آزمایشگاهی و مشخصات جریان ورودی و هندسه جریان می باشد قابل تعمیم به همه شرایط نبوده و لذا ارزیابی تکمیلی آنها بر اساس نتایج جدید باید مورد توجه قرار گیرد. از طرفی در سال های اخیر کشور ایران با حجم گسترده ای از ساخت سدها و تأسیسات آبی و انجام مطالعات بر روی مدل های فیزیکی این سدها در داخل کشور روبرو بوده است. لذا در این تحقیق نتایج حاصل از مطالعات انجام گرفته بر روی تعدادی از هواده این سدها مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار گرفته و در صورت نیاز آزمایش های اضافی جهت کسب اطلاعات تکمیلی انجام گرفته است. امید است اطلاعات حاصل از این تحقیق مورد استفاده طراحان این ابنیه قرار گیرد.

## کلمات کلیدی :

دریچه، هواده، کاویتاسیون، مجرای تحت فشار، تخلیه کننده تحتانی

<sup>۱</sup> استادیار دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

<sup>۲</sup> کارشناس ابزار دقیق و سیستم های تحت فشار، مرکز تحقیقات آب و وزارت نیرو

<sup>۳</sup> کارشناس ابزار دقیق و سیستم های تحت فشار، مرکز تحقیقات آب و وزارت نیرو

## مقدمه

دریچه های تخلیه کننده تحتانی در سدهای بزرگ یکی از سازه های خروجی مهم سدها می باشند که رعایت مبانی هیدرولیکی مناسب و صحیح در طراحی آنها از اهمیت خاص برخوردار است. سازه های فوق و ابنیه وابسته آنها مورد توجه و موضوع مطالعه محققان در طول سالیان متمادی بوده است. کاویتاسیون در مجاری فوق و بخصوص بعد از دریچه ها، ارتعاش و برآورد نیروهای وارد بر دریچه ها از جمله مسائل مهم طراحی این سازه ها را تشکیل می دهد. اما علیرغم بررسی های زیادی که تاکنون در مورد این ابنیه صورت گرفته است، مطالعات اخیر نشان دهنده پیچیدگی ها و موضوعات قابل بحث جدیدی بوده که در طراحی این سازه ها باید مورد توجه و تحقیق قرار گیرند.

با قرار گرفتن دریچه در داخل مجرا، جریان عبوری از زیر دریچه، ناحیه دواری در پائین دست آن را احاطه می نماید. از خصوصیات بارز این ناحیه افت شدید فشار بوده که تابعی از میزان بازشدگی دریچه می باشد. از طرفی دیگر نوسانات شدید فشار در ناحیه فوق باعث کاهش موضعی فشار در آن ناحیه گردیده و با توجه به سرعت شدید جریان، پتانسیل وقوع کاویتاسیون افزایش خواهد یافت. شاخص مورد استفاده جهت بررسی احتمال وقوع کاویتاسیون پارامتری بعدی به نام اندیس کاویتاسیون  $\sigma$  بوده که به فرم ذیل تعریف می گردد.

$$\sigma = \frac{P - P_v}{0.5\rho U^2}$$

در رابطه فوق  $P$  و  $\rho$  و  $U$  به ترتیب معرف فشار و چگالی و سرعت سیال بوده و  $P_v$  فشار بخار سیال می باشد. بر اساس گزارشات مستند، سیال هنگامی در معرض خطر وقوع کاویتاسیون می باشد که اندیس کاویتاسیون از یک مقدار بحرانی که تابع میزان بازشدگی دریچه می باشد کمتر نگردد. در روی سطوح مجرای تخلیه کننده ها و سرریزها این محدوده بین ۰.۲ تا ۰.۲۵، ذکر گردیده است ( Falvey 1990 ).

آقای Peterka (۱۹۵۳) از جمله اولین کسانی بود که به بررسی اثر هوادهی در کاهش خطر وقوع کاویتاسیون پرداخت. مطالعات وی نشان داد که با تزریق ۲٪ هوا (نسبت دبی هوا به دبی جریان عبوری در داخل مجرا) به داخل جریان خطر وقوع کاویتاسیون به میزان قابل توجهی کاهش می یابد. با افزایش میزان هوا به ۶ تا ۸ در صد هیچگونه خرابی ناشی از کاویتاسیون مشاهده نگردید. در تحقیقات سایر محققان از جمله Rutschmann & Volkart (1988) و Rusell & Shehan (1974) نیز نتایج مشابهی گزارش گردیده است. بر این اساس استفاده از هوادهی جریان در سازه های هیدرولیکی از جمله مجاری باز و تحت فشار به عنوان یکی از روش های مقابله با صدمات ناشی از کاویتاسیون به صورت گسترده ای مد نظر طراحان قرار گرفته است. اما با توجه به کارآئی و سهولت اجرای این روش نسبت به سایر روش های محتمل و قابل اجرا، تزریق هوا به داخل جریان به عنوان یک روش متعارف جهت کاهش ریسک وقوع کاویتاسیون در سازه های هیدرولیکی مورد توجه می باشد. مطالعات انجام گرفته توسط محققان نشان داده است که هوادهی جریان به میزان مناسب مانع از وقوع پدیده مخرب کاویتاسیون می گردد. بر این اساس در تخلیه کننده های تحتانی سدها که غالباً سرعت جریان بالا و افت فشار در پائین دست دریچه نیز قابل توجه می باشد، تعبیه هوادهی جهت تزریق هوا به داخل جریان معمول می باشد. مخلوط آب و هوا خاصیت تراکم پذیری بالائی در مقایسه با آب خالص داشته و لذا انرژی حاصل از نابودی حباب های کاویتاسیون را مستهلک می نماید. همچنین ورود هوا به داخل جریان باعث تعدیل میدان فشار پائین دست دریچه گردیده و لذا پتانسیل وقوع کاویتاسیون کاهش می یابد ( Kavianpour 1997, 2000, Nakhaei & Kavianpour 1999 ).

طراحی های اولیه مجرای هوا بر پایه انتخاب اختیاری نسبتی که معرف سطح مقطع عرضی مجرای هوا به سطح مقطع مجرای اصلی است استوار بوده است. تحقیقات انجام گرفته نشان می دهد که در دو حالت بازشدگی دریچه بیشترین مقدار هوای مورد نیاز به داخل جریان مکش می گردد. این دو حالت شامل بازشدگی حدود ۵٪ و بازشدگی بین ۵۰٪ تا ۱۰۰٪ گزارش گردیده اند ( U.S. Army (a)). در سال ۱۹۴۳ آقایان Kalinske & Robertson نتایج مطالعات آزمایشگاهی خود در مورد هوای مورد نیاز ناشی از یک



جهش هیدرولیکی تشکیل شده در مجرای دایره ای را منتشر نمودند (U.S. Army (b)). بر مبنای این تحقیقات، نسبت هوای مورد نیاز به دبی جریان  $\beta$  در حالت فوق تابعی از عدد فرود به فرم ذیل می باشد.

$$\beta = 0.0066(F_r - 1)^{1.4}$$

و اگر جریان با سطح آزاد بوده و جهشی تشکیل نگردد رابطه پیشنهادی و محافظه کارانه ذیل ارائه گردیده که از پوش نتایج حاصل از پنج سد بزرگ در امریکا بدست آمده و مورد استفاده اکثر طراحان می باشد.

$$\beta = 0.03(F_r - 1)^{1.06}$$

رابطه مشابه دیگری برای حالت فوق نیز توسط آقایان Guyton و Campbell در ۱۹۵۳ جهت تعیین ضریب  $\beta$  به صورت تابعی از عدد فرود به شکل زیر ارائه گردیده است.

$$\beta = 0.04(F_r - 1)^{0.85}$$

در مطالعات انجام گرفته بر روی تعدادی از تخلیه کننده ها مشاهده گردید که حداکثر هوای مورد نیاز در بازشدگی های میانی (Pine Flat Dam = 50% Opening تا Tygart Dam = 83.3% Opening) بوقوع می پیوندد. لذا روش معمول طراحی هواده بعد از دریچه های مستقر در تخلیه کننده های تحتانی بر مبنای مشاهدات تجربی فوق برای بالاترین میزان هوادهی در بازشدگی ۸۰٪ استوار می باشد (Davis & Sorensen, 1984). در این حالت ضریب فشردگی برای لبه زیرین دریچه  $45^\circ$  تقریباً ۸٪ فرض گردیده و بنابراین عدد فرود جریان عبوری از زیر دریچه در مقطع تنگ شدگی تعیین و سپس با استفاده از روابط پیشنهادی بالا ضریب هوادهی جریان  $\beta$  (نسبت حجمی هوا به آب) تعیین، و با فرض سرعت هوای حداکثر ۴۵m/sec تا ۹۰m/sec ابعاد هواده مورد نظر بعد از دریچه محاسبه می گردد (Davis & Sorensen, 1984). در این مقاله سعی گردیده تا نتایج بدست آمده از مطالعات آزمایشگاهی هوای مورد نیاز چند سد ساخته شده در ایران مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار گرفته و توصیه های لازم ارائه شود.

### معرفی مدل های مورد مطالعه و ارائه نتایج

بررسی های انجام گرفته شامل مجرای تخلیه کننده سد های کوثر، کرخه و جره می باشد. در این تحقیق نتایج ارائه شده در مطالعات قبلی مورد ارزیابی و در شرایطی که دسترسی به مدل امکان پذیر بوده مطالعات اضافی صورت گرفته است. از میان مدل های مورد اشاره مجرای تخلیه کننده سد جره به ابعاد ۱/۸۵m×۱/۵m (دریچه سرویس) و ۱/۷۵m×۱/۵m (دریچه اضطراری) می باشد که با مقیاس ۱:۱۳ ساخته و با دو هد ۶۵ و ۱۰۱،۴ متر مورد آزمایش قرار گرفت (مرکز تحقیقات آب ۱۳۷۹). در پائین دست دریچه سرویس مقطع جریان افزایش یافته و هواده در داخل این مجرا تعبیه گردیده است. به دلیل عدم امکان اندازه گیری هوا در این قسمت (با توجه به طرح ارائه شده و عدم وجود لوله هواده)، مجرای فوق بسته و مجرای هوای جدیدی با لوله به قطر 3 cm که قبلاً توسط مرکز تحقیقات جهت کنترل اندیس کاویتاسیون در پائین دست دریچه سرویس پیشنهاد گردیده بود جهت هوادهی بعد از دریچه سرویس بهره گرفته شد. جهت دریچه اضطراری (در حالت بازشدگی ۱۰۰٪ دریچه سرویس) از هواده پیشنهادی بین دو دریچه (لوله به قطر ۵ سانتی متر) استفاده گردید. بعد از دریچه اضطراری جت جریان فقط از ناحیه بالا در معرض هوادهی می باشد اما جت جریان بعد از دریچه سرویس پس از طی مسافت کوتاهی وارد مجرای انتقالی پائین دست گشته که بزرگتر از مجرای دریچه می باشد. لذا هوادهی از تمام اطراف جت صورت گرفته و با توجه به بزرگی مجرا غیر از هواده مجرای پائین دست نیز به عنوان منبع تأمین هوا عمل می نماید.

شکل ۱ معرف نتایج بدست آمده جهت دریچه سرویس می باشد. در شکل فوق منحنی فوقانی معرف تغییرات میزان هوای وارد شده به جریان (متر مکعب بر ثانیه) بر حسب در صد بازشدگی دریچه و منحنی زیرین معرف تغییرات ضریب هوادهی ( $\beta$  به در صد)

بر حسب در صد بازشدگی دریچه می باشد. نتایج فوق برای دو هد مختلف مخزن ترسیم گردیده است. همانگونه که از شکل مشاهده میگردد، بیشترین در صد هوای مورد نیاز در بازشدگی حدود ۳۰٪ و همچنین ۹۰٪ تا ۱۰۰٪ اندازه گیری شده است. ضریب هوادهی با افزایش بازشدگی کاهش یافته که با توجه به کاهش قابل توجه اثر دریچه بر افت کلی مجرا و در نتیجه افزایش دبی عبوری جریان قابل توجهی می باشد. نکته قابل توجه آنکه مطابق شکل، هد مخزن تاثیر قابل توجهی در ضریب هوادهی جریان نشان نمی دهد. شکل ۲ مبین نتایج مربوط به دریچه اضطرابی می باشد. در شکل فوق نیز دو منحنی جهت نمایش تغییرات دبی هوا و ضریب هوادهی نسبت به بازشدگی دریچه ارائه گردیده است. شکل فوق معرف عملکرد نسبتا مشابهی با دریچه سرویس می باشد. حداکثر میزان هوای مورد نیاز بر خلاف دریچه سرویس در بازشدگی حدود ۱۰٪ و ۵۰٪ اندازه گیری گردید و حداقل آن در بازشدگی ۹۰٪ تا ۱۰۰٪ مشاهده گردید. نکته قابل توجه دیگر آنکه اختلاف ضریب هوادهی نسبت به هد مخزن غیر از بازشدگی های (تا حدود ۲۰٪) مشابه دریچه سرویس می باشد.

تخلیه کننده تحتانی سد کوثر دومین مورد این تحقیق می باشد. این تخلیه کننده دارای دریچه سرویس و اضطرابی به ابعاد  $2m \times 3m$  بوده که جهت عبور  $16m^3/sec$  به ازای هد ماکزیمم  $61/5m$  طراحی گردیده است. مدل این سد با مقیاس ۱:۲۰ ساخته و مورد آزمایش قرار گرفت (مرکز تحقیقات حفاظت خاک و آبخیزداری ۱۳۷۸). در این مدل بعد از دریچه ها به جهت جلوگیری از وقوع پدیده کاویتاسیون و اطمینان از پر عمل نکردن مجرا در اثر جهش هیدرولیکی، از هواده استفاده گردیده است. بعد از دریچه سرویس مجرا بزرگتر گردیده و لذا جت جریان مانند دریچه سد جره از چهار طرف هوادهی می شود. جهت اندازه گیری دبی هوای عبوری از هواده از دستگاه سرعت سنج از نوع سیم داغ شونده (Hot-Wire) با دقت بالا استفاده گردید. با اندازه گیری سرعت هوا و با داشتن سطح مقطع جریان، دبی عبوری در کلیه بازشدگی های دریچه سرویس اندازه گیری و آنگاه با اندازه گیری دبی آب در کلیه بازشدگی ها، ضریب هوادهی  $\beta$  محاسبه گردیده است. همانگونه که از شکل مشاهده می گردد، حداکثر هوای مورد نیاز در بازشدگی ۹۰٪ تا ۱۰۰٪ اتفاق افتاده که با نتایج اندازه گیری دریچه سرویس سد جره همخوانی نزدیکی را نشان می دهد.

سد کرخه از نوع خاکی با هسته رسی می باشد که دارای سه تخلیه کننده تحتانی با ابعاد  $2m \times 1/8m$  متر جهت عبور دبی کلی  $300m^3/sec$  متر مکعب بر ثانیه در هد حداکثر حدود  $122m$  طرح گردیده است. مدل آزمایشگاهی این مجرا با مقیاس ۱:۱۱/۶۳ در Technical University of Braunschweig ساخته و مورد آزمایش قرار گرفت. در هر مجرا دو دریچه سرویس و اضطرابی قائم با لبه ۴۵ درجه و قوس دایره ای جهت اتصال به وجه بالادست تعبیه شده است. مطالعات انجام گرفته روی دریچه اضطرابی نشان داد که حداکثر میزان هوای مورد نیاز مربوط به بازشدگی ۲۰٪ می باشد (مرکز تحقیقات آب ۱۳۷۸). در مورد هوادهی بعد از دریچه سرویس اطلاعات مورد نیاز به صورت غیر مستقیم از نتایج ارائه شده محاسبه گردیده است. نتایج استخراج شده در شکل ۴ نشان داده شده است. با مشاهده منحنی بالائی شکل فوق مشخص می گردد که بیشترین درصد هوای مورد نیاز در بازشدگی حدود ۹۰٪ اتفاق می افتد. منحنی زیرین شکل فوق نیز نشان می دهد که ضریب هوادهی با افزایش بازشدگی دریچه کاهش یافته که با نتایج سایر مدل ها قابل مقایسه می باشد.

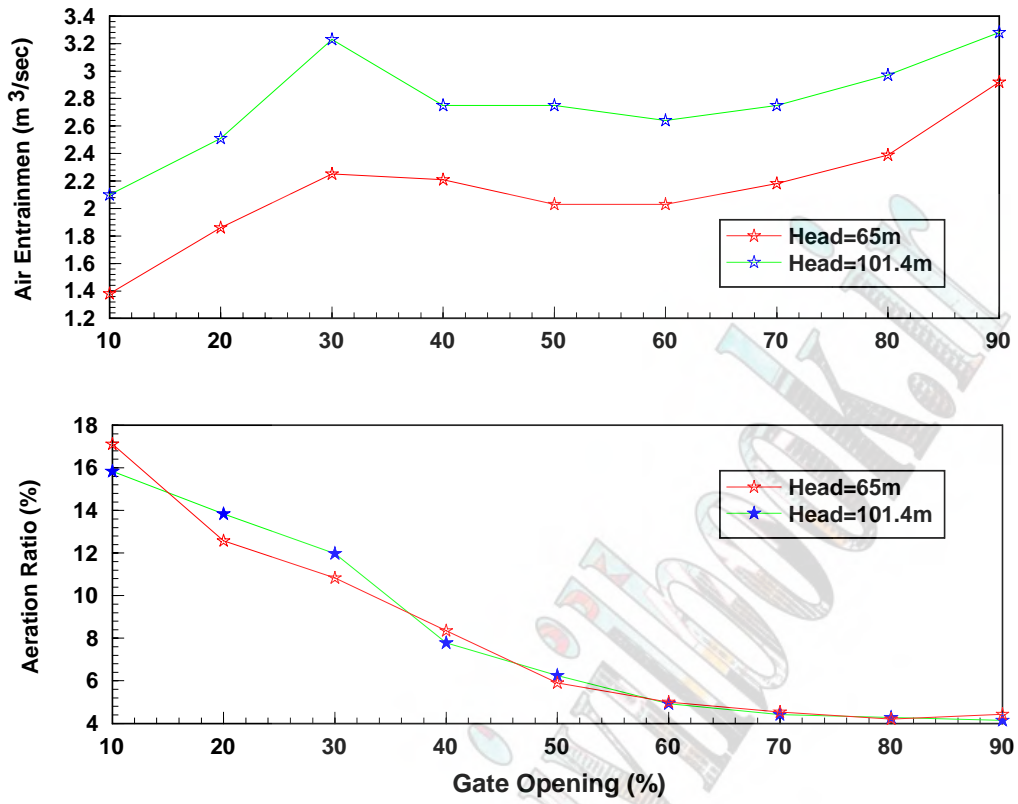
آخرین مدل مورد اشاره در این تحقیق مربوط به دریچه های تونل تخلیه تحتانی سد ایلام می باشد که متاسفانه به دلیل عدم دسترسی به آن صرفا به نتایج ارائه شده در گزارشات نهائی مدل هیدرولیکی اشاره می گردد. تونل تخلیه سد فوق دارای دو دریچه کشویی به ابعاد  $1/6m \times 1/3m$  با سیستم متحرک هیدرولیکی بوده که دارای سیستم آب بند در پائین دست می باشند در هد حداکثر طراحی  $57m$  دبی  $48m^3/sec$  باید از مجرا عبور نماید. مدل این مجرا با مقیاس ۱:۱۰ در مرکز تحقیقات آب وزارت نیرو ساخته و مورد آزمایش قرار گرفت. بر اساس آزمایشهای فوق بحرانی ترین حالت از نظر میزان هوای مورد نیاز در بازشدگی ۹۰٪ مربوط به دریچه اضطرابی و حدود ۱۰۰٪ مربوط به دریچه سرویس اندازه گیری و گزارش گردیده که قابل مقایسه با نتایج دیگر مدل های اشاره شده در این تحقیق می باشد (مرکز تحقیقات آب ۱۳۷۷).

### جمع بندی نتایج

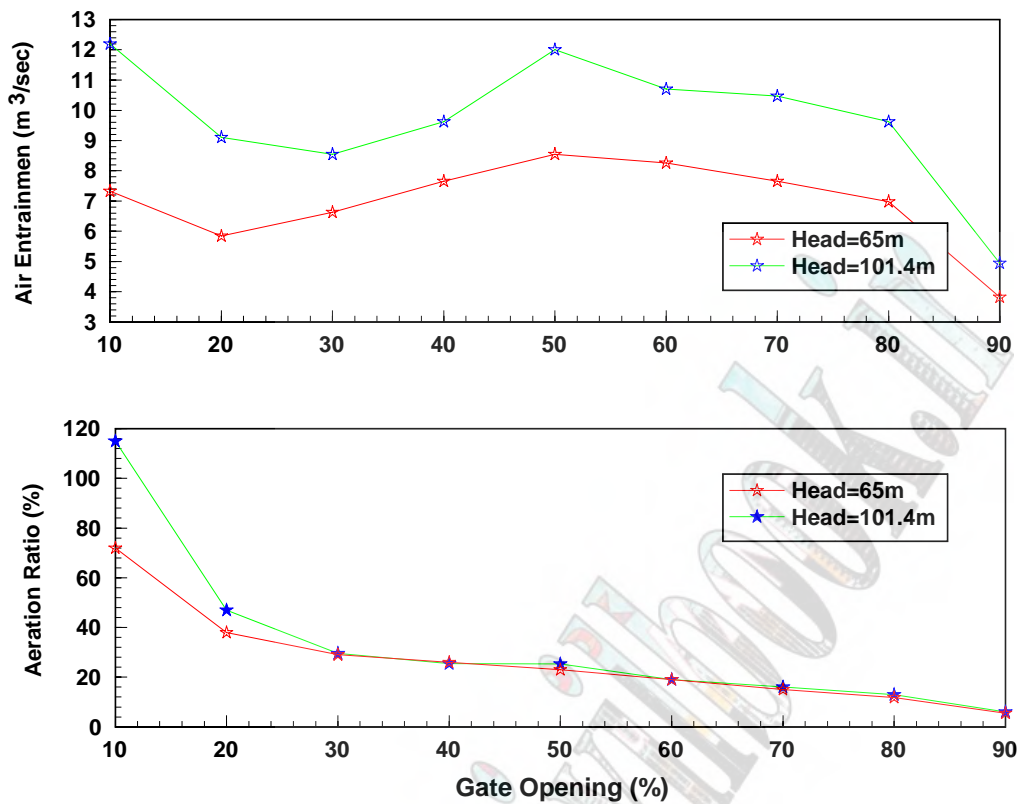
بر اساس مطالعات مدلی انجام گرفته روی چند سد کشور ملاحظه گردید که طراحی هواده تخلیه کننده های تحتانی بر مبنای وقوع حداکثر هوادهی در بازشدگی ۸۰٪ همواره صادق نمی باشد. با توجه به مطالب این تحقیق دو حالت متفاوت در طراحی این هواده ها باید مد نظر قرار گیرد. در حالت اول شرایط مجرا در پائین دست دریچه تقریباً ثابت بوده و هوادهی صرفاً از طریق مکانیزم برش در لایه بالایی جریان صورت می گیرد. در این حالت بیشترین هوای مورد نیاز در بازشدگیهای تا ۵۰٪ مشاهده گردیده است. اما در حالت دوم که شرایط مجرا در پائین دریچه تغییر نموده و عموماً سطح مقطع مجرا افزایش یافته و لذا هوادهی از تمام اطراف جت صورت می گیرد، بیشترین هوای مورد نیاز عموماً در بازشدگی بین ۹۰٪ تا ۱۰۰٪ مشاهده گردید. بنابراین طراحی اولیه هواده این مجاری باید با توجه به شرایط مجرا و نحوه هواگیری جت و در بازشدگیهای مورد اشاره صورت پذیرد.

### مراجع:

- [1] Campbell F.B., and Guyton B. 1953, "Air demand in gated outlet works", Proceeding of the Minnesota International Hydraulics Convention, Minneapolis.
- [2] Davis C.V. and Sorensen K.E. 1984, "HandBook of Applied hydraulics", Third Edition, McGraw-Hill Book Company, Tokyo.
- [3] Falvey H.T., 1990  
"Cavitation in chutes and spillways", Engineering monograph No 42, USBR.
- [4] Kavianpour M. R. 1997, 'The Reattaching Flow Downstream of Deflectors Including the Effect of Air Injection', A thesis submitted to the University of Manchester Institute of Science and Technology for the degree of PhD.
- [5] Kavianpour M.R. 2000, "Effect of Air on the Structure of Flow Downstream of Ramps", 4<sup>th</sup> International Conference on Hydrosience Engineering, Seoul, Korea. International Symposium on Stochastic hydraulics, issn2000, China.
- [5] Nakhaei Abdolabady M., and Kavianpour M. R. 1999, "Hydrodynamic Pressures Downstream a Leaf Gate", 2<sup>nd</sup> Iranian Conference on Hydraulics, University of Science and Technology, Tehran, Iran.
- [6] Peterka A. J., (1953), "The effect of entrained air on cavitation pitting", *Proceedings of Minnesota International Hydraulic Convention*, USA.
- [7] Russell S. O., and Sheehan G. J. 1974, "Effect of entrained air on cavitation damage", *Canadian Journal of Civil Engineers*, Vol. 1.
- [8] Rutschmann R., and Volkart P. 1988, "Spillway chute aeration", *International Water Power and Dam Construction*, Jan., PP. 10-14.
- [9] U.S. Army (a) 1988, Office of the Chief of Engineers, "Air-demand design criteria", Engineering Manual EM11110-2-1602,
- [10] U.S. Army (b) 1988, Hydraulic Design Criteria, Air Demand-Regulated Outlet Works, sheet 050-1/1.
- [11] مرکز تحقیقات آب وزارت نیرو ۱۳۷۷، "گزارش نهائی مدل هیدرولیکی دریچه های تونل تخلیه تحتانی سد ایلام"، شهریور ماه، تهران، ایران.
- [12] مرکز تحقیقات آب وزارت نیرو ۱۳۷۸، "گزارش نهائی مدل هیدرولیکی مجرای تحتانی سد کرخه-آزمایشگاه هیدرولیک Technical University of Braunschweig آلمان"، ترجمه احمد هاشمیان، تهران، ایران.
- [13] مرکز تحقیقات آب وزارت نیرو ۱۳۷۹، "گزارش نهائی مدل هیدرولیکی دریچه های تخلیه تحتانی سد جره"، خرداد ماه، تهران، ایران.
- [14] مرکز تحقیقات حفاظت خاک و آبخیزداری ۱۳۷۸، شرکت جهاد تحقیقات آب، "گزارش نهائی مدل هیدرولیکی دریچه های تخلیه تحتانی سد کوثر"، خرداد ماه، تهران، ایران.

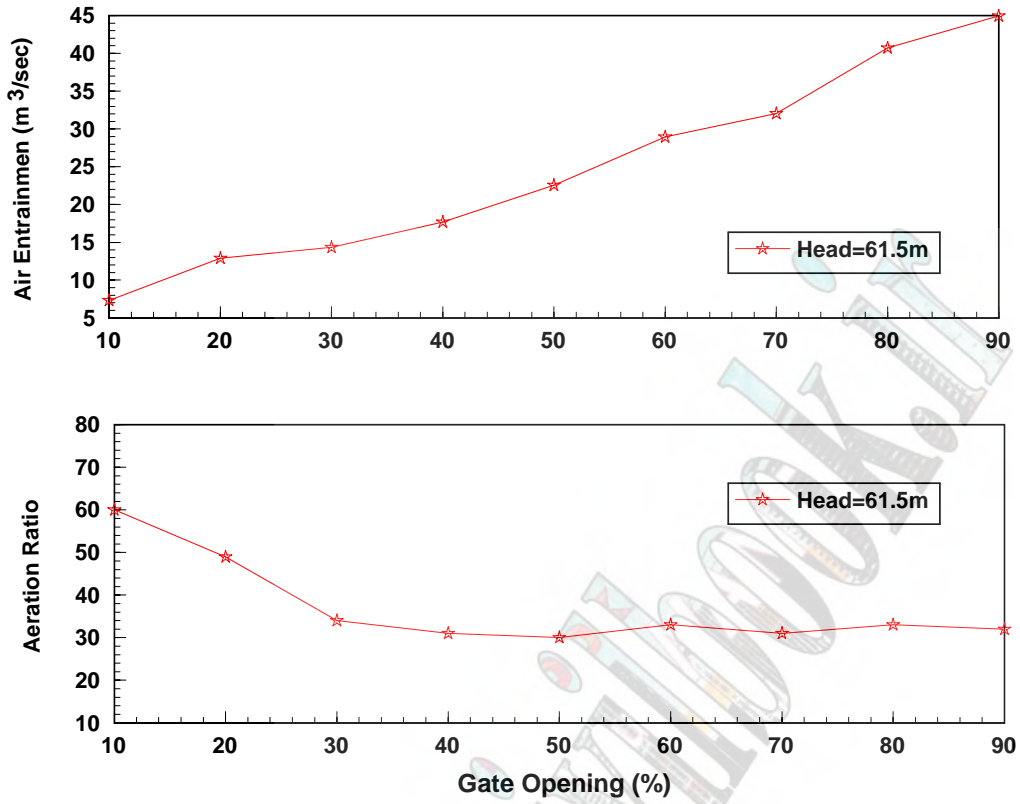


شکل ۱: میزان هوای مورد نیاز و ضریب هوادهی دریچه سرویس سد جره

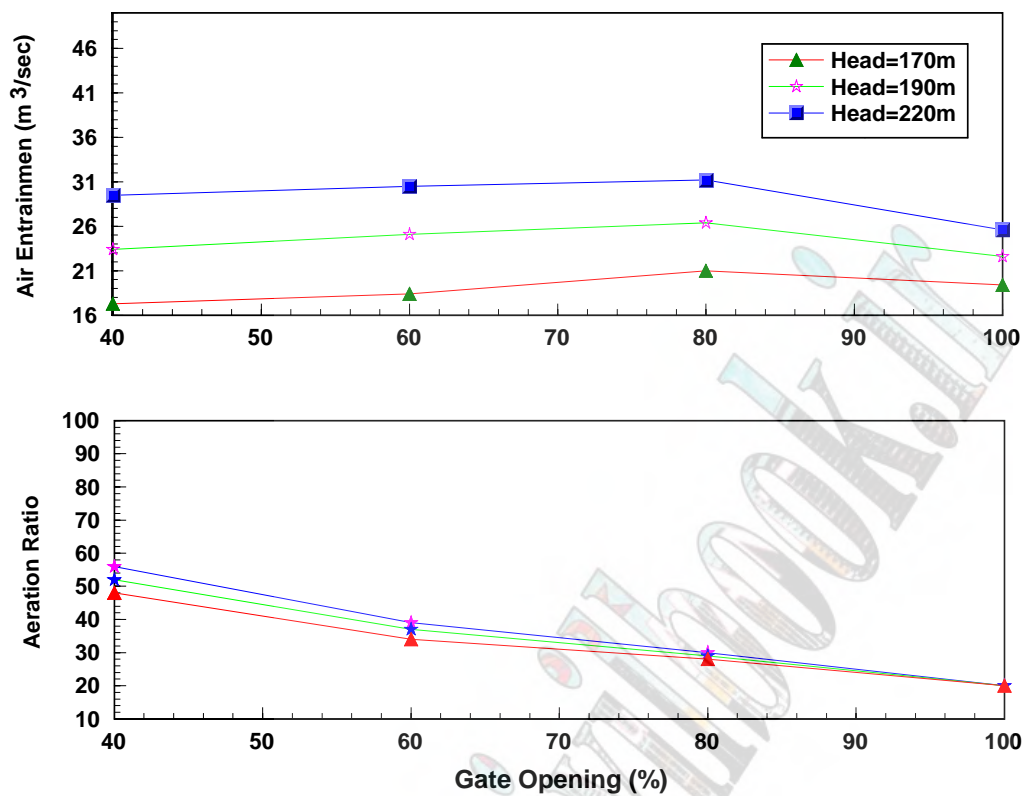


شکل ۲: میزان هوای مورد نیاز و ضریب هوادهی دریچه اضطراری سد جره





شکل ۳: میزان هوای مورد نیاز و ضریب هوادهی دریچه سرویس سد کوثر



شکل ۴: میزان هوای مورد نیاز و ضریب هوادهی دریچه سرویس سد کرخه

# ارزیابی اثر تغییرات تراز آب مخزن روی پاسخ دینامیکی سدهای سنگریز با رویه بتنی

سیده محسن حائری<sup>۱</sup>

مجتبی اصفهانی<sup>۲</sup>

## چکیده:

در این مقاله، بخشی از بررسی‌های انجام شده در مورد رفتار لرزه‌ای سدهای سنگریز با رویه بتنی ارائه می‌شود. جهت‌گیری عمده در این بررسی، ارزیابی اثر تغییرات تراز آب مخزن سدهای CFR<sup>۳</sup> در پاسخ دینامیکی آنها می‌باشد. در ابتدا مروری بر مطالعات گذشته در مورد رفتار دینامیکی سدهای سنگریز با رویه بتنی مطرح می‌شود. سپس با بررسی نرم‌افزار و شیوه حل مساله، مقدمات مورد نیاز برای انجام آنالیز موردی ارائه می‌گردد. با معرفی هندسه و ویژگی‌های مصالح، تعریف مساله تکمیل شده و نتایج آنالیز دینامیکی شامل آنالیز مودال، پاسخ لرزه‌ای بدنه و پاسخ لرزه‌ای دال بتنی مطرح می‌گردد و در پایان جمع‌بندی نهایی از مجموع بررسی‌ها ارائه خواهد شد.

## کلمات کلیدی:

سد سنگریز با رویه بتنی، آنالیز لرزه‌ای، رفتار غیرخطی، تغییر تراز آب، رفتار الاستوپلاستیک

<sup>۱</sup> دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

<sup>۲</sup> کارشناس ارشد ژئوتکنیک، دانشگاه صنعتی شریف

<sup>۳</sup> Concrete Faced Rockfill Dam

## مقدمه

سدهای سنگریز با رویه بتنی، یکی از انواع سدهای سنگریز هستند که در آنها برای کاهش تراوش آب، به جای شیوه مرسوم اجرای هسته رسی، از ساخت یک دال بتنی روی شیب بالادست سد استفاده می‌شود. بدنه سد از جنس مصالح سنگریز تشکیل می‌شود بصورتی که از بالادست سد به طرف پائین دست به تدریج ابعاد سنگدانه‌ها افزایش می‌یابد. دال بتنی رویه با ضخامت ۰/۳ تا ۰/۵ متر و بصورت مسلح روی شیب بالادست اجرا شده و برای جلوگیری از لغزش دال تا قبل از آبیگری مخزن، در پای دال و روی سنگ کف، دال بتنی پنجه با ضخامت متوسط ۰/۵ متر ساخته می‌شود.

## مطالعات گذشته

اولین بررسی‌های دقیق در مورد پاسخ دینامیکی سدهای سنگریز با رویه بتنی در سال ۱۹۸۵ و توسط سید<sup>۴</sup> و همکاران وی صورت گرفت. این بررسی‌ها به صورت مدل‌سازی المان محدود و با فرض رفتار الاستیک خطی برای مصالح سنگریز انجام شده است. در همین سال بورو<sup>۵</sup> و همکاران با استفاده از یک برنامه تفاضل محدود موسوم به DSAGE، مودهای گسیختگی سدهای CFR و الگوی توزیع تغییرشکل در آنها را بررسی نمودند. دو سال بعد، در سال ۱۹۸۷، مطالعات انجام شده توسط شرارد<sup>۶</sup> و کوک<sup>۷</sup> نتایج بدست آمده توسط بورو را مورد تردید قرار داد. شرارد و کوک با مقایسه اطلاعات تجربی موجود از وقوع زلزله در ساختگاه سد هفتم کاکوتی<sup>۸</sup> در شیلی با نتایج عددی برنامه DSAGE دریافتند که نتایج تحلیلی، تغییرشکل‌های بزرگتری نسبت به آنچه در واقعیت اتفاق افتاده بدست می‌دهند. بر این اساس شرارد و کوک توصیه کردند که برنامه‌های کامپیوتری با ملاحظه رفتار غیرخطی مصالح سنگریز و نیز میرایی انرژی لرزه‌ای در مصالح، اصلاح گردند.

هان<sup>۹</sup> و همکاران وی در سال ۱۹۸۸ آزمایشات مدل بر روی میز لرزان را برای بررسی رفتار سدهای CFR بکار برده‌اند. این مطالعات از نظر کیفی صحت نتایج بدست آمده از بررسی‌های تحلیلی را تأیید می‌کنند ولی نتایج کمی آنها با توجه به عدم تأثیر کافی وزن روی رفتار مصالح قابل اطمینان نیست.

گرتاس<sup>۱۰</sup> و اودین<sup>۱۱</sup> در سال ۱۹۹۵ مجموعه تحقیقاتی را گزارش کرده‌اند که شامل مطالعات نسبتاً کاملی در مورد رفتار دینامیکی سدهای CFR و بویژه خصوصیات رفتاری دال بتنی در حین زلزله می‌باشد. این بررسی‌ها با مدل‌سازی اجزای محدود کرنش مسطح و با فرض رفتار معادل خطی برای مصالح سنگریز صورت گرفت. از مهمترین نتایج این بررسی می‌توان به پیش‌بینی ایجاد تنش کششی در دال بتنی، حین وقوع لرزه‌های شدید اشاره کرد. این امر ضرورت اصلاح جزئیات طراحی دال بتنی برای جلوگیری از ایجاد ترک خوردگی آن را به اثبات رسانید.

حائری و کیهانی (۱۳۷۸) تحقیقات بیشتری روی نتایج بدست آمده توسط اودین و گرتاس انجام داده‌اند. در این بررسی‌ها، با تدوین یک برنامه کامپیوتری، رفتار غیرخطی مصالح سنگریز بر اساس مدل هایپربولیک اصلاح شده مدل شد. حاصل این بررسی‌ها تا حدود زیادی نتایج بدست آمده توسط گرتاس و اودین را تأیید می‌کند و در عین حال افق‌های تازه‌ای برای بررسی بیشتر در مورد ویژگی‌های سدهای CFR پیش روی قرار می‌دهد.

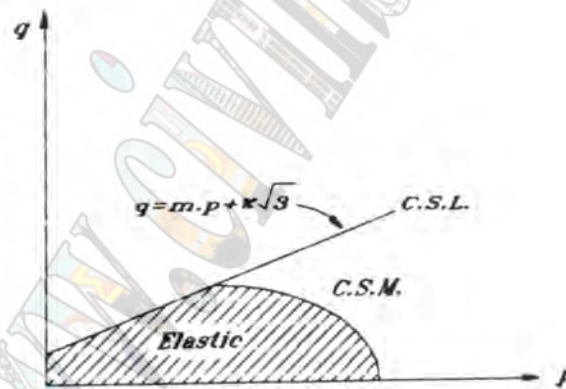
مطالعات حاضر با هدف توسعه و تعمیق اطلاعات موجود در مورد رفتار لرزه‌ای سدهای CFR بویژه تحت اثر تغییرات تراز آب مخزن مطرح می‌شود. بعلاوه برای مدل‌سازی رفتار مصالح سنگریز از مدل الاستوپلاستیک حالت بحرانی استفاده خواهد شد. این دو ویژگی که در مطالعات گذشته به چشم نمی‌خورد، مهمترین خصوصیات تحقیق حاضر به شمار خواهد آمد.

Seed<sup>۴</sup>  
Bureau<sup>۵</sup>  
Sherard<sup>۶</sup>  
Cooke<sup>۷</sup>  
Cagoti<sup>۸</sup>  
Han<sup>۹</sup>  
Uddin<sup>۱۰</sup>  
Gazetas<sup>۱۱</sup>

## نرم افزار و شیوه حل مساله

در مطالعات حاضر برای مدل سازی اجزای محدود و ارزیابی رفتار سدهای CFR از نرم افزار کامپیوتری ANSYS با اعمال اصلاحات لازم استفاده می شود. نسخه اصلی برنامه ANSYS از بین مدل های رفتاری مناسب برای مصالح خاکی و سنگریز، امکان استفاده از مدل الاستیک - پلاستیک کامل دراکر-پراگر<sup>۱۲</sup> را پیش بینی کرده است. در این مطالعات برای مدل سازی دقیق تر رفتار مصالح سنگریز از مدل رفتاری الاستوپلاستیک حالت بحرانی<sup>۱۳</sup> استفاده می شود و برای این منظور یک زیربرنامه کامپیوتری برای اعمال مدل حالت بحرانی در برنامه ANSYS، تدوین شده است. این زیربرنامه به عنوان جزئی از برنامه اصلی و به همراه آن پردازش شده و نسخه اصلاح شده برنامه ANSYS را بدست می دهد چنانکه برنامه جدید کلیه قابلیت های نرم افزار اصلی را داراست و بعلاوه مدل حالت بحرانی در آن قابل استفاده خواهد بود.

در مدل حالت بحرانی رفتار مصالح به صورت ترکیبی از رفتار الاستیک و رفتار پلاستیک سخت شونده در نظر گرفته می شود. سطح تسلیم ثابت برای مصالح، خط حالت بحرانی است که روی آن از قانون جریان غیروابسته (برای حذف اثر اتساع) استفاده می شود و سطوح تسلیم متحرک با معادله ساده یک بیضی معرفی می گردند. وجود سطح تسلیم متحرک، مدل رفتاری را قادر می سازد که رفتار سخت شوندگی مصالح را وارد معادلات نماید. اگر سطح تنش زیر حد تسلیم قرار گیرد (در بارگذاری و یا باربرداری) رفتار بصورت الاستیک غیر خطی با اصلاح پارامترهای سختی مصالح بر اساس سطح تنش موجود فرض می شود. در محدوده رفتار پلاستیک، کرنش پلاستیک تولید شده و ماتریس سختی مماسی الاستوپلاستیک محاسبه می گردد. شکل ۱ جزئیات سطوح تسلیم را در فضای p-q نمایش می دهد.



شکل ۱- جزئیات سطوح تسلیم و نواحی رفتاری

برای مدل سازی میرایی متغیر مصالح سنگریز از مدل های پیرولیک اصلاح شده پایک<sup>۱۴</sup> (۱۹۷۹) استفاده می شود. چون در برنامه ANSYS مقدار میرایی عدد ثابتی فرض می شود لازم است که برای اصلاح میرایی در خلال حل مساله، یک زیر برنامه جداگانه تدوین شود. این زیر برنامه که از نوع ماکروهای قابل تعریف در اصل برنامه است قادر خواهد بود که در هر گام بارگذاری دینامیکی و برای هر یک از المان های سنگریز، مقدار نسبت میرایی اصلاح شده را محاسبه نماید.

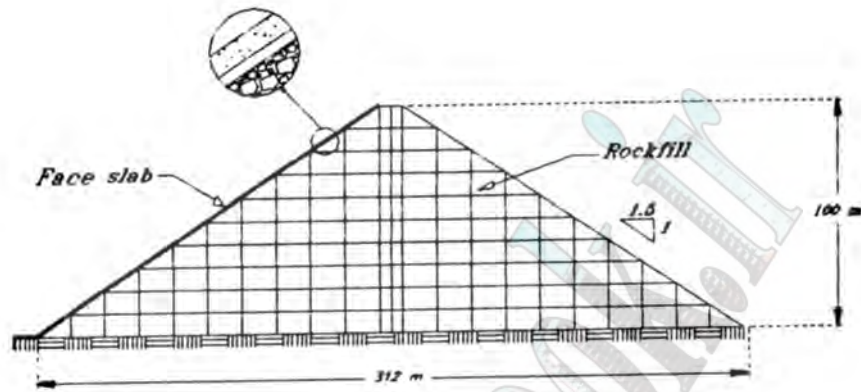
## ویژگی های هندسی و خصوصیات مصالح مدل

برای بررسی پاسخ دینامیکی سد CFR از مدل سازی دو بعدی سطح مقطع سد و فرض برقراری رفتار کرنش مسطح در آن استفاده می شود. شکل ۲ جزئیات هندسی مدل مورد بررسی در این مطالعات را نمایش می دهد. چنانکه در شکل ملاحظه می شود

<sup>۱۲</sup> Drucker - Prager  
<sup>۱۳</sup> Critical State model  
<sup>۱۴</sup> Pyke



ارتفاع سد برابر ۱۰۰ متر و شیب جانبی آن برابر ۱:۱/۵ اختیار شده است. عرض تاج سد برابر ۱۲ متر فرض می شود و دال بتنی رویه با ضخامت ثابت روی شیب بالا دست مدل می گردد.



شکل ۲- جزئیات هندسی مدل سد CFR

برای المان بندی بدنه سنگریز از ۱۰ لایه هریک به ارتفاع ۱۰ متر استفاده می شود و نوع المان بکاررفته برای آن، چهارگرهی ایزوپارامتریک می باشد. در حین آنالیز با فعال کردن تدریجی وزن لایه های سد، توالی اجرای لایه ها و مسأله ساخت تدریجی در نظر گرفته می شود. دال بتنی رویه بصورت الاستیک و توسط المانهای چهارگرهی ریزتر مدل می شود و با رعایت نسبت طول به عرض المانها از لاغر شدن آنها جلوگیری می گردد. همچنین برای اتصال دال بتنی به بدنه سنگریز از المانهای حدفاصل سه گرهی با قابلیت مدلسازی فشاری صرف (بدون تحمل کشش) استفاده می شود. مدل رفتاری حاکم بر این المان مدل موهر-کولمب است و در نتیجه قابلیت مدلسازی لغزش دال بر روی سطح شیب بالادست وجود خواهد داشت.

برای تعیین پارامترهای مدل حالت بحرانی، بکاررفته برای مدلسازی رفتار مصالح سنگریز، بدلیل فقدان نتایج آزمایشگاهی مناسب از روش مبتنی بر فرمولهای تجربی و قضاوت مهندسی استفاده می شود. براساس این روش پارامترهای الاستیک مصالح (G و E) بر اساس متوسط سطح تنش یک لایه مصالح سنگریز به ضخامت ۱۰ متر تعیین شده و سپس سایر پارامترها برای ایجاد همسازی بین پارامترهای الاستیک و فرمولهای تجربی موجود اختیار می گردد (جدول ۱).

فشار دور گیر اولیه	تخلخل اولیه مصالح	نشان باربرداری مصالح	نشان بارگذاری مصالح	زاویه اتساع	زاویه اصطکاک داخلی	چسبندگی c (KPa)	کمیت اولیه
Po (KPa)	e <sub>0</sub>	κ	λ	Φ <sub>p</sub>	Φ	c	نشان
۶۰	۰/۷	۰/۰۰۰۶	۰/۰۰۰۴	۰	۴۰°	۰	مقدار

جدول ۱- پارامترهای مدل حالت بحرانی برای مصالح سنگریز

## آنالیز دینامیکی

براساس مدل هندسی و ویژگی های ارائه شده برای مصالح سنگریز و دال بتنی، آنالیز دینامیکی سازه براساس مفهوم تاریخچه تنش و رعایت توالی و ترتیب مراحل اعمال بار صورت می گیرد. آنالیز دینامیکی در دویخش شامل آنالیز مودال و آنالیز لرزه ای تاریخچه زمانی انجام می گیرد. در آنالیز مودال براساس رفتار الاستیک مصالح، شکل مودهای نوسانی سازه و مقدار فرکانس ارتعاشی آن تعیین می شود. انجام آنالیز مودال به منظور کنترل صحت مدلسازی و نیز تعیین فرکانس اول ارتعاشی سیستم صورت می گیرد و فرکانس اول ارتعاشی برای تعیین ضرایب میرایی رایلی<sup>۱۵</sup> و اعمال آن در معادلات اجزای محدود به منظور حل معادله تعادل دینامیکی بکار می رود. در بخش دوم با در نظر گرفتن رکورد زلزله ال سنترو ( $PGA = 0.35g$ ) به عنوان مبنای مطالعات، تاریخچه شتاب این زلزله بصورت تحریک ارتعاشی بر سد اعمال می شود و با تغییر تراز آب مخزن، اثر این تغییرات در پاسخ دینامیکی و لرزه ای بررسی خواهد شد.

## نتایج آنالیز مودال

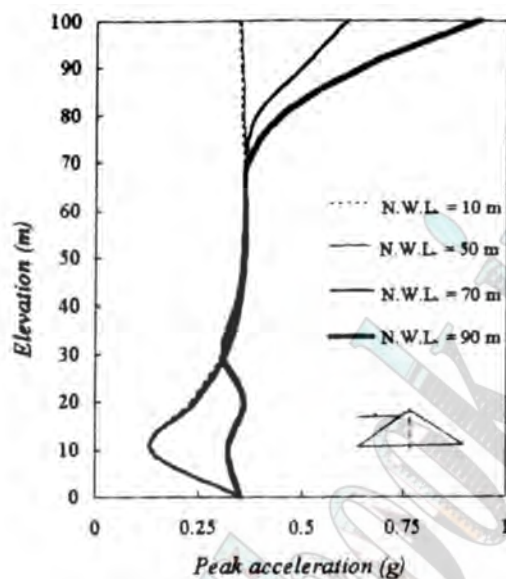
در جدول ۲ نتایج بدست آمده از آنالیز مودال مقطع سد CFR مورد بحث شامل مقدار فرکانس ارتعاشی و زمان تناوب نظیر آن برای ۱۰ مود ارتعاشی اول سازه ارائه شده است. چون رفتار در آنالیز مودال بصورت الاستیک خطی می باشد برای وارد کردن اثر تنش همه جانبه در مقدار سختی المانها، در هر لایه مصالح سنگریز از متوسط تنش ناشی از وزن لایه های فوقانی برای تعیین مدول الاستیسیته آن لایه استفاده می شود. چنانکه نتایج بدست آمده نشان می دهد فرکانس مود ارتعاشی اول برابر  $1/228$  هرتز است که از آن در تعیین ضرایب میرایی رایلی استفاده می شود.

مود	فرکانس (Hz)	T(Sec)	مود	فرکانس (Hz)	T(Sec)
۱	۱/۲۲۸	۰/۸۱۴	۶	۳/۱۰۱	۰/۳۲۲
۲	۱/۸۹۳	۰/۵۲۸	۷	۳/۳۹۲	۰/۲۹۵
۳	۲/۱۴۷	۰/۴۶۶	۸	۳/۴۷۹	۰/۲۸۷
۴	۲/۶۴۰	۰/۳۷۹	۹	۴/۰۷۷	۰/۲۴۵
۵	۲/۸۹۶	۰/۳۴۵	۱۰	۴/۱۵۲	۰/۲۴۱

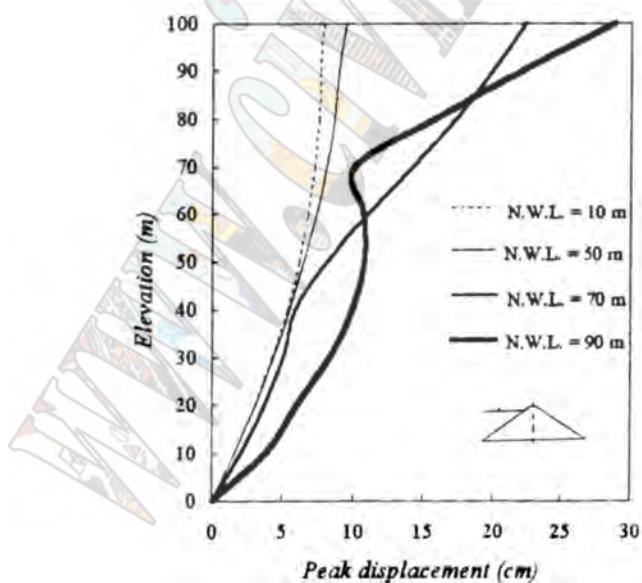
جدول ۲- نتایج آنالیز مودال سد CFR

## پاسخ لرزه ای بدنه سد

نتایج حاصل از آنالیز لرزه ای سد با در نظر گرفتن چهار تراز مختلف برای آبدگیری مخزن (۱۰، ۵۰، ۷۰ و ۹۰ متر) در شکل های ۳ تا ۶ مشاهده می شود. چنانکه در شکل ۳ ملاحظه می شود شتاب القایی در ترازهای آبدگیری ۷۰ و ۹۰ متر در بخش یک سوم فوقانی سد و بویژه در مجاورت تاج تشدید می شود چنانکه ضریب تشدید در تاج نسبت به سنگ بستر در دو حالت مذکور به  $1/73$  و  $2/65$  می رسد. چنین پدیده ای در تراز آبدگیری پائین تر (۱۰ و ۵۰ متر) قابل مشاهده نیست. علت عمده این اختلاف را می توان به تغییر مود نوسانی غالب بر اثر افزایش ارتفاع آبدگیری مخزن مربوط دانست. چنانکه در شکل ۴ ملاحظه می شود با افزایش ارتفاع آب تا ۷۰ و ۹۰ متر، شکل کلی تغییر مکان افقی سد تغییر کرده و با شرایط مشابه مود اول ارتعاشی جسم یک درجه آزادی متفاوت می گردد.



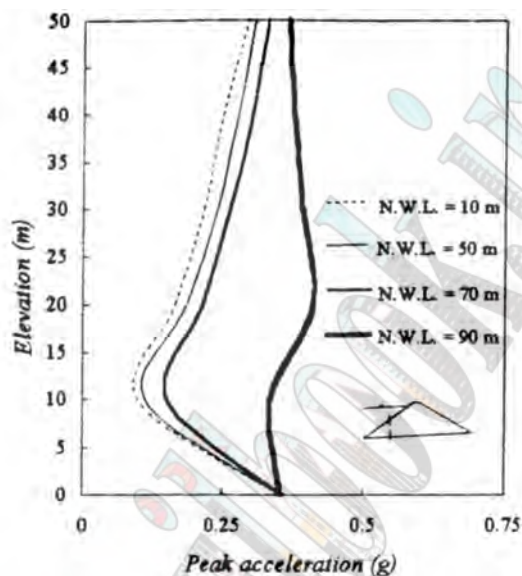
شکل ۳ - توزیع شتاب افقی حداکثر در محور مرکزی سد



شکل ۴ - توزیع تغییر مکان افقی حداکثر در محور مرکزی سد

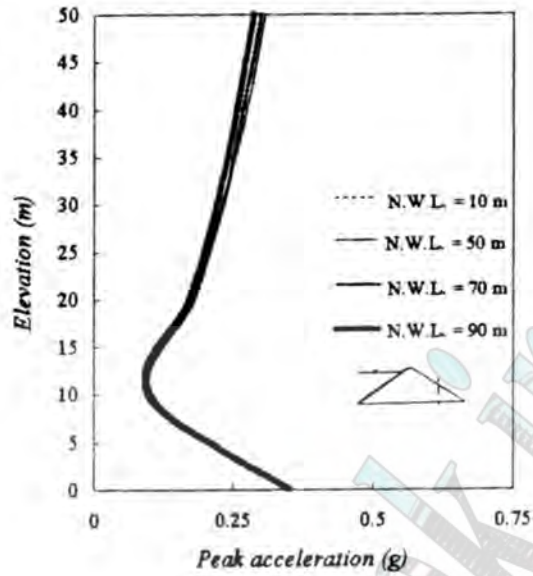
در ترازهای آبگیری ۱۰ و ۵۰ متر، سد شبیه یک سازه یک درجه آزادی عمل می کند و حداکثر تغییر مکان افقی تاج سد به حدود ۸ سانتی متر می رسد. با افزایش ارتفاع آب، تغییر مکان تاج به شدت افزایش یافته و مقدار آن همراه با تغییر توزیع جابجایی در ارتفاع سد تا حدود ۳۰ سانتی متر افزایش می یابد.

در شکل‌های ۵ و ۶، توزیع شتاب افقی حداکثر در محورهای قائم بالادست و پائین دست سد مشاهده می‌شود چنانکه محور بالادست به فاصله ۷۵ متر از پاشنه سد و محور پائین دست به فاصله ۷۵ متر از پنجه سد در نظر گرفته شده است. در شکل ۵ ملاحظه می‌شود که الگوی توزیع شتاب در ترازهای آبگیری ۱۰، ۵۰ و ۷۰ متر شبیه یکدیگر بوده و تشدید قابل توجهی در آنها مشاهده نمی‌شود.



شکل ۵ - توزیع شتاب افقی حداکثر در محور بالادست

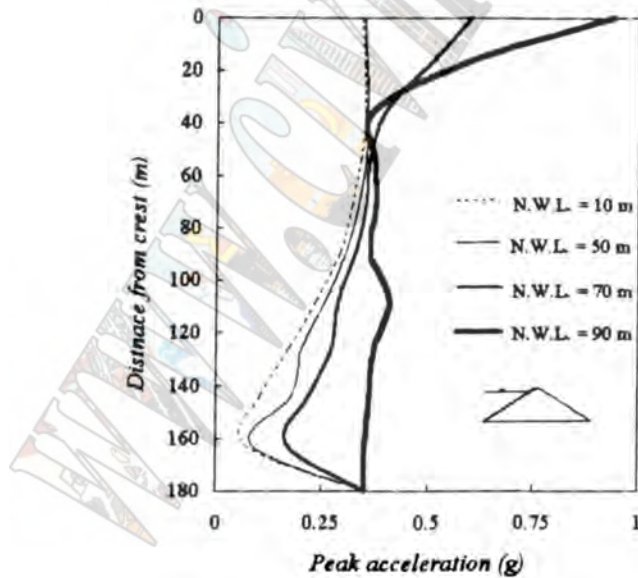
در تراز آبگیری ۹۰ متر، الگوی توزیع شتاب تغییر کرده و تشدید مختصر در حدود ارتفاع ۲۰ متری از کف ملاحظه می‌گردد (ضریب تشدید معادل ۱/۱۶). الگوی توزیع شتاب در محور پائین دست سد مطابق شکل ۶ به صورت نسبی مستقل از ارتفاع آبگیری مخزن می‌باشد که این امر با توجه به حجم زیاد مصالح سنگریز در بدنه سد و عدم تأثیر قابل ملاحظه آبگیری در بخش پائین دست محور مرکزی توجیه می‌شود. همچنین مطابق این شکل، پدیده تشدید قابل ملاحظه‌ای در بخش پائین دست سد انتظار نمی‌رود.



شکل ۶- توزیع شتاب افقی حداکثر در محور پایین دست

### پاسخ لرزه‌ای دال بتنی

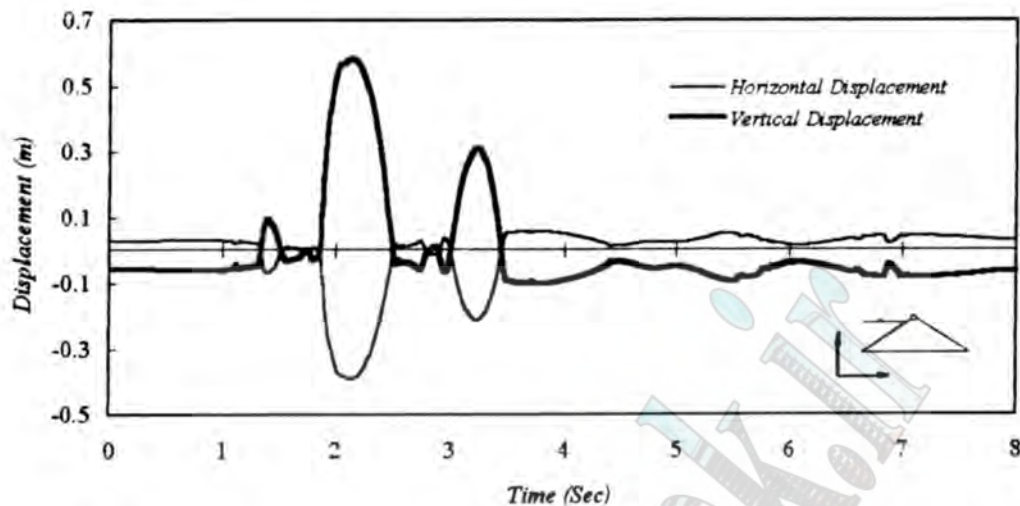
مهمترین نتایج حاصل از آنالیز لرزه‌ای برای بخش دال بتنی رویه در شکل‌های ۷ تا ۱۲ ملاحظه می‌شود.



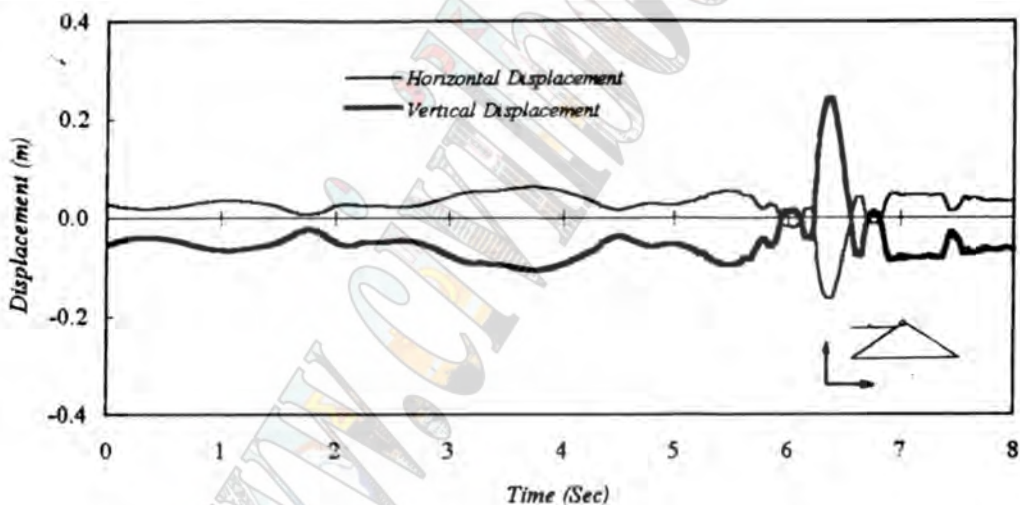
شکل ۷- توزیع شتاب افقی حداکثر در امتداد دال بتنی رویه

چنانکه در شکل ۷ ملاحظه می‌شود، تراز آبرگیری مخزن روی مقدار شتاب بیشینه القایی در امتداد دال بتنی اثر قابل ملاحظه‌ای دارد چنانکه به صورت کلی با افزایش ارتفاع آبرگیری شتاب ثبت شده بیشتر می‌شود و حداکثر تشدید در مجاورت تاج سد و نظیر تراز آبرگیری حداکثر (معادل ۹۰ متر) اتفاق می‌افتد. در این حالت ضریب تشدید در مجاورت تاج به  $2/67$  می‌رسد. ایجاد این تشدید بویژه از نظر پتانسیل بروز خرابی در دیواره‌نگهبان (parapet wall) مجاور تاج سد اهمیت دارد و می‌تواند منجر به خرابی این دیوار و کاهش فاصله آزادین تراز بیشینه آب و تاج سد گردد.



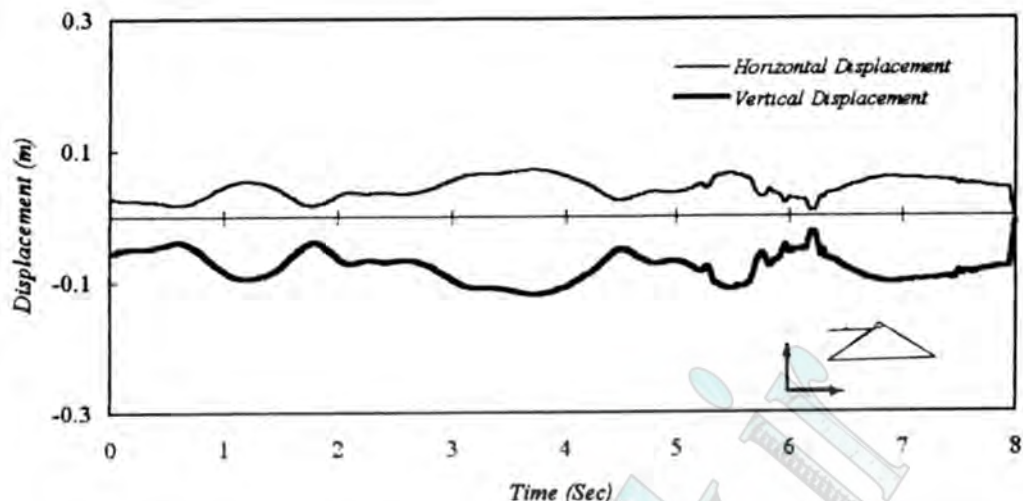


شکل ۸- تاریخچه تغییر مکان نقطه فوقانی دال در تراز آبگیری ۱۰ متر



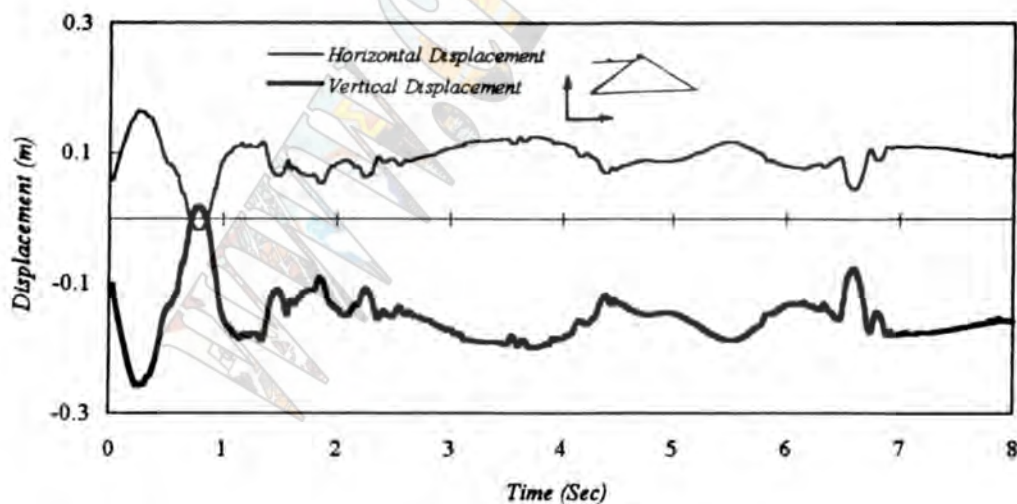
شکل ۹- تاریخچه تغییر مکان نقطه فوقانی دال در تراز آبگیری ۵۰ متر

در شکل‌های ۸ تا ۱۱ تاریخچه تغییر مکان نقطه فوقانی دال (نقطه مجاور تاج سد) در ترازهای آبگیری مختلف و در ضمن وقوع زلزله ارائه شده است. چنانکه در شکل ۸ مشاهده می‌شود در تراز آبگیری ۱۰ متر به دلیل فقدان فشار هیدرواستاتیکی آب بر روی بخش عمده‌ای از دال بتنی، پتانسیل برکنش (uplift) دال از روی بدنه وجود دارد و نقطه فوقانی دال تا حدود ۶۰ سانتی‌متر به طرف بالا و حدود ۴۰ سانتی‌متر به طرف بالادست تغییر مکان می‌دهد (حدود ۷۰ سانتی‌متر عمود بر شیب بالادست). در تراز آبگیری ۵۰ متر (شکل ۹) مقدار تغییر مکان کاهش می‌یابد و به حدود ۲۵ سانتی‌متر عمود بر شیب بالادست سد می‌رسد.

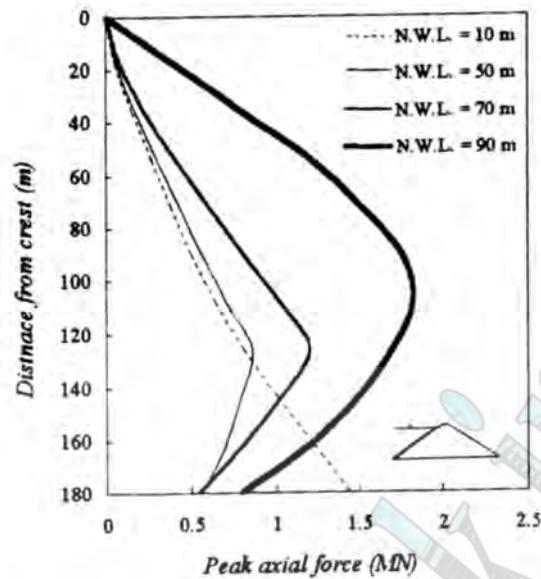


شکل ۱۰ - تاریخچه تغییر مکان نقطه فوقانی دال در تراز آبگیری ۷۰ متر

با افزایش ارتفاع آب مخزن به ۷۰ متر (شکل ۱۰) پتانسیل برکنش نقطه فوقانی دال از بین می‌رود و اثر قابل توجه وزن آب مانع از بلند شدن دال از روی بدنه سد می‌شود. افزایش بیشتر ارتفاع آب در مخزن سد گرچه باعث افزایش وزن مؤثر روی دال بتنی می‌شود اما از طرف دیگر طبق شکل ۷ منجر به تشدید شتاب درمجاورت تاج و افزایش مقدار شتاب القایی در دال بتنی می‌گردد، چنانکه مطابق شکل ۱۱ در تراز آبگیری ۹۰ متر بار دیگر پتانسیل برکنش در دال ایجاد می‌شود و مقدار آن به حدود ۵ سانتی متر عمود بر شیب بالادست سد بالغ می‌گردد. در واقع افزایش ارتفاع آب در مخزن سد اثر دوگانه‌ای بر دال بتنی دارد چنانکه از یکسو منجر به افزایش شتاب القایی در تاج می‌شود و از سوی دیگر وزن مؤثر بر روی دال را افزایش می‌دهد. در تراز آبگیری حدود ۷۰ متر این دو عامل، اثر یکدیگر را خنثی کرده و پدیده برکنش بطور کامل زائل می‌شود.



در شکل ۱۲ الگوی توزیع مقدار حداکثر نیروی محوری ایجاد شده در دال بتنی رویه ارائه شده است.



شکل ۱۲- توزیع نیروی محوری حداکثر در دال بتنی رویه

چنانکه در شکل مشاهده می‌شود الگوی تغییرات برای ترازهای آبگیری ۵۰، ۷۰ و ۹۰ متر مشابه بوده و با افزایش ارتفاع آب، مقدار نیروی محوری حداکثر که در فاصله ۱۰۰ تا ۱۳۰ متری تاج سد ایجاد می‌شود، به تدریج افزایش می‌یابد. در تراز آبگیری ۱۰ متر الگوی تغییرات نیروی محوری عوض می‌شود و مقدار حداکثر نیروی محوری در مجاورت دال بتنی پنجه (در پای سد) اتفاق می‌افتد. اگر حداکثر تنش کششی قابل تحمل برای بتن حدود ۳ تا ۴ مگاپاسکال فرض شود مقدار نیروی محوری حداکثر تا قبل از ایجاد ترک در بتن دال ۳۰ سانتی متری به حدود ۱/۲ مگانیوتن بالغ می‌شود. در نتیجه طبق شکل ۱۲ برای جلوگیری از ایجاد ترک در بتن تحت اثر لرزش ناشی از زلزله لازم است که تمهیدات خاصی مانند افزایش تسلیح بتن دال رویه در فاصله ۷۰ تا ۱۵۰ متری تاج سد و یا افزایش ضخامت دال در این محدوده (تا حدود ۵۰ سانتی متر) بکار بسته شود.

### نتیجه گیری

در این مقاله، برخی نتایج تحلیلی بدست آمده در مورد رفتار لرزه‌ای سدهای CFR ارائه شد. در این بررسی‌ها، با استفاده از مدل‌سازی اجزای محدود در حالت کرنش مسطح، مقطع عمومی یک سد سنگریز بارویه بتنی براساس رفتار الاستوپلاستیک حالت بحرانی مصالح سنگریز و رفتار الاستیک خطی دال بتنی رویه تحت اثر رکورد شتاب الاسترو مورد تحلیل واقع شد. مهمترین نتایج حاصل از این مطالعات رامی توان به شرح زیر خلاصه نمود:

۱- با افزایش تراز آبگیری مخزن در سدهای CFR، شتاب القایی در بخش یک سوم فوقانی و بویژه در تاج سد تشدید می‌شود و ضریب تشدید بین ۱/۷ تا ۲/۷ حاصل می‌گردد. در ترازهای آبگیری پائین تر از حالت مخزن نیمه پر پدیده تشدید مشاهده نمی‌شود.

۲- در ترازهای آبگیری بالاتر از شرایط مخزن نیمه پر، طبیعت جابجایی‌های افقی سد تغییر کرده و

مودنوسانی غالب از شرایط مشابه مود ارتعاشی اول سیستم یک درجه آزادی دور می‌شود. حداکثر جابجایی افقی در تاج سد مورد مطالعه به حدود ۳۰ سانتی متر در شرایط آبگیری مخزن پر بالغ می‌گردد.

۳- با افزایش ارتفاع آب در مخزن سد، شتاب القایی در دال بتنی رویه بویژه در مجاورت تاج سد افزایش می‌یابد و در تراز بیشینه آب، ضریب تشدید به ۲/۶۷ می‌رسد. این شتاب القایی می‌تواند منجر به خرابی دیواره نگهدارنده و کاهش ارتفاع آزاد آب در مخزن سد گردد.

۴- افزایش ارتفاع آب در مخزن سد اثر دوگانه‌ای بر دال بتنی دارد چنانکه از یک طرف موجب تشدید شتاب در مجاورت تاج می‌شود و از سوی دیگر وزن مؤثر بر روی دال را افزایش داده و از برخاستن آن جلوگیری می‌کند. در تراز آبگیری ۷۰ متر این دو پدیده اثر یکدیگر را خنثی کرده و برکنش دال مشاهده نمی‌شود اما در تراز آبگیری کمتر و بیشتر از این حد پدیده برکنش به صورت قوی (حدود ۷۰ سانتی‌متر) یا ضعیف (حدود ۵ سانتی‌متر) مشاهده می‌شود.

### تشکر و قدردانی

در مطالعات حاضر، از پشتیبانی مالی معاونت پژوهشی دانشگاه صنعتی شریف استفاده شده که بدینوسیله از این معاونت تشکر و قدردانی می‌شود.

### مراجع

- 1-Seed, H.B., Seed, R.B., Lai, S.S., and Khamenehpour, B. (1985), "Seismic design of concrete-faced rockfill dams." Proc. of symp. on Concrete-Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ASCE, New York, N.Y., pp. 459-478.
- 2-Bureau, G., Volpe, R.L., Roth, W. and Udaka, T. (1985), "Seismic analysis of concrete face rockfill dams." Proc. of symp. on Concrete-Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ASCE, New York, N.Y., pp. 479-508.
- 3-Sherard, J.L., and Cooke, J.B. (1987), Concrete faced rockfill dams, I. Assesment and II. Design, J. of Geotech. Engrg., ASCE, Vol.113, No.10, pp. 1096-1132.
- 4-Han, G., Kong, X., and Li, J. (1988), Dynamic experiments and numerical simulations of model concrete-faced rockfill dams, Proc. of IX World Conf. on Earthq. Engrg., Vol.VI, Tokyo-Kyoto, Japan.
- 5-Uddin, N., and Gazetas, G. (1995), Dynamic response of concrete - faced rockfill dams to strong seismic excitations, J. of Geotech. Engrg., ASCE, Vol.121, No.2, pp. 185-196.
- ۶- حائری، سیدمحسن و کیهانی، رضا، آنالیز دینامیکی سدهای سنگریز با رویه بتنی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح، مجموعه مقالات سومین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، جلد ۳، تهران، ۱۳۷۸، صفحات ۹۵ تا ۱۰۴.
- 7- Pyke, R. (1979), Nonlinear Soil Models for Irregular Cyclic Loading, J. of Geotech. Engrg.Div., ASCE, Vol. 105, No.GT6, pp. 715-726.
- 8- Desai, C.S. and Siriwardane, H.J. (1984), Constitutive laws for engineering materials, Prentice-Hall Inc., New Jersey.
- 9- Britto, A.M., and Gunn, M.J. (1987), Critical state soil mechanics via finite elements, JohnWiley & Sons, New York.
- 10- ANSYS user manual (1996), 2nd Edition, SAS IP. Inc.

## برخی ملاحظات در ارزیابی پایداری سدهای خاکی

شاهین قانونی<sup>۱</sup>

داود صالحی<sup>۲</sup>

رضامهین روستا<sup>۳</sup>

### چکیده :

یکی از متداول ترین روش های ارزیابی پایداری سدهای خاکی در برابر زلزله، محاسبه مقدار جابجایی دائمی (Permanent Displacement) توده های محتمل لغزنده در بدنه سد تحت اثر تاریخچه شتاب زلزله برپایه روش پیشنهادی نیومارک می باشد. در مسائل مهندسی بطور معمول تاریخچه متوسط شتاب اعمال شده بر روی توده لغزنده براساس تحلیل های دینامیک تعیین میشود و مقدار جابجایی با توجه به شتاب بحرانی (kc) حاصل از تحلیل تعادل حدی شبه استاتیک با استفاده از روش نیومارک تعیین می گردد. بطور معمول، تحلیل های دینامیک بر روی سدهای خاکی با فرض رفتار خطی و یا برپایه روش معادل خطی (Equivalent linear method) انجام میشود. در تمامی این روش ها بدلیل خطی بودن رفتار مقدار جابجایی دائمی در پایان تحلیل برابر صفر میشود. معمولا این نوع تحلیل ها برای محاسبه جابجایی با روش نیومارک ترکیب میشوند. بدین معنی که از پاسخ های شتاب حاصل از تحلیل خطی ویا معادل خطی برای محاسبه جابجایی استفاده می گردد. در این پژوهش بران شدیم که با انجام تحلیل های دینامیکی غیرخطی با رفتارهای خمیری الاستوپلاستیک بر روی یک سد همگن نمونه به مقایسه نتایج این روش ها با شیوه های دقیق تر بپردازیم.

### کلمات کلیدی :

سدخاکی، تحلیل دینامیک، پایداری شیب، جابجایی دائمی، روش نیومارک، رفتار غیر خطی

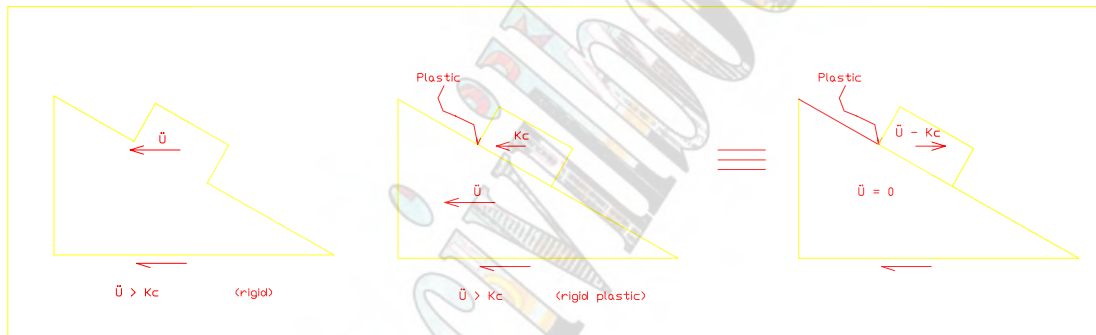
<sup>۱</sup> دکترای مکانیک خاک از کالج سلطنتی انگلستان و مدیربخش مکانیک خاک و سنگ شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس  
<sup>۲</sup> فوق لیسانس مکانیک خاک از دانشگاه شهید چمران اهواز و کارشناس مکانیک خاک شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس  
<sup>۳</sup> دانشجوی دکتری ژئوتکنیک دانشگاه صنعتی شریف، کارشناس مکانیک خاک شرکت مهندسی مشاور مهتاب قدس



## مقدمه

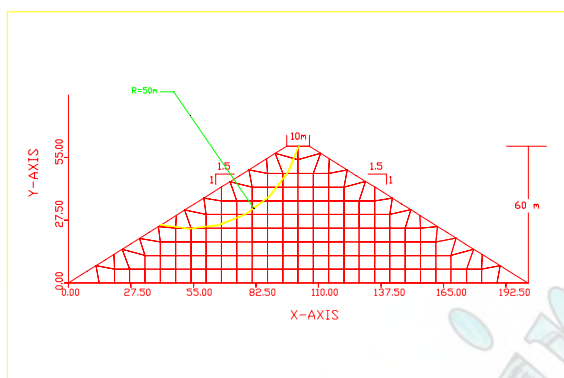
بدلیل گذرابودن نیروهای اعمال شده توسط زلزله و تغییر جهت شتاب در کسری از ثانیه بر روی توده‌های لغزنده اعمال تاریخچه شتاب زلزله منجر به ایجاد جابجایی بر روی شیب می‌گردد که این جابجایی میبایست به میزان مجاز در سطوح مختلف طراحی باشد. پذیرش این امر باعث شد که روش‌های قدیمی تحلیل شبه استاتیک جای خود را به روش‌های دقیق‌تر ارزیابی جابجایی دائمی توده‌های لغزنده بدهد و به عنوان معیار طراحی پایداری دینامیک شیب‌ها پذیرفته شود. این ایده برای نخستین بار توسط نیومارک مطرح شد. نیومارک با فرض رفتار صلب-پلاستیک پیشنهاد کرد که مقدار جابجایی دائمی شیب با دوبار انتگرال‌گیری از تفاضل شتاب‌های زلزله پایه نسبت به شتاب بحرانی ( $K_C$ ) شتابی که در آن توده لغزنده در آستانه حرکت قرار می‌گیرد، مقدار جابجایی محاسبه شود. شکل ۱ نمایی از ایده اولیه نیومارک را نشان می‌دهد.

مهندسان و محققان این روش را که بر پایه رفتار صلب-پلاستیک استوار شده بود به رفتارهای خطی تعمیم دادند بدین معنی که پاسخ شتاب در یک محیط خطی را با شتاب حدی ( $K_C$ ) مقایسه نموده و با استفاده از روش پیشنهادی نیومارک مقدار جابجایی ماندگار را محاسبه نمودند. این روش بویژه در مسائل مهندسی گسترش فراوانی یافته است و نمودارها و جداول متعددی برای محاسبه جابجایی بر پایه این نگرش ارائه شده است. در تمامی این روش‌ها مقدار جابجایی بر پایه تحلیل دینامیک با رفتار خطی و اعمال میرایی به روش نیومارک محاسبه شده است.



شکل ۱- ایده اولیه نیومارک برای تعیین جابجایی

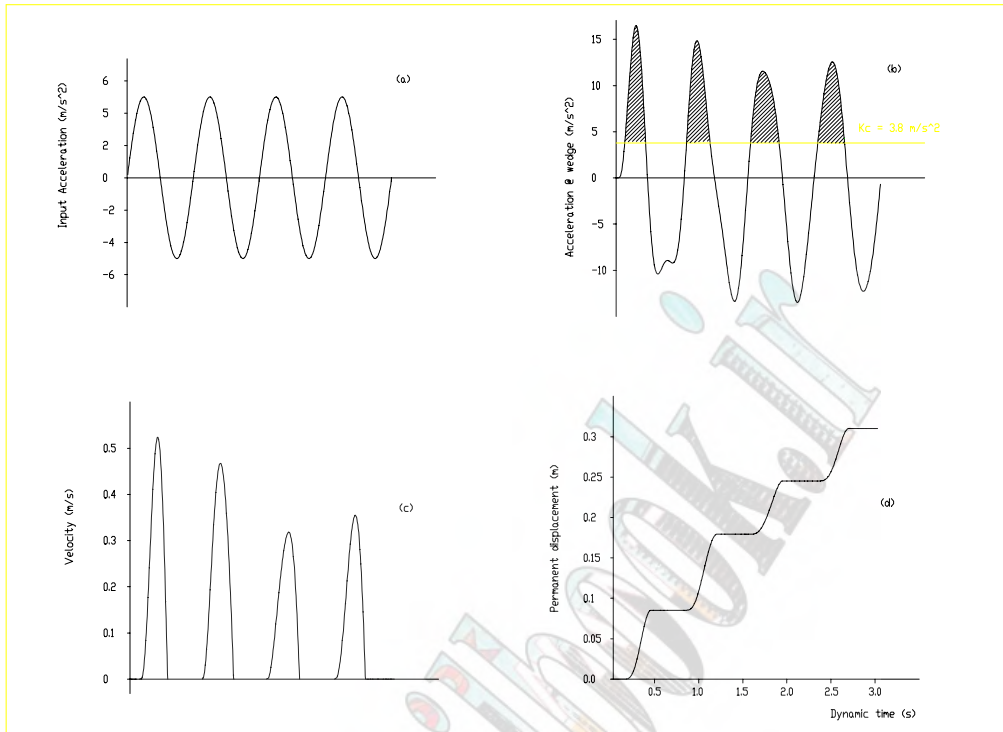
در مسائل مهندسی برای در نظر گرفتن اثر غیرخطی رفتار مصالح از روش معادل خطی در تحلیل دینامیک استفاده می‌گردد. در روش معادل خطی (Equivalent linear method) رفتار مصالح خطی فرض می‌گردد و با افزایش میرایی و کاهش مدول برشی خاک متناسب با افزایش کرنش برش حداکثر تجربه شده در هر المان خاک پس از چند مرحله سعی خطا رفتار غیرخطی معادل سازی می‌گردد. در این شیوه تحلیل بدلیل رفتار خطی مصالح مقدار جابجایی در پایان تاریخچه زلزله برابر صفر میشود. سوالی که مطرح است اینست که آیا میتوان نتایج این نوع تحلیل‌ها (خطی و یا معادل خطی) را پایه محاسبه جابجایی قرارداد و پاسخ دینامیک بدنه سد را در این روش‌ها به پاسخ واقعی سد نزدیک دانست؟ آیا اثرات میرایی و غیرخطی شدن رفتار خاک که باعث ایجاد تغییر شکل ماندگار می‌گردد می‌بایست در تحلیل‌های دینامیک پایه محاسبات جابجایی در نظر گرفته شود؟ در روش معادل خطی رفتار نرم شده خاک برگشت پذیر است در حالی که در واقعیت رفتار غیرخطی برگشت پذیر نیست و باعث جابجایی ماندگار (Permanent Displacement) می‌گردد. طرح سوالات فوق مقدمه‌ای بر بررسی‌هایی گردیده که در این مقاله به بخشی از نتایج حاصل از آن پرداخته شده است.



شکل ۲- شبکه المانهای سد و توده لغزشی در نظر گرفته شده در تحلیلها

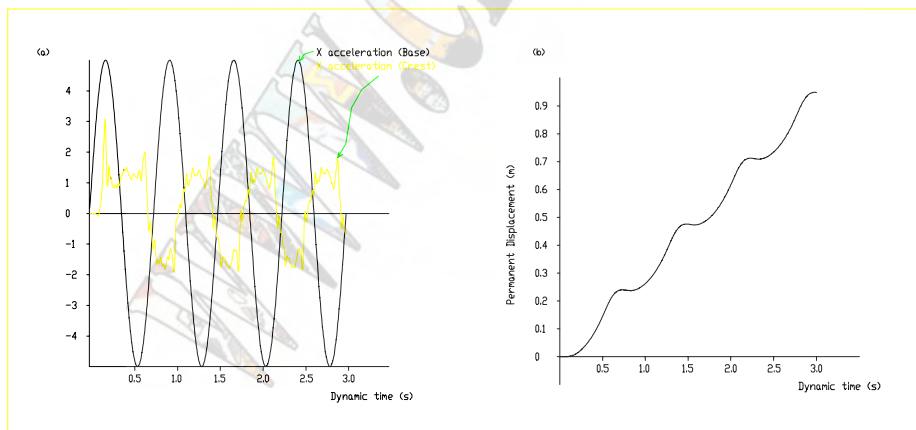
### نحوه مدل‌سازی و روش تحلیل

بمنظور مقایسه نتایج حاصل از سه نگرش مطرح شده فوق (تحلیل خطی، تحلیل معادل خطی و تحلیل غیرخطی الاستوپلاستیک (Elasto- Perfect Plastic)) بر روی پاسخ دینامیک و مقدار جابجایی دائمی بدنه سد، یک سد نمونه همگن به ارتفاع ۶۰ متر با استفاده از نرم افزار کامپیوتری Flac با سه نگرش فوق تحلیل شده است. روش حل عددی در Flac روش تفاضل محدود صریح (Explicit Finite difference) می‌باشد و در آن معادلات تعادل دینامیک در حوزه زمانی (Time Domain) در شبکه محاسباتی حل می‌گردد. شبکه محاسباتی تفاضل محدود سد همگن نمونه در شکل ۲ نشان داده شده است. در تمامی تحلیل‌ها مقدار جابجایی برای یک توده لغزنده مشخص که در شکل ۲ نشان داده شده، محاسبه و مقایسه شده است. مقدار جابجایی افقی از تحلیل‌های خطی و معادل خطی به روش نیومارک با دو بار انتگرالگیری از اختلاف شتاب متوسط گوه لغزش و (K C) محاسبه شده است. در شکل ۳ روند یک نمونه از آنالیزهای انجام شده با این روش ارائه شده و در آن به ترتیب شتاب ورودی، پاسخ شتاب متوسط توده لغزنده، سرعت‌های حاصل از شتاب توده و تغییر مکان حاصل از آن نشان داده شده است.



شکل ۳- روند یک نمونه از تحلیلیها به روش نیومارک

در تحلیل های غیرخطی الاستوپلاستیک جابجایی توده لغزنده با متوسط گیری از جابجایی های افقی باقیمانده در گره های داخلی گوه لغزش محاسبه شده است. در شکل ۴ یک نمونه از نتایج تحلیلهای غیرخطی ارائه شده است.



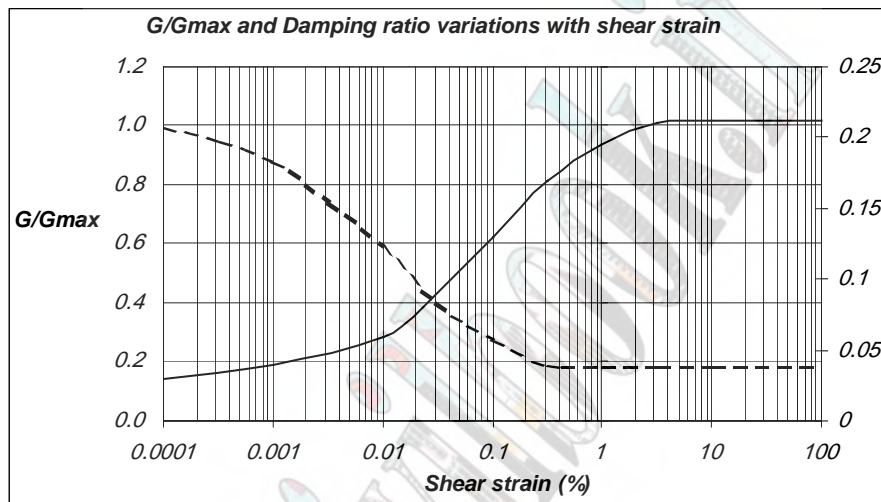
شکل ۴- نتایج یک نمونه از تحلیلهای غیرخطی

در این تحلیل پررود ورودی ۷۵٪ ثانیه است. همانطور که در شکل ۴ مشاهده میشود شتاب تاج سد در رفتار غیرخطی از حد مشخصی تجاوز نمیکند درحالیکه شتاب ورودی از پاسخ شتاب تاج نیز بیشتر بوده است. این مطلب نشان میدهد که شتاب اضافی به تغییر مکان تبدیل شده است که نتیجه تغییر مکانها نیز در شکل ۴ آمده است. در تحلیل معادل خطی مدول برشی حداکثر ( $G_{max}$ ) متناسب با سطح تنش برپایه رابطه زیر با فرض مصالح سنگریزه‌ای برای بدنه سد نمونه در نظر گرفته شده است.

$$G_{\max} = 13000 \frac{(2/17 - e)^2}{1 + e} (\sigma_0) 0/55 \quad \text{KN/m}^2 \quad (\text{Kokusho and Esashi 1981})$$

$$\sigma_0 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$$

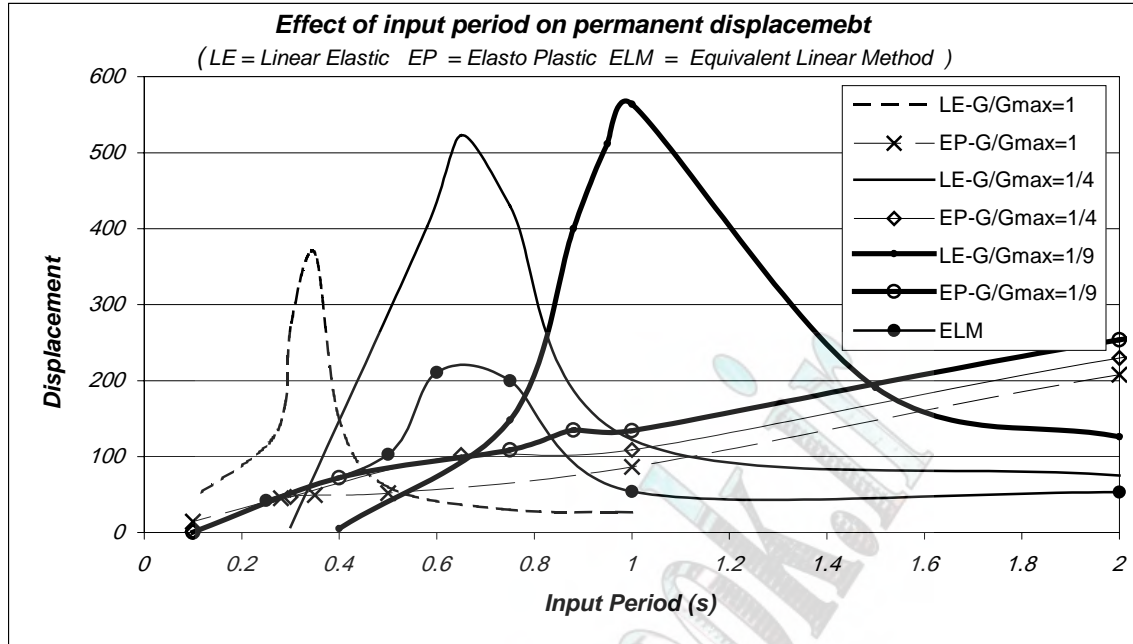
تغییرات میرایی و مدول برشی وابسته به کرنش برشی در روش معادل خطی مطابق شکل ۵ در نظر گرفته شده است. (Ishihara, 1986). در تحلیل های خطی و غیرخطی الاستوپلاستیک، میرایی معادل ۴٪ برای تمامی نواحی در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که در تمامی حالات سد نمونه معرفی شده تحت یک لرزه سینوسی افقی به طول زمانی ۳ ثانیه قرار داده شده است و با تغییر در دامنه و پرپود نوسان در لرزه ورودی، تاثیرات نوع لرزه بر روی پاسخ دینامیک سد بررسی شده است.



شکل ۵- تغییرات مدول برشی و میرایی با کرنش برشی

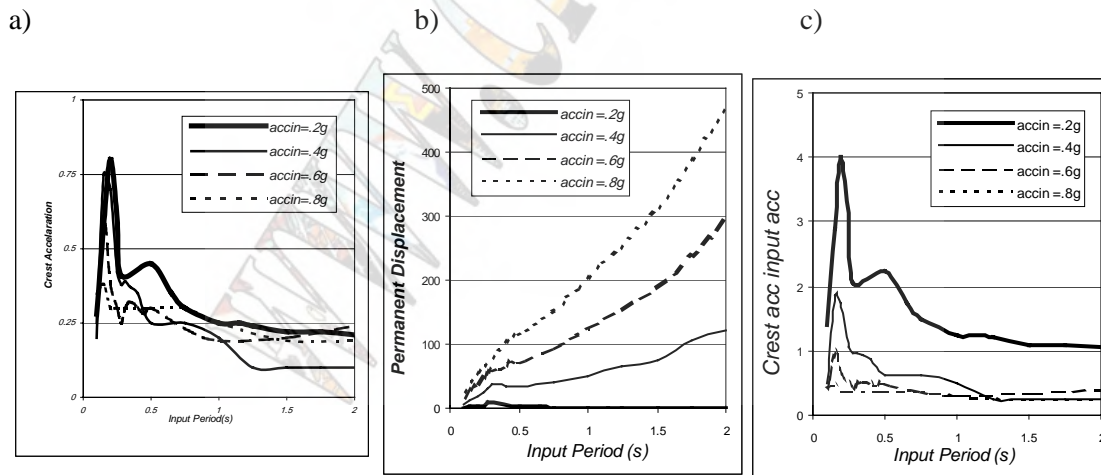
### نتایج تحلیل ها

بمنظور بررسی تاثیر پرپود طبیعی بدنه سد روی جابجاییهای دائمی، مدول برشی خاک با نسبت های ۱/۱، ۱/۴ و ۱/۹ تغییر داده شده است. بدین ترتیب پرپود طبیعی بدنه سد به نسبت ۱، ۲ و ۳ برابر تغییر خواهد نمود. سد نمونه مورد بررسی تحت لرزه سینوسی با دامنه ۰/۵ g در پرپودهای پایه مختلف تحلیل و مقدار جابجایی توده لغزنده شکل ۲ در سه حالت رفتار غیرخطی الاستوپلاستیک، رفتار خطی و معادل خطی محاسبه شده است که در شکل ۶ نتایج حاصل از آن نشان داده شده است (تغییر مکانها بر حسب سانتیمتر). همانگونه که مشاهده میشود مقدار جابجایی در تحلیل خطی در شرایط تشدید (Resonance) به شدت زیاد می باشد در حالیکه در تحلیل با رفتار غیرخطی جابجایی ها با افزایش پرپود زلزله پایه افزایش یافته است. در تحلیل غیرخطی نقطه همزمانی و تشدید مشاهده نمیشود. همانگونه که در شکل ۶ مشاهده میشود در تحلیل معادل خطی پرپود طبیعی سیستم تغییر یافته است و به دلیل افزایش میرایی نسبت به تحلیل خطی با پرپود طبیعی مشابه مقدار جابجایی کمتر محاسبه می گردد. در تحلیل های خطی جابجایی در محدوده تشدید بزرگتر از جابجایی محاسبه شده در روش غیرخطی است.



شکل ۶- تغییر مکانهای محاسبه شده به روشهای خطی، خطی معادل و غیرخطی الاستوپلاستیک

در یک بررسی دیگر تغییرات دامنه و پریود طبیعی زلزله پایه در تحلیل غیرخطی ارزیابی شد. در شکل های a-۷، b-۷ و c-۷ به ترتیب تغییرات شتاب تاج، تغییرات جابجایی دائمی توده لغزنده و تغییرات نسبت بزرگنمایی شتاب در پریودهای پایه مختلف نشان داده شده است. با افزایش پریود بزرگنمایی شتاب کاهش یافته و ظرفیت بزرگنمایی شتاب با افزایش دامنه زلزله ورودی کاهش می یابد. مطابق آنچه در شکل ۷ مشاهده می گردد شتاب تاج در شرایط تشدید افزایش یافته است اما افزایش شتاب تاج تاثیر ناچیزی بر روی جابجایی توده لغزنده داشته است (شکل b-۷).



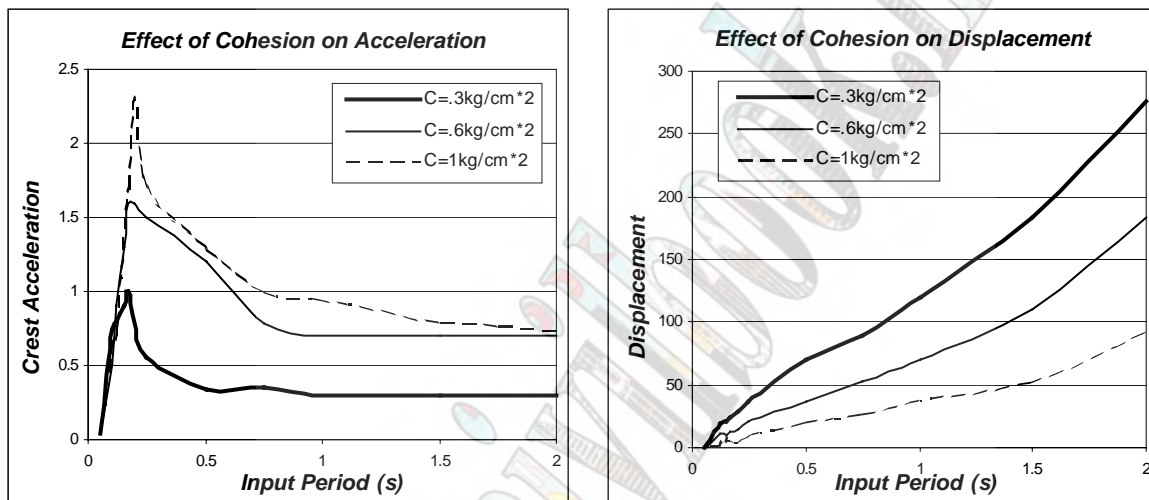
شکل ۷- تاثیر شتاب ورودی در پاسخ سد در تحلیل غیرخطی

میزان بزرگنمایی شتاب تاج با افزایش دامنه زلزله ورودی به شدت کاهش می یابد (شکل c-۷) و بغیر از شرایط تشدید مقدار شتاب تاج در دامنه های مختلف زلزله ورودی اغلب کمتر از مقدار شتاب بحرانی (kc) اندازه گیری شده است. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل های انجام شده مقدار تغییر شکل بدنه سد بمقدار زیادی وابسته به پریود و دامنه زلزله پایه می باشد و نقش پریود طبیعی بدنه با کاهش پریود ورودی قابل ملاحظه می شود. نتایج بررسی ها بخوبی نشان می دهد که یک سیستم غیرخطی همواره چه از لحاظ



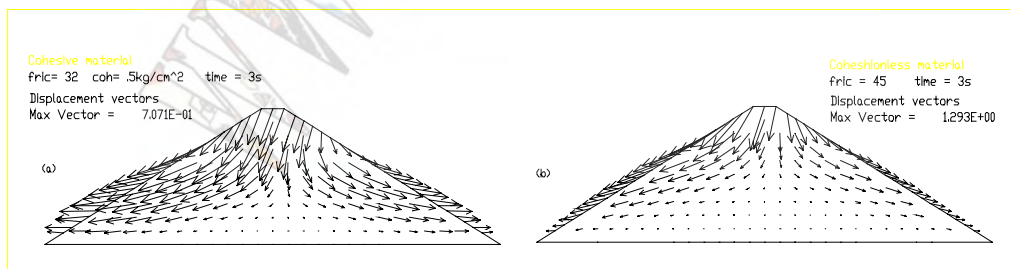
جابجایی وچه از لحاظ شتاب از تشدید فاصله می گیرد. بنابراین پاسخ های تحلیل های خطی و یا معادل خطی همواره با این اشکال مواجه هستند که اثرات تشدید در آنها ظاهر میشود در این میان روش معادل خطی به لحاظ تغییر در پریرود طبیعی سیستم پاسخ های متفاوت و نادرستی از رفتار دینامیک بدنه سد می دهد .

باتوجه به متفاوت بودن رفتار غیرخطی در تحلیل های انجام شده نسبت به تحلیل ها با رفتار خطی، اثرات سایر پارامترهای خمیری از جمله چسبندگی و اتساع (Dilation) مورد بررسی قرار گرفته است. سد مورد نظر با زاویه اصطکاک ۳۲ درجه نسبت به تغییرات چسبندگی تحلیل شده است در شکل ۸، تغییرات شتاب تاج و جابجایی توده لغزنده نسبت به پریرودهای ورودی مختلف ترسیم شده است. افزایش چسبندگی باعث افزایش پاسخ شتاب تاج بویژه در محدوده تشدید می گردد اما افزایش شتاب تاج تاثیر چندانی بر روی جابجایی توده مورد بررسی نداشته است.



شکل ۸- اثر چسبندگی بر شتاب و تغییر مکان در تحلیل های غیرخطی (اصطکاک داخلی ۳۲ و شتاب ورودی ۰.۵g).

مقدار جابجایی با کاهش چسبندگی افزایش می یابد. توده های لغزنده در مصالح چسبنده نسبت به مصالح دانه ای دارای عمق بیشتری می باشد. این مطلب به وضوح در شکل ۹-a و ۹-b مشاهده میشود. در این شکلها بردارهای جابجایی باقیمانده پس از تجربه زلزله در خاک دانه ای و چسبنده نشان داده شده است.

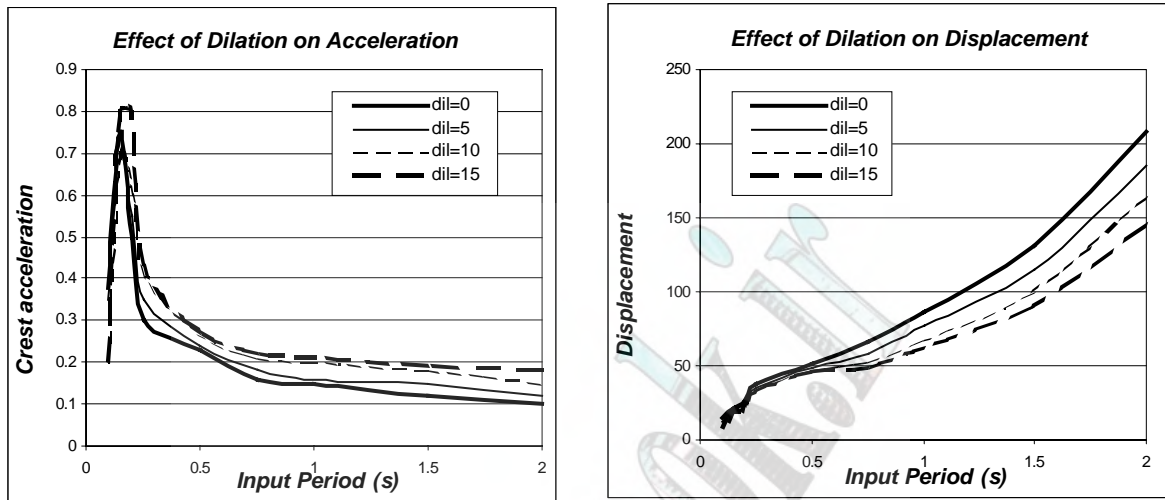


شکل ۹- تغییر مکانهای سد مورد نظر در انتهای آنالیز دینامیکی (مصالح چسبنده و غیر چسبنده)

تأثیرات زاویه اتساع خاک بر روی جابجایی و شتاب تاج در شکل ۱۰ نشان داده شده است. در این شکل زاویه اصطکاک داخلی سد ۴۵ درجه و شتاب ورودی باز هم سینوسی و با دامنه حداکثر ۰.۵g می باشد. همانگونه که مشاهده میشود افزایش اتساع باعث کاهش مقدار جابجایی می گردد. این مسئله بویژه در مصالح سنگریزه ای که دارای اتساع قابل ملاحظه ای هستند حائز اهمیت است.

در شکل مشاهده میشود که تغییرات اتساع از صفر تا ۱۵ درجه در حدود ۲۵ تا ۳۰ درصد مقدار جابجایی محاسبه شده را کاهش

داده است



شکل ۱۰- اثر اتساع در پاسخ دینامیکی غیرخطی

### نتیجه گیری

۱. پدید تشدید تغییر مکان در محیط غیرخطی بویژه دانه‌ای در تحلیل‌های انجام شده مشاهده نگردید.
۲. جابجایی‌های دائمی محاسبه شده از تحلیل‌های خطی و یا معادل خطی در محدوده تشدید به ویژه در محدوده پریودهای متعارف زلزله (۱/۱۵ تا ۱ ثانیه) اغلب بزرگتر از نتایج تحلیل غیرخطی است.
۳. علاوه بر پارامترهای مقاومت برشی خاک مقدار جابجایی با افزایش پریود زلزله ورودی افزایش می‌یابد.
۴. افزایش پریود طبیعی مصالح باعث افزایش مقدار جابجایی می‌گردد. با افزایش پریود زلزله ورودی میزان تاثیر پریود طبیعی سیستم بر روی نتایج جابجایی کاهش می‌یابد.
۵. نتایج تحلیل‌های خطی و یا معادل خطی بلحاظ محاسبه توزیع شتاب و یا جابجایی برای محیط‌های غیرخطی قابل اعتماد نیست و در برگیرنده رفتار واقعی بدنه سد نمیباشد و عملاً در محیط‌های غیرخطی شتاب بر روی یک توده لغزنده با مقدار شتاب بحرانی کنترل می‌گردد و از مرز لغزش، شتابی بیش از شتاب بحرانی منتقل نمی‌گردد.
۶. در خاکریز چسبنده عمق توده لغزنده بیشتر از خاکریز دانه‌ای است چراکه مکانیزم لغزش در مصالح دانه‌ای سطحی تر است.
۷. افزایش زاویه اتساع خاک بویژه در خاکریزهای سنگریزه‌ای باعث کاهش مقدار جابجایی میگردد.

## مراجع

- 1- ICOLD (1989), Selecting Seismic Parameters for Large Dams, Bulletin 72.
- 2- Ishihara, K. (1986), "Evaluation of Soil Propertise for use in Earthquake Response Analysis", Geomechanical modelling in engineering practice, Netherlands, Chapter 10.
- 3- Itasca Consulting Group (1998), Fast Lagrangian Analysis of Coninua, Flac 3.4, Mineapolis, Minesota, USA.
- 4- Kokusho, T. and Esashi, Y. (1981), "Cyclic Triaxial Test on Sands and Coarse Materials", Proc. 10<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng. (Quoted by Ishihara 1986).
- 5- Kramer S.L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall Inc.
- 6- Newmark, N. (1965), "Effect of Earthquakes on Dams and Embankments", J. Geotechnique 15, 139-160.
- 7- Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. (1986), "Moduli and Damping factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils", J. Geotech. Eng., ASCE, 112(11), 1016-1032.

# تأثیر طول تاج بر ضریب آبگذری در سرریزهای کنگره ای مثلثی با شکل تاج ربع دایره

مسعود قدسیان<sup>۱</sup>

حسین شنوایی<sup>۲</sup>

## چکیده:

استفاده از سرریزهای کنگره ای یکی از راههای مؤثر و اقتصادی جهت افزایش راندمان سرریز از طریق افزایش طول موثر تاج آن است، بدین صورت که در یک عرض و ارتفاع هیدرولیکی مشخص در مقایسه با سایر سرریزها دبی بیشتری را عبور می دهد. ظرفیت آبگذری سرریزهای کنگره ای تابعی از ارتفاع کل جریان، طول مؤثر تاج، ارتفاع سرریز و شکل تاج می باشد. در این تحقیق آزمایشگاهی پارامترهای مؤثر بر روی ضریب آبگذری سرریزهای کنگره ای مثلثی شکل در پلان با تاج ربع دایره ای مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج بدست آمده نشان می دهد که با افزایش نسبت ارتفاع جریان روی سرریز ضریب آبگذری افزایش یافته به حداکثر خود می رسد و سپس کاهش یافته به مقدار ثابتی می رسد. نتایج حاصله بصورت تغییرات ضریب آبگذری بر حسب نسبت ارتفاع جریان به ارتفاع سرریز و طول تاج به عرض سرریز ارائه شده است که قابل استفاده طراحان این نوع سرریزهای باشد.

<sup>۱</sup> استاد یار بخش مهندسی عمران - دانشگاه تربیت مدرس

<sup>۲</sup> کارشناس فنی شرکت مهندسی سپاسد و دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران دانشگاه تربیت مدرس

### مقدمه

سرریزهای کنگره ای که در پلان از دیوارهای متصل به یکدیگر تشکیل شده است، به شکل‌های مختلفی نظیر ذوزنقه، مثلث، ونیم دایره دیده می شود.

این نوع سرریزها دارای تاج غیر مستقیم بوده و در یک عرض معین، در مقایسه با سرریزهای با تاج مستقیم، دارای طول تاج بیشتری می باشد. بنابراین در شرایط یکسان ارتفاع جریان، دبی عبوری از این سرریزها بیشتر است. سابقه ساخت و استفاده از سرریزهای کنگره ای به قبل از سال ۱۹۲۰ می رسد. اکثر تحقیقات انجام شده در گذشته بر روی سرریزهای لبه تیز می باشد.

کوزاک و اسواب (۱۹۶۱) در خصوص برآورد ظرفیت آبگذری و تاثیر افزایش سیکل‌ها به نتایجی دست یافتند. [۷]  
اسچلاگ (۱۹۶۲) با استفاده از نتایج کوزاک و اسواب، تناسب دبی با توان ارتفاع جریان و نیز تناسب آن با طول تاج را تایید کرد. [۷]

تیسن و فرانسن (۱۹۶۳) دریافتند که ضریب آبگذری با ارتفاع رابطه تناسب معکوس دارد. [۷]  
هی و تیلور (۱۹۷۲، ۱۹۷۰) اولین افرادی بودند که جامع ترین مطالعه بر روی سرریزهای کنگره ای را انجام دادند. ایشان تحقیقاتی بر روی سرریزهای کنگره ای مثلثی و ذوزنقه ای در پلان (با شکل تاج لبه تیز) انجام داده و به نتایج کاربردی در این زمینه دست یافتند. [۴]

دارواس (۱۹۷۱) بر روی سرریزهای ذوزنقه ای با شکل تاج منحنی تحقیقاتی به عمل آورده و ضرایبی را برای آبگذری پیشنهاد کرد. [۸]

لوكس و هینچلیف (۱۹۸۵) برای شکل تاج ربع دایره و پلان مثلثی و ذوزنقه ای، منحنی ضریب تخلیه را ارائه نمودند. [۳]  
تولیس و امانیان (۱۹۹۵) تاثیر طول تاج را بر ضریب آبگذری بر روی شکل تاج ربع دایره در سرریز کنگره ای ذوزنقه ای مورد مطالعه قرار دادند [۵]

مرعشی (۱۹۹۹) تغییرات ضریب آبگذری را برای سرریز کنگره ای نیمدایره در پلان بررسی نمود. [۲]  
بررسی مطالعات قبلی نشان می دهد که مطالعه ای جامع و کامل در خصوص اثر تمام پارامترهای مؤثر بر روی ضریب آبگذری انجام نشده است. این مقاله به بررسی اثر طول تاج بر روی ضریب آبگذری سرریزهای کنگره ای مثلثی شکل با تاج ربع دایره می پردازد.

### تحلیل ابعادی

شکل (۱) پلان و مقطع طولی از یک سرریز کنگره ای مثلثی شکل را نشان می دهد. ظرفیت آبگذری این سرریزها (Q) از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$Q = 2/3 C_d \cdot L_e \cdot (2g)^{1/2} \cdot (H_o)^{3/2} \quad (1)$$

در رابطه فوق

$C_d$  ضریب آبگذری

$H_o$  ارتفاع هیدرواستاتیکی کل

$g$  شتاب ثقل

$L_e$  طول مؤثر تاج

ضریب آبگذری سرریزهای کنگره ای ( $C_d$ ) تابعی از ارتفاع جریان روی سرریز ( $H_o$ )، ارتفاع سرریز ( $P$ )، طول سرریز ( $L_e$ )، ضخامت سرریز ( $t$ )، عرض سرریزها ( $W$ ) و شکل تاج سرریز است.

یعنی

$$C_d = f(H_o, P, t, L_e, w) \quad (2)$$

با استفاده از آنالیز ابعادی می توان نشان داد که:

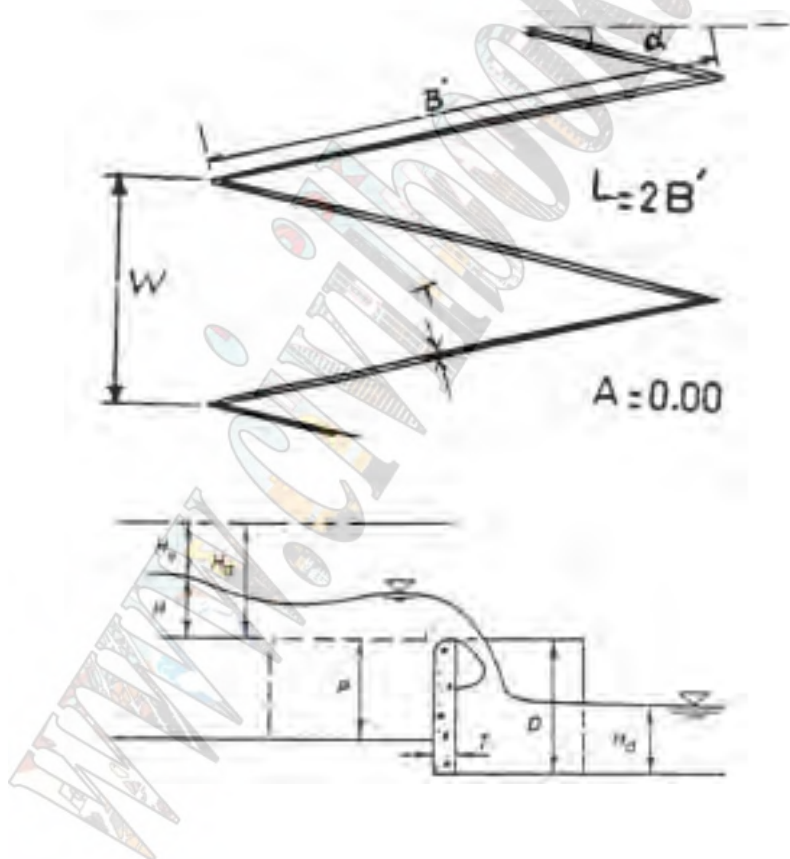
$$C_d = f(H_o/p, t/p, L/w) \quad (3)$$



روند تغییرات بین ضریب آبگذری ( $C_d$ ) و پارامترهای مؤثر بر آن، بر اساس رابطه فوق، با استفاده از داده های آزمایشگاهی به دست خواهد آمد.

### تجهیزات آزمایشگاهی

آزمایشهای لازم در آزمایشگاه هیدرولیک دانشگاه تربیت مدرس انجام شد سرریزهای کنگره ای در داخل فلومی به طول ۵ متر، ارتفاع ۰/۵ متر و عرض ۰/۳ متر مورد آزمایش قرار گرفت. این فلوم با یک موتور پمپ بادی که حدود ۳۳ لیتر در ثانیه تغذیه می شود. اندازه گیری دبی بوسیله یک سرریز مثلثی و اندازه گیری عمق آب به وسیله یک دستگاه ارتفاع سنج دیجیتال با دقت ۰/۰۱ میلیمتر صورت گرفت. جهت آب بندی و استقرار سرریزهای کنگره ای به فلوم از چسب آکواریوم استفاده گردید. سرریزها از چوب روسی تهیه و سطح آن با رنگ پوشش داده شده، تا در مقابل آب مقاومت کافی داشته باشد و تغییر شکل ندهد. به منظور بررسی اثر طول سرریز، با توجه به محدودیتهای موجود،

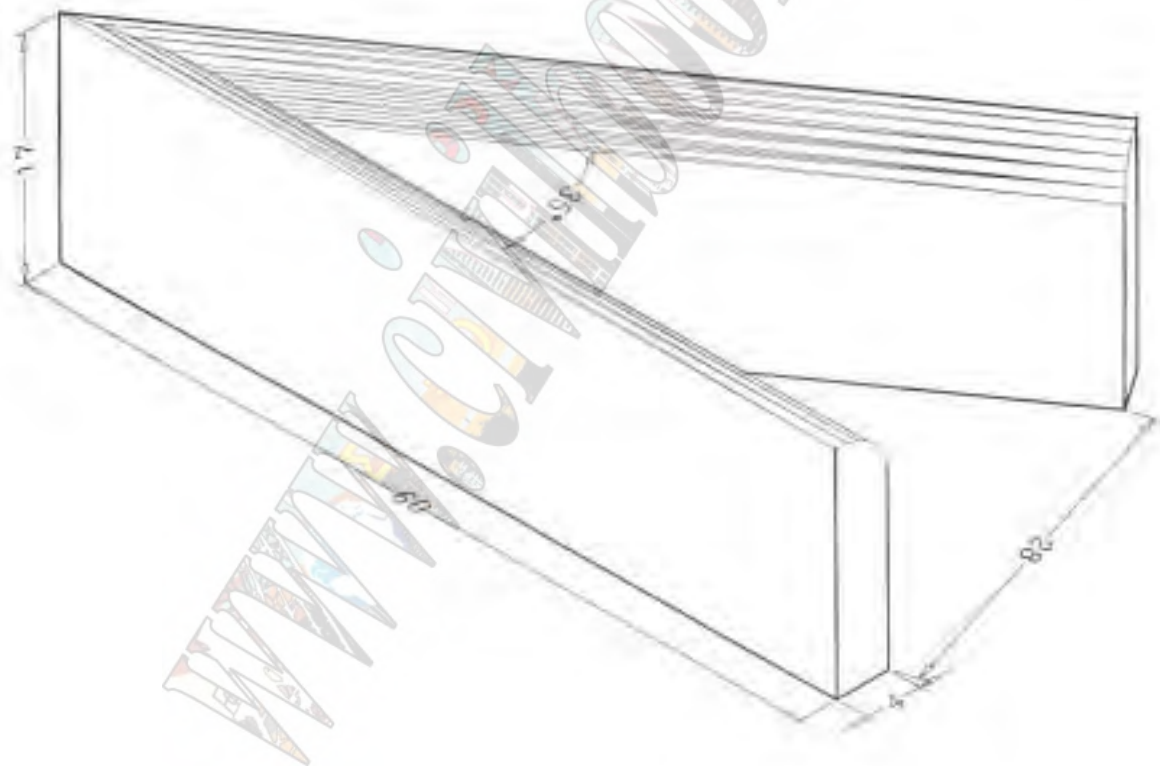


شکل (۱) پلان و مقطع سرریز کنگره ای مثلثی شکل

$D$ ارتفاع دیوار پائین دست	$a$ زاویه جانبی دیوار
$T$ ضخامت دیواره	$L$ طول تاج سیکل
$w$ عرض سیکل	$A$ نصف طول دماغه
$H_0$ کل ارتفاع جریان	$B$ طول دیوار
$H$ ارتفاع پیزومتریک بالا دست	$P$ ارتفاع دیوار بالا دست
$H_v$ ارتفاع معادل سرعت بالا دست	
$H_3$ ارتفاع پیزومتریک پائین دست	

سه طول برای سرریز یعنی (۶۰،۹۰،۱۲۰) سانتی متر انتخاب طوری که مقادیر  $L/W$  برابر (۲ و ۳ و ۴) حاصل شد. ارتفاع سرریز در کلیه آزمایشها برابر ۰/۱۷ متر و ضخامت آن نیز برابر ۴ سانتیمتر در نظر گرفته شد. شکل (۲) نمونه ای از مدل استفاده شده سرریز کنگره ای را نشان میدهد.

نحوه انجام آزمایشها بدین صورت بود که پس از نصب و آبنندی سرریز با طول مشخصی در داخل فلوم، پمپ را روشن کرده و جریان در فلوم برقرار می گردید. پس از حصول جریان پایدار داخل فلوم و روی سرریز پارامترهای مورد نظر شامل ارتفاع جریان در بالا دست سرریز کنگره ای و ارتفاع آب در بالا دست سرریز مثالی (برای اندازه گیری دبی) توسط ارتفاع سنجهای مربوطه اندازه گیری می شد. پس از آن با تغییر مقدار دبی ورودی، مراحل فوق تکرار می شد. جداولی که در ادامه ارائه شده اند، محدوده داده های آزمایشگاهی را نشان می دهند.



$$L/W = 4$$

$$P = 17\text{cm}$$

$$T = 4\text{cm}$$

شکل (۲) نمونه ای از سرریزهای استفاده شده

شمارش آزمایش	H cm	Q (Lit/sec)	Hv cm	Ho (H+Hv)	Ho/P	Cd
1	0.233	0.0207	1.05E-06	0.372742	0.014409	0.073353
2	0.902	0.415513	0.00039	1.087294	0.055782	0.295549
3	1.274	0.831427	0.001496	1.518351	0.078788	0.35937
4	1.484	1.14148	0.002753	1.765853	0.091775	0.392285
5	1.597	1.356658	0.00384	1.918315	0.098763	0.411771
6	1.919	1.833757	0.006768	2.355913	0.118677	0.408949
7	2.486	2.842438	0.015289	3.076457	0.153741	0.424796
8	2.967	3.938689	0.027899	2.967	0.183844	0.6215
9	3.49	5.243635	0.046852	3.49	0.215832	0.648575
10	4.054	6.608446	0.070329	4.054	0.250711	0.652919
11	4.647	8.167482	0.101348	4.647	0.287384	0.657499
12	5.306	9.892409	0.139742	5.306	0.328139	0.652705
13	6.038	11.77948	0.185294	6.038	0.373408	0.640254
14	6.669	13.91137	0.244351	6.669	0.41243	0.651395
15	7.166	15.26595	0.281853	7.166	0.443166	0.641763
16	8.016	16.89335	0.321315	8.016	0.495733	0.600268
17	9.45	20.36713	0.436913	9.45	0.584416	0.57927
18	10.975	25.70217	0.590457	10.975	0.678726	0.570071

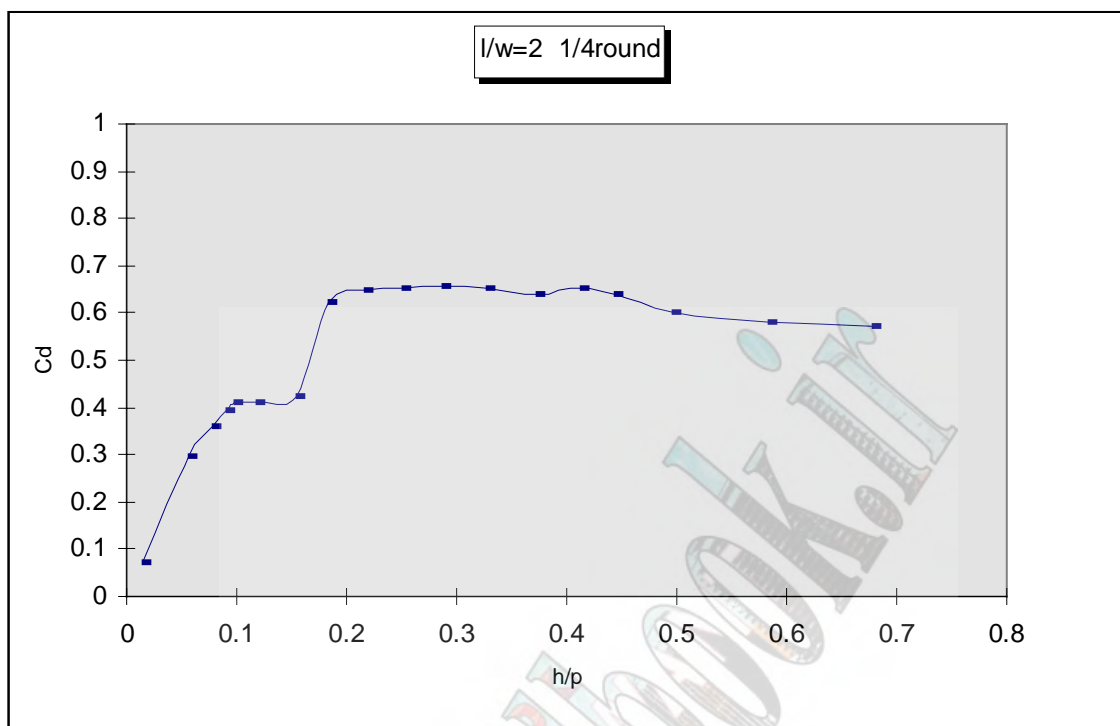
جدول (۱) محدوده داده های آزمایشگاهی بدست آمده برای سرریز به طول 0.6 متر

شمارش آزمایش	H cm	Q (Lit/sec)	Hv cm	Ho (H+Hv)	Ho/P	Cd
1	0.439	0.03	0.00	0.44	0.027403	0.063958
2	1.249	0.75	0.00	1.25	0.77965	0.303488
3	1.461	1.03	0.00	1.46	0.91199	0.329012
4	1.629	1.26	0.00	1.63	0.101685	0.339966
5	1.877	1.73	0.01	1.88	0.117166	0.378292
6	2.446	3.01	0.02	2.46	0.152684	0.440333
7	2.891	3.94	0.03	2.92	0.180462	0.445981
8	3.259	5.18	0.05	3.30	0.203433	0.487031
9	3.577	6.40	0.07	3.64	0.223283	0.519326
10	3.985	7.48	0.09	4.07	0.248752	0.513892
11	4.413	9.01	0.12	4.54	0.275468	0.526265
12	4.986	10.79	0.17	5.15	0.311236	0.520864
13	5.54	12.71	0.22	5.76	0.345818	0.51922
14	6.192	14.47	0.27	6.46	0.386517	0.497333
15	6.762	16.45	0.33	7.09	0.422097	0.491745
16	7.318	17.97	0.38	7.69	0.456804	0.475448
17	7.808	20.20	0.46	8.26	0.487391	0.480072
18	8.437	22.47	0.54	8.97	0.526645	0.481976
19	9.032	24.48	0.61	9.64	0.653795	0.461899
20	9.575	26.21	0.67	10.24	0.59769	0.45152
21	10.667	30.27	0.82	11.48	0.665855	0.45152

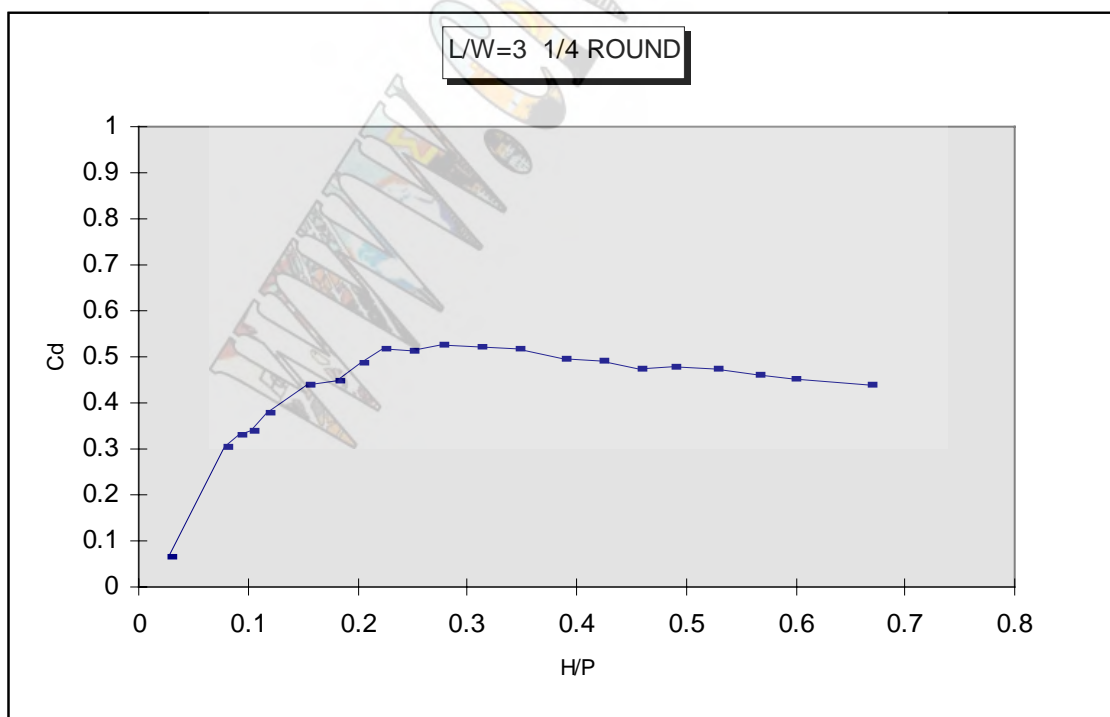
جدول (۲) محدوده داده های آزمایشگاهی بدست آمده برای سرریز به طول 0.9 متر

شمارش آزمایش	H cm	Q (Lit/sec)	Hv Cm	Ho (H+Hv)	Ho/P	Cd
1	0.628	0.347959	0.000257	0.628257	0.037226	0.288619
2	0.834	0.919587	0.001752	0.835752	0.49437	0.49714
3	0.982	1.271425	0.003293	0.985293	0.05821	0.536962
4	1.192	1.626501	0.005265	1.197265	0.70658	0.512826
5	1.599	2.523723	0.12123	1.611123	0.94784	0.509743
6	1.955	3.539732	0.22955	1.977955	0.115886	0.52559
7	2.386	4.710791	0.38856	2.424856	0.141434	0.515307
8	2.787	6.061259	0.06173	2.84873	0.165205	0.5207
9	3.174	7.244088	0.84801	3.258801	0.188145	0.508626
10	3.597	9.089953	0.128061	3.725061	0.213219	0.522231
11	4.048	10.73593	0.171018	4.219018	0.239953	0.51171
12	4.48	12.75624	0.231767	4.711767	0.26556	0.515167
13	5.187	14.85164	0.294346	5.481346	0.307469	0.478019
14	5.767	16.77031	0.356325	6.123332	0.341849	0.457153
15	6.187	18.85683	0.434243	6.621243	0.366746	0.457152
16	6.736	20.72744	0.500551	7.236551	0.399289	0.439794
17	7.155	22.35345	0.562036	7.717036	0.424126	0.430695
18	7.97	25.57547	0.689915	8.629915	0.470658	0.416692
19	8.7	28.89073	0.828814	9.528814	0.515708	0.405697
20	9.574	32.16019	0.960251	10.53425	0.567516	0.388521

جدول (۳) محدوده داده های آزمایشگاهی بدست آمده برای سرریز به طول 1.2 متر

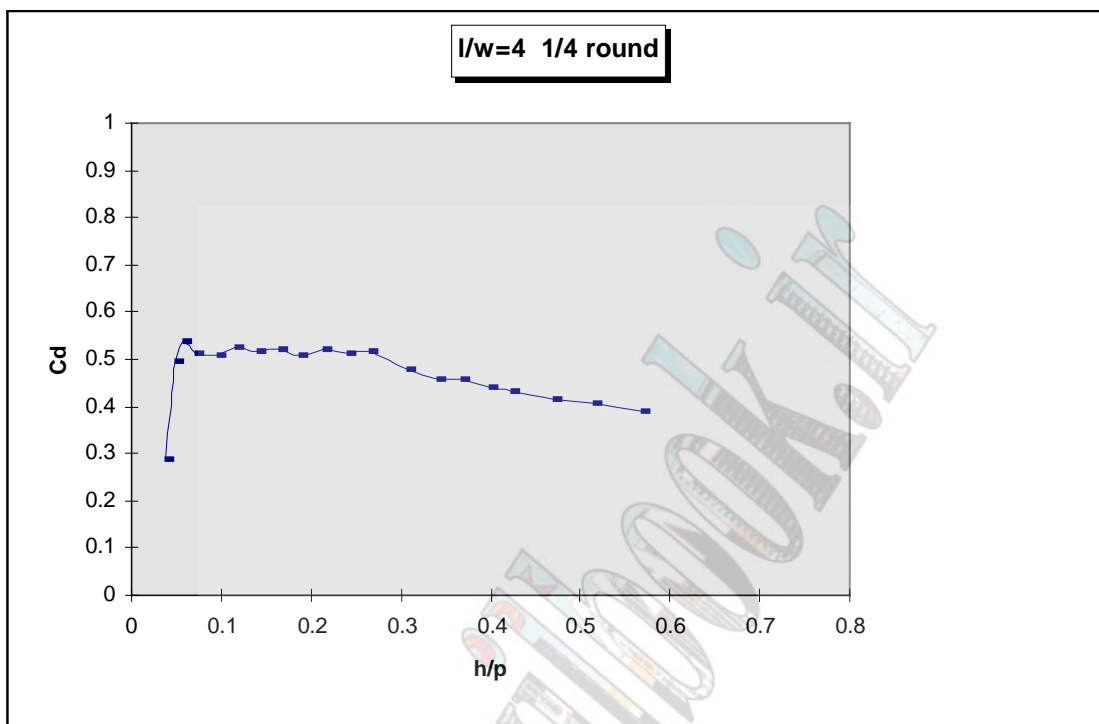


نمودار (۱): تغییرات cd بر حسب Ho/P برای  $L/W=2$

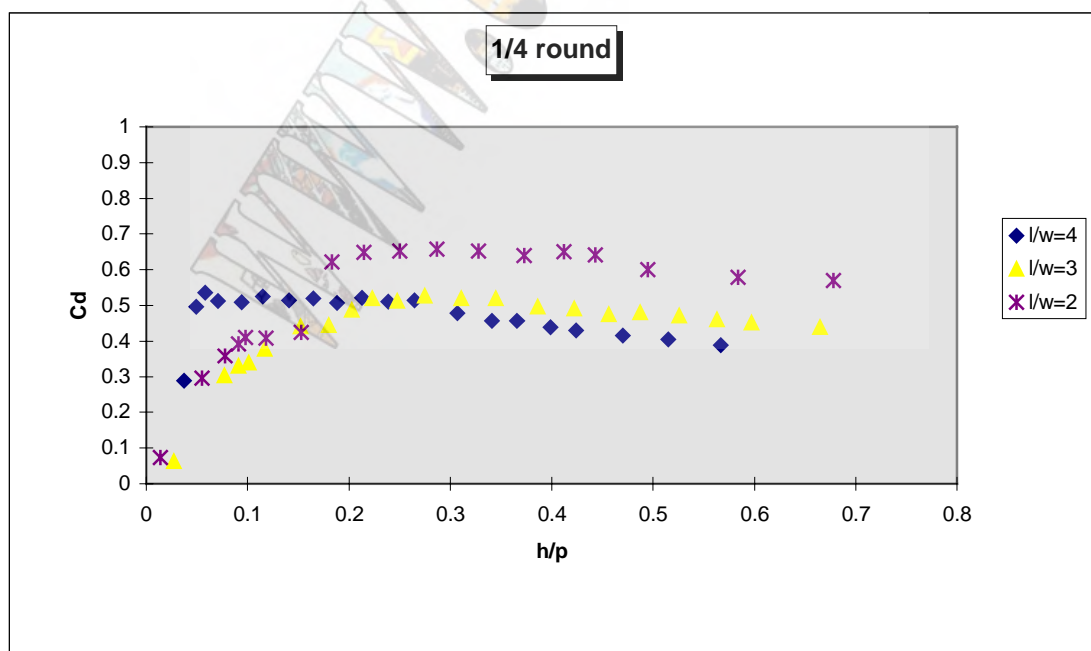


نمودار (۲): تغییرات cd بر حسب Ho/P برای  $L/W=3$





نمودار (۳) تغییرات  $C_d$  بر حسب  $h/p$  برای  $L/W=4$



نمودار (۴) مقایسه نمودارهای (۱) تا (۳) برای  $L/W$  های مختلف

گسترش داده شده توسط سیویل بوک

### مشاهدات و نتایج حاصله

در کلیه حالات چهار حالت اصلی برای عبور جریان از روی سرریزها قابل مشاهده بود :

حالت اول : جریان آزاد

جریان بصورت آزاد از روی دیواره ها عبور می کرد. در ابتدا در طول دیواره ها جریان به دیواره ها می چسبید . با افزایش ارتفاع جریان در سطح سفره ریزشی موجهایی قابل مشاهده بود که ناشی از نوسان سفره بود . این حالت رامی توان معادل مرحله هوادهی کامل دانست. وقوع این حالت در سرریزها بطور متوسط در نسبت  $H_o/P < 0.2$  مشاهده شد .

حالت دوم : برخورد سفره ها

با افزایش ارتفاع جریان ، سفره های ریزشی با هم برخورد کرده و تقریباً در  $2/3$  پایین دست ، حباب هوای پیوسته ای بوجود می آمد. این ناحیه هوا بین دیواره داخلی و سفره ریزشی امتداد دارد . در ادامه افزایش ارتفاع ، بطور متناوب حبابهای هوا بطرف پایین دست جهش داشتند و همچنان عمق جریان در کانال پایین دست افزایش می یابد. این حالت را می توان معادل مرحله هوادهی جزئی دانست و نوع این حالت در سرریزها در حدود  $H_o/P < 0.35$  مشاهده شد .

حالت سوم : انقطاع متناوب حباب هوا

بدنبال زیاد شدن ارتفاع جریان ، حبابها پیوسته هوا تقریباً در وسط دیواره ها از هم جدا و بطرفین حرکت داشته و مجدداً بطرف مرکز بر می گشتند . این انقطاع بطور متناوب ادامه داشت و با افزایش ارتفاع جریان ، شدیدتر می گردید . وقوع این حالت در سرریزها در حدود  $H_o/P < 0.4$  مشاهده شد .

حالت چهارم : فشردگی

مشخصات جریان مانند حالت قبلی است به اضافه اینکه به نظر می رسد سرریز کنگره ای بدلیل ارتفاع زیاد جریان به عملکرد یک سرریز ریزشی آزاد شبیه می شود. این حالت در سرریزها در حدود  $H_o/P < 0.5$  مشاهده می شد. با توجه به اینکه در مطالعه حاضر ، مقادیر  $t$  و  $p$  ثابت و شکل استفاده شده برای تاج سرریز نیز ربع دایره است لذا دو جزء اخر در معادله (۳) را می توان حذف کرد . در نتیجه داریم :

$$C_d = f(H_o/P, L/W)$$

تغییرات ضریب آبگذری ( $C_d$ ) با توجه به معادله فوق و با استفاده از داده های آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفت . نمودار (۱) الی (۳) تغییرات ضریب آبگذری را بر حسب  $H_o/P$  برای مقادیر مختلف  $L/W$  نشان می دهد. روند کلی تغییرات  $C_d$  نسبت به  $H_o/P$  برای طولهای مختلف سرریز یکسان است ، بدین صورت که  $C_d$  در مقادیر کم  $H_o/P$  روند صعودی دارد تا به حداکثر مقدار خود می رسد و سپس کاهش یافته و در نهایت به یک مقدار ثابتی می رسد روشن است که در مقادیر پایین  $H_o/P$  ، تغییرات  $C_d$  (نسبت به  $H_o/P$ ) حساس تر است . افزایش  $L/W$  که به معنی افزایش طول مفید تاج سرریز می باشد سبب می شود که خطوط جریان عبوری از روی سرریز مسیر طولانی تر و غیر مستقیمی را طی کرده و تغییر ضریب آبگذری را به همراه داشته باشد . هر چقدر طول سرریز کوچکتر شود انحنا ایجاد شده در خطوط جریان کمتر بوده و ضریب آبگذری بیشتر است برای  $L=W$  خطوط جریان عمود به سرریز است و بیشترین مقدار ضریب آبگذری را می توان انتظار داشت . نمودار (۴) نشان می دهد که مقدار  $H_o/P$  بر روند تغییرات  $C_d$  نیز مؤثر است ، به طوری که روند تغییرات  $C_d$  برای  $H_o/P$  های کمتر از حدود  $0.2$  با مقادیر  $C_d$  برای  $H_o/P$  های بزرگتر از حدود  $0.2$  متفاوت است. بیشترین مقدار  $C_d$  مربوط به  $L/W=2$  و حدود  $0.65$  است . بنابراین اثر طول تاج سرریز بر روی ضریب آبگذری مشخص است و نیاز به مطالعه بیشتری در این زمینه به منظور بررسی کاملتر این پارامتر و پارامترهای دیگر نظیر اثر شکل تاج بر روی ضریب آبگذری احساس می شود .

### نتیجه گیری

مطالعات آزمایشگاهی حاضر به منظور بررسی ضریب آبگذری سرریز کنگره ای مثلثی شکل در پلان با تاج ربع دایره انجام شد. نتایج حاصله نشان می دهد افزایش  $H_o/P$  ابتدا افزایش ضریب آبگذری را با رسیدن به حداکثر آن به همراه دارد. پس از آن مقدار ضریب آبگذری کاهش می یابد تا به مقدار ثابتی برسد. از نمودارهای ارائه شده می توان جهت تعیین آبگذری این سرریزها و همچنین در طراحی آنها استفاده کرد.

### مراجع

- ۱) نجمایی، محمد (۱۳۷۲) "هیدرولیک کاربردی (جلد اول)" دانشگاه علم و صنعت.
- ۲) مرعشی - علی (۱۳۷۸) "بررسی ضریب آبگذری در سرریزهای کنگره ای نیمدایره شکل در پلان" پایان نامه کارشناسی ارشد، رشته عمران مهندسی آب - دانشگاه تربیت مدرس.
3. LUX III . F. . (1993).” Design methodologies for labyrinth weirs ”, Water power and Dam Construction proceeding. PP. 1397 – 1407
4. HAY , N . and TAYLOR , G . (1970). performance And Design of labyrinth weirs.” Journal of Hyd Div ASCE No II. PP. 2337-2357
5. TULLIS , J.P. , AMANIAN , N., WALDRON , D. ;”Design of Labyrinth spillways , journal of Hydraulic Engineering .121, No . 3’ March 1995
6. RANGA RAJU ,K.G ; “ Flow Through open channels " , Tata MC Graw – Hill. Publishing Company Limited , New Dehli , 1986
7. AMINPOURI . B. (1991) . “ Developments in Hydraulic Design of Labyrinth weirs" Thesis submitted in fulfilment for Degree of Doctor of philosophy in Hydraulic Engineering ‘university of New castle upon Tyne Department of civil Engineering
8. DARVAS , L . (1971) . “ Performance and Design of Labyrinth weirs" . Journal of Hydraulics Division ‘ASCE , No Hy 8 ,. PP. 1246-1251