

مطالب درسی

Lecture Note

هیدرولیک مجاری روباز (پیشرفته)

Advanced Open Channel Hydraulics

Ph. D. Course

in

Water Sciences and Engineering

گروه مهندسی آب، دانشگاه ارومیه

Department of Water Engineering,
Urmia University, Urmia 57153, Iran

دکتر مهدی یاسی

(دانشیار مهندسی رودخانه)

Dr. Mehdi Yasi

Associate Professor of River Engineering

۱۳۹۳

2014

مطالب درسی

Lecture Note

هیدرولیک مجاری روباز (پیشرفته)

Advanced Open Channel Hydraulics

M. Sc. Course

in

Water Sciences and Engineering

(دوره کارشناسی ارشد)

گروه مهندسی آب، دانشگاه ارومیه

Department of Water Engineering,
Urmia University, Urmia 57153, Iran

دکتر مهدی یاسی

(دانشیار مهندسی رودخانه)

Dr. Mehdi Yasi

Associate Professor of River Engineering

۱۳۹۳

2014

۳۰۴ یاسی
دانشگاه ارومیه

“حیدرولیک مجاری روباز” Open Channel Hydraulics

۱۲

هدف: آشنایی با اصول و کاربرد معادلات جریان در مجاری روباز

سرفصل درس:

- ۱- مقدماتی بر جریان در مجاری روباز:
 - مفهومی فیزیکی جریان، جریان، زیر جریان و فوق جریان
 - توزیع سرعت و تنش برشی و تلاطم جریان
 - توزیع فشار در مجاری روباز
 - مرور بر اصول پیوستگی، انرژی و مومنتم

- ۲- مقاومت جریان در مجاری روباز:
 - مجاری منشوری (کانالها)
 - مجاری صلیبی (ورقانهها)

- ۳- طبقه بندی محاسبات پروفیل سطح آب (جریان پایدار و غیر یکپارچه):
 - در مجاری منشوری (کانالها)
 - در مجاری صلیبی (ورقانهها)

- ۴- جریان در نواحی با فرضیه جریان ناخوب

- ۵- اصول طرح نواحی کانالها و آبراهها

- ۶- جریان نا پایدار در مجاری روباز:
 - معادلات جریان و روش حل آنها
 - روش مشخصه برای حل فیزیکی - ریاضی حتما
 - محاسبات پروفیل سطح آب - موج سکو و موج عقب

- ۷- مقدماتی بر روشهای سیم در ورقانهها.

برنامه محلی:

- ۱- آزمایش جریان پایدار یکپارچه و غیر یکپارچه در کانال
- ۲- آیرودینامیک محاسبات پروفیل سطح آب در کانال (با نرم افزار excel)
- ۳- در ورقانه نازکو (با نرم افزار HEC-RAS)

۲/۲

منابع مورد استفاده :

- 1) - Henderson, F.M. (1966), "Open Channel Flow", Mc-Millan Pub. CO. N.Y.
- 2) - French, R.H. (1986). "Open Channel Hydraulics", Mc-Graw Hill, N.Y.
- 3) - Chow, V.T. (1959). "Open Channel Hydraulics", Mc-Graw Hill, N.Y.

- ۴) - نجفانی، م. (۱۳۶۶)، "هیدرولیک کاربردی" - انتشارات دانشگاه علم و صنعت، تهران.
- ۵) - مقصودی، بن و کوچک زاده، ص. (۱۳۷۵)، "هیدرولیک کانالها" - انتشارات دانشگاه تهران.
- ۶) - فرحوری، ج. (۱۳۷۲)، "جرین در آبراهه های روباز" - انتشارات دانشگاه ارومیه.
- ۷) - ابریشمی، و. و حسینی، (۱۳۷۶)، "هیدرولیک کانالهای روباز" - انتشارات آستان قدس.
- ۸) مطالب درسی دانشگاه مونس - ملبورن، استرالیا - از R. J. Keller (۱۹۹۶).

- 9) Graf, W.H. (1998). "Fluvial Hydraulics"
- ۱۰) کوچک زاده و پوروش پور (۱۳۸۴)، "مقدمه ای بر هیدرولیک جریان ناپایدار" - انتشارات دانشگاه تهران.

طال دوره :

۱۱ هفته

هر هفته : ۳ ساعت

نحوه ارزیابی :

- ۱- امتحان میان ترم : 30٪
- ۲- امتحان نهایی : 40٪
- ۳- انجام و گزارش آزمایشات و پروژه : 20٪
- ۴- سری مسائل کلاسی : 10٪

* امتحانات ترکیبی از "کتاب بسته" و "کتاب باز" می باشد.

(پای)

1

هندسه و کلیات مجاری روباز

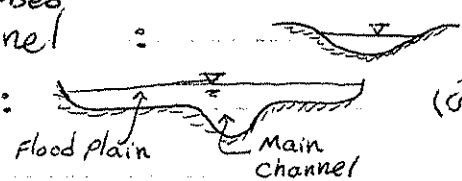
۳۰۰ یا ۳۰۱
فصل ۱۰ - کانال روباز

Open Channel flow

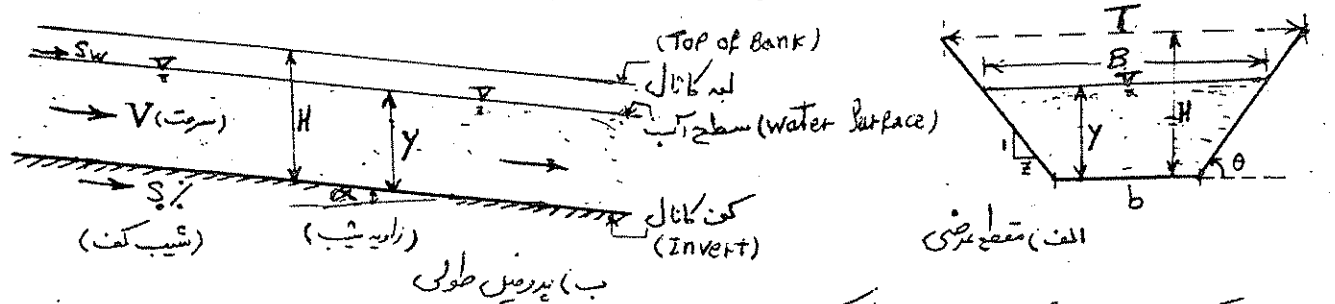
- Channel : آبراهه - مجرای فلز
- Natural channel : آبراهه طبیعی - اورخانه ...
- Canal : کانال - ساخته شده
- Artificial / Man-made Channel : کانال
- Gutter : جوی ساخته شده در سطح پیاده
- Open Channel : اورخانه - کانال - زمکن - مجرای روباز (فاضلاب - ...)
- Pressure Conduit : لوله سینون - ... مجرای تحت فشار

- Stream : مجرای روباز - آبراهه (مجرای فلز)
- Creek : آبراهه طبیعی (کوچک) → Adam Creek
- (Brook)
- River : اورخانه (بزرگ) → The City River
- Urban : شهری → Urban Creek : اورخانه داخل محدوده شهری
- Rural : روستایی
- Flow : جریان
- Flood Flow : جریان سیلابی
- Tidal River : اورخانه (تحت تأثیر جزر و مد)
- Non-Tidal River : اورخانه (غیر جزر و مد)

- Reach : بازه : طولی از مسیر با خصوصیات نسبتاً یکنواخت از نظر شیب، مقطع، بزرگی و ...
- A river reach : یک بازه اورخانه
- A canal reach : یک بازه کانال
- Prismatic Channel : کانال با مقطع منشوری - هندسه هندسی و طولی (شیب و مقطع) ثابت
- Non-natural Channel : مجرای طبیعی - اورخانه خاوری
- Rigid Boundary / Fixed-bed Channel : آبراهه با بستر ثابت - پایدار
- Erodible / Mobile-bed Channel : آبراهه با بستر متحرک - فرسایشی
- Movable-bed
- Single (Section) Channel : آبراهه با مقطع ساده
- Composite Section : آبراهه با مقطع مرکب (سیلاب - زمکن)



هندسه و کلیات یک کانال (Hydraulic Geometry)

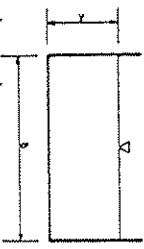
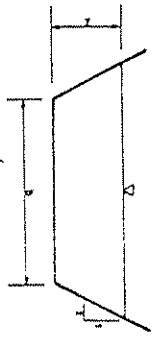
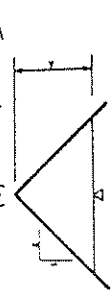
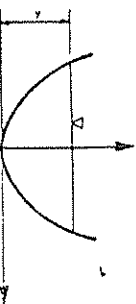
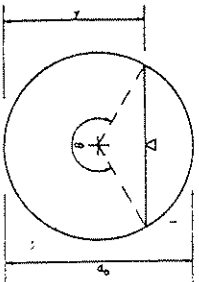


$S_0 = T y \alpha$: شیب کف
 $m = C y \theta$: شیب جانبی کانال
 b : عرض کف
 T : عرض بالای کانال
 B : عرض سطح آب
 y : عمق آب
 H : عمق کانال

Torrent : ...
 Tidal River : ...
 Non-Tidal River : ...
 Flash Flood : ...
 اورخانه با شیب متغییر

هندسه هیدرولیکی مقاطع عرضی کانالها

TABLE 1.1 Channel section geometric elements

Channel type نوع مقطع	Area A مساحت سطح مقطع	Wetted perimeter P محیط خیس	Hydraulic radius R = A/P شماره هیدرولیک	Top width B عرض کانال	Hydraulic depth D = A/B عمق هیدرولیک	Section factor Z = AVD ضریب مقطع
 Rectangle (a)	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$by^{1.5}$
 Trapezoid (b)	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{[(b + zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b + 2zy}}$
 Triangle (c)	zy^2	$2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zy^{2.5}$
 Parabola (a)	$\frac{1}{2}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{1}{2}\sqrt{6}Ty^{1.5}$
 Circle (a)	$\frac{1}{2}(\theta - \sin \theta)d_0^2$	$\frac{1}{2}d_0$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)d_0$	$2\sqrt{y(d_0 - y)}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\theta - \sin \theta}{\sin \frac{\theta}{2}}\right)d_0$	$\frac{\sqrt{2}(\theta - \sin \theta)^{1.5}}{32\sqrt{\sin \frac{\theta}{2}}}d_0^{2.5}$

*Satisfactory approximation when $0 < 4y/T \leq 1$.

For $4y/T > 1$ $P = \frac{T}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{4y}{T}\right)^2} + \ln \left(\frac{4y}{T} + \sqrt{1 + \left(\frac{4y}{T}\right)^2} \right) \right]$

شناسنامه جریان در مجاری آوباز



- ۱- جریان پایدار (Steady): بادی ثابت
- ۲- ناپایدار (Unsteady): بادی متغیر
- ۳- شبه پایدار (Quasi-Steady):
 (دبی در هر لحظه از زمان ثابت باشد).
 برای مدل سازی جریان آب در لوله و ...
 جریان ناپایدار آب

۲- جریان یکنواخت (Uniform): عمق آب در طول بازه ثابت

- غیر یکنواخت (NON-Uniform):
 - تدریجی (G.V.F.) ← کاربرد: سازه های انتقال
 - سریع (R.V.F.) ← کاربرد: سازه های انتقال

۳- حالت جریان

- آرام: در مجاری آوباز ندرایم.
- متلاطم: در ...
- متلاطم کامل: عموماً در ارتفاعات با دایره ...
- لمه (زبریها): $f = F(\frac{K_s}{R})$ ضریب اصطکاک جریان (ضریب زبری)

شماره رینولدز $Re = \frac{VR}{\nu}$

شماره فویرکولف $K_s = \frac{A}{P}$

* جریان متلاطم یعنی $Re = \frac{VR}{\nu} > \frac{12500}{4}$ و اصطلاحاً در آب دو ...

- شدت تلاطم جریان
- جریان متلاطم!
- کم: جریان یکنواخت در کانال
- متوسط: جریان غیر یکنواخت تدریجی، در مسیر نسبتاً مستقیم و ...
- زیاد: در رمپهای تند، در محل مل، در پایین دست سازه های آب، در وقت بار و ... (موج-د)



۲/۱

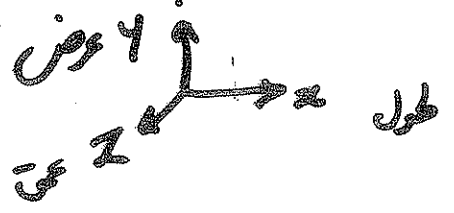
۴- رژیم جریان
 معی صیدگی $\frac{v}{B} = \frac{v}{\sqrt{gD}}$ $F_r = \frac{v}{\sqrt{gD}}$ در فرود.

- (۱) $F_r < 1$ زیر جریان: چون عموس در کانالها، رودخانه‌ها (صفت در مواقع سیلابی) کنترل جریان در پایین است: (DIS Control)
- (۲) $F_r = 1$ جریان: که جریان مقطعی (موضعی) یا فرضی - جریک نیپیلان
- (۳) $F_r > 1$ فوق جریان: که در طول کوتاه در کانال (حالت آبشار در پایین رسانه‌ها)
- ... در رودخانه (پایین است و رسانه‌ها)
- در بازه کوهستانی (بابت سنگ و رسام)
- در محل جهش و یا موج‌ها مبلند
- (کنترل جریان در بالادست: DIS Control)

۵- بُعد جریان (از نظر محاسبه صید و گنجی)

- یک بُعدی (1D): اندیاب خصیصه جریانی در راستای عموس جریان (در کانال یا رودخانه) - در محل تقاطع عموس (عمود بر راستای جریان).
- سببه دو بُعدی: تحلیلی یک بُعدی - در چند کانال فرضی جریان.
- دو بُعدی (2D): محاسبه در شبکه محاسبه عموس در سطح افق (متوسط عمق سریت) - (در دو بُعد گائزین)
- سه بُعدی (3D): محاسبه در شبکه محاسبه عموس سه بُعدی (گائزین)

تحلیلی
 جریان
 سه بُعدی





حصیدرولیک مجاری روباز - سر مسائل مهندسی

MONASH UNIVERSITY
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

Past Exam Questions in Aspects
of Specific Energy & Hydraulic Jumps

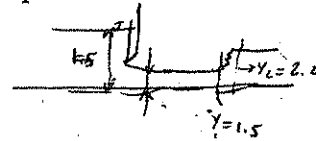
1982

QUESTION 6:

- (i) Derive an expression for the depth downstream of a simple hydraulic jump in a rectangular channel in terms of the depth and the Froude number upstream of the jump.

(10 minutes)

- (ii) A simple hydraulic jump occurs in a rectangular channel 4m wide. The depths immediately upstream and downstream of the jump are observed to be respectively 1.5 m and 2.2 m.



- (a) Calculate the discharge in the channel.

(10 minutes)

- (b) Calculate the energy loss across the hydraulic jump.

(7 minutes)

2

1983

QUESTION 2:

A rectangular channel of width 4m expands smoothly to a width of 5m together with a smooth rise in the bed. The bed is smooth and horizontal upstream and downstream of the transition.

2/5

The depth and velocity upstream of the transition are respectively 3m and 2m/sec. and the water surface downstream of the transition is observed to be 0.5m lower than the water surface upstream.

Determine the flow depth downstream of the transition and the rise in the bed.

(18 minutes)

3

1983

QUESTION 3:

(a) The depths upstream and downstream of an undrowned vertical sluice gate in an horizontal rectangular channel of width 10m are respectively 5m and 2m.

Calculate

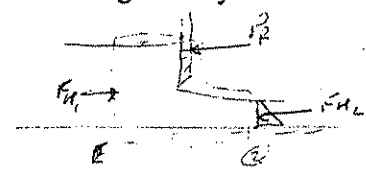
- (i) The discharge in the channel
- (ii) The Froude numbers upstream and downstream of the gate.

$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} = \frac{2}{\sqrt{9.81 \times 5}} = 0.477 < 1$; $F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{g y_2}} = \frac{4}{\sqrt{9.81 \times 2}} = 2.825 > 1$

(10 minutes)

(b) Show that the force on a sluice gate in a rectangular channel is given by

$$P_f = \gamma \frac{(y_1 - y_2)^3}{2(y_1 + y_2)}$$



where y_1 and y_2 are respectively the depths upstream and downstream of the gate, and γ is the specific weight of water.

(18 minutes)

4

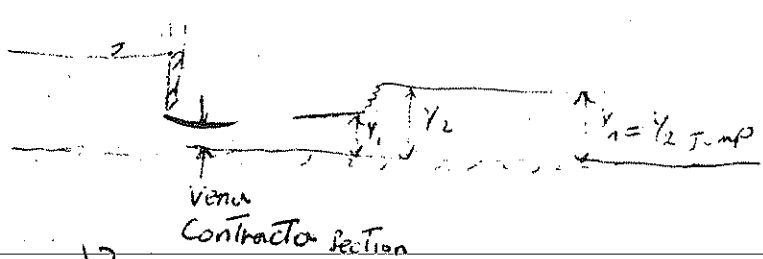
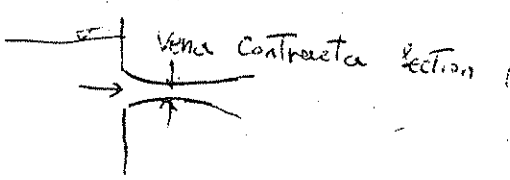
1984

QUESTION 4

A vertical sluice gate produces a downstream jet depth of 0.40m when installed in a long rectangular channel 5.0m wide conveying a steady discharge of 20.0 m³/sec. The flow downstream of the gate eventually returns to the uniform flow depth of 2.5m.

- (a) Verify that a hydraulic jump occurs.
- (b) Calculate the head loss across the jump.
- (c) If the head loss through the gate is $0.05 V_2^2/2g$ where V_2 is the velocity at the vena contracta, calculate the depth upstream of the gate and the force on the gate.

(30 minutes)



(12)

3/5

5

1985

QUESTION 4

(a) Provide brief but precise definitions of the following:

- (i) Specific energy
- (ii) Alternate depths
- (iii) Conjugate depths
- (iv) Momentum function
- (v) Critical depth

(5 minutes)

(b) Show that for a rectangular channel the relationship among the alternate depths h_1 and h_2 and the critical depth h_c is given by

$$h_c^3 = \frac{2h_1^2 h_2^2}{h_1 + h_2}$$

(10 minutes)

(c) Water flows in a 4.0m wide rectangular channel at a depth of 2.0m and velocity of 1.5 m/sec. The channel is contracted to a width of 2.0m and the bed raised by 0.40m in a particular reach. What is the change in the upstream water level (if any)?

(15 minutes)

6

1986

QUESTION 6

(i) Derive an expression for the force on an undrowned vertical sluice gate in a rectangular channel, in terms of the depths upstream and downstream of the gate.

(10 minutes)

(ii) A sluice gate is mounted in a rectangular horizontal channel 3m wide. A short distance upstream the depth is 3m. The gate opening is 1m and the contraction coefficient is 0.61. Calculate the thrust on the gate by use of the expression derived in (i) and by assuming that the pressure distribution on the gate is hydrostatic. Explain any difference between the two answers.

(15 minutes)

4/5

- (iii) Water flows in a rectangular channel 3m wide at a velocity of 3 m/sec. and at a depth of 3m. There is an upward step of 0.61m. Calculate the minimum expansion in width that must take place simultaneously for this flow to be possible as specified.

(20 minutes)

7

1988
QUESTION 4

- (a) A rectangular channel of width 5m expands smoothly to a width of 6m together with a smooth rise in the bed. The bed is smooth and horizontal upstream and downstream of the transition. The depth and velocity upstream of the transition are respectively 3m and 2m/sec. and the water surface downstream of the transition is observed to be 0.4m lower than the water surface upstream.

Neglecting energy losses, determine the flow depth downstream of the transition and the rise in the bed.

(20 minutes)

- (b) Determine the depth of critical flow in a trapezoidal channel of bed width 3.5m with side slopes of 1H:1V conveying a discharge of $36\text{m}^3/\text{sec}$.

(10 minutes)

8

1989
QUESTION 4

- (a) A rectangular channel of width 4m expands smoothly to a width of 5m together with a smooth rise in the bed. The bed is smooth and horizontal downstream of the transition.

The depth and velocity upstream of the transition are respectively 3m and 2 m/sec. and the water surface downstream of the transition is observed to be 0.5m lower than the water surface upstream.

Determine the flow depth downstream of the transition and the rise in the bed.

(18 minutes)

- (b) A vertical sluice gate produces a downstream jet depth of 0.40m when installed in a long rectangular channel 5.0m wide conveying a steady discharge of $20.0\text{ m}^3/\text{sec}$. If the head loss through the gate is $0.05 V_2^2/2g$ where V_2 is the velocity at the vena contracta, calculate the depth upstream of the gate and the force on the gate.

(12 minutes)

5/5

9

1990
QUESTION 3:

- (a) Water flows in a rectangular channel 3m wide at a velocity of 3m/sec. and at a depth of 3m. If an upward step of 0.61m is introduced, determine the minimum simultaneous expansion in width necessary for the upstream flow to be possible as specified.

(20 minutes)

- (b) Determine the critical depth in a trapezoidal channel of bed width 4m with side slopes at 45° to the horizontal when conveying a discharge of $40\text{m}^3/\text{sec}$.

(10 minutes)

10

1991
QUESTION 4:

- (a) Water flows in a 4.0m wide rectangular channel at a depth of 2.0m and velocity of 1.5 m/sec. The channel is contracted to a width of 2.0m and the bed raised by 0.40m in a particular reach. What is the change in the upstream water level (if any)?

check whether or not changed (15 minutes)

- (b) It is proposed to lay a sewer pipe on a slope of 1 in 2500 to carry a discharge of $1.5\text{m}^3/\text{sec}$.
- (i) Determine the minimum size of pipe required if the flow is uniform and the pipe is not to flow more than half full. Assume Mannings $n = 0.015$.
- (ii) Determine the resulting Froude number of the flow.

(15 minutes)

- (c) Derive an expression for the energy loss across a simple hydraulic jump in terms of the depths y_1 and y_2 immediately upstream and downstream of the jump respectively.

(15 minutes)

۳

انواع جریان (Types of Flow)

انواع جریان بر حسب نحوه تغییر خصوصیات جریان نسبت به زمان و مکان مشخص میگردند.

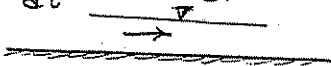
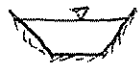
مساخن خصوصیات جریان : $\gamma = F(Q, A, P, R, V, S_0, n, \dots)$

* خصوصیات جریان نسبت به زمان : $\frac{d\gamma}{dt}$: جریان پایدار (ساکن) Steady Flow : $\frac{d\gamma}{dt} = 0$ if

* خصوصیات جریان نسبت به مکان : $\frac{d\gamma}{dx}$: جریان یکنواخت Uniform Flow : $\frac{d\gamma}{dx} = 0$ if

انواع جریان

(1) Steady - Uniform : جریان پایدار و یکنواخت ($\frac{d\gamma}{dt} = 0, \frac{d\gamma}{dx} = 0$)

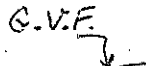


مثال : شرایط طلایه کانالها

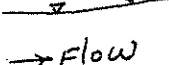
(2) Steady - Non Uniform : جریان پایدار و غیریکنواخت ($\frac{d\gamma}{dt} = 0, \frac{d\gamma}{dx} \neq 0$)

بر حسب شدت تغییرات مکانی جریان :

(1-2) Gradually Varied Flow (G.V.F.) - جریان متغیر تدریجی

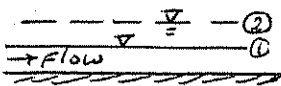


(2-2) Rapidly Varied Flow (R.V.F.) - " " " " " " " " " " " "

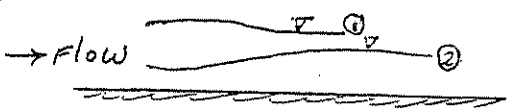


(3) Unsteady - Uniform : جریان ناپایدار و یکنواخت ($\frac{d\gamma}{dt} \neq 0, \frac{d\gamma}{dx} = 0$)

مثال : تغییرات یکنواخت عمق آب از زمانی به زمان دیگر (در شرایط واقعی نادر است !)



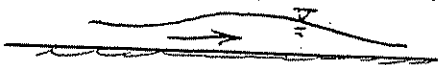
(4) Unsteady - Non Uniform : جریان ناپایدار و غیریکنواخت ($\frac{d\gamma}{dt} \neq 0, \frac{d\gamma}{dx} \neq 0$)



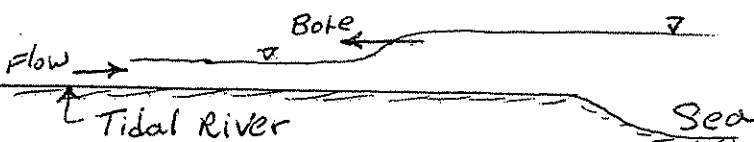
مثال : جریان طبیعی در رودخانهها

بر حسب شدت تغییرات مکانی جریان :

(1-4) G.V.F. : موج ناشی از بارش طولانی وسیله در حوزه یک رودخانه بزرگ



(2-4) R.V.F. : موج ناشی از جزدومد دریا (Tide) در رودخانه های ساحلی



(۴)

حالات جریان (States of Flow)

در مجاری آب و هوا، شرایط جریان از اثر نیروی دو نیرو $\left\{ \begin{array}{l} 1 - \text{Viscous Force (نیروی لزجت): } (F_v) \\ 2 - \text{Gravity Force (نیروی ثقل): } (F_g) \end{array} \right\}$ به نیروی حرکتی $(F_I: \text{Inertial Force})$ تعیین میگردد.

الف) (F_v) Viscous Force: نیروی مقاومت برش (اصططاک) آب (در اثر خاصیت لزجت یا Viscosity) در برابر جریان است.

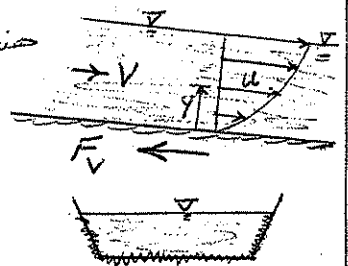
نیروی F_v باعث $\left\{ \begin{array}{l} 1 - \text{ایجاد تفریقان سرعت در محق } (\frac{du}{dy} \neq 0) \\ 2 - \text{عامل اصططاک و افت انرژی جریان} \end{array} \right\}$ میشود.

$$\left\{ \begin{array}{l} F_v = \tau \cdot A \\ \tau = \mu \frac{du}{dy} \text{ : تنش برش (Shear Stress)} \\ A: \text{ (طول کانال} \times \text{مخیط ترشده) = سطح برش جریان} \end{array} \right\} \Rightarrow F_v = \mu \cdot \frac{du}{dy} \cdot A$$

معادله ابعادی: $F_v = \mu \left(\frac{v}{L}\right) L^2 = \mu \cdot v \cdot L$ ← هندسی

↑ کینماتیکی ↑ خصوصیت دینامیکی: Dynamic Viscosity

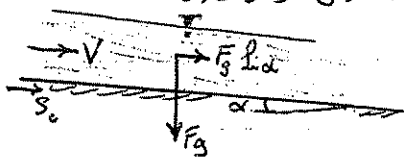
Kinematic Viscosity: $\nu = \frac{\mu}{\rho}$, $[\nu] = L^2 T^{-1}$



ب) Gravity Force (F_g) :

$$F_g = mg = (\rho V)g = (\rho g)V = \gamma V \downarrow$$

$F_g \downarrow$ در سطح افق عامل حرکت نیست ولی بر اوزن سطوح شیب دار مؤلفه حرکتی مؤثر دارد.



معادله ابعادی: $F_g = \rho \cdot g \cdot L^3$ ← هندسی

↑ کینماتیکی ↑ دینامیکی

ج) Inertial Force (F_I) :

$$F_I = \text{برآیند نیروهای مؤثر بر جریان} = \text{نیروی حرکتی}$$

در جهت برآیند سرعت جریان عمل میکند

$$F_I = ma = (\rho V) \cdot \frac{dv}{dt}$$

معادله ابعادی: $F_I = \rho \cdot L^3 \cdot \frac{v}{T} = \rho \cdot L^2 \cdot \left(\frac{L}{T}\right) \cdot v = \rho \cdot L^2 \cdot v \cdot v = \rho \cdot v^2 \cdot L^2$

↑ کینماتیکی ↑ دینامیکی ↑ هندسی

5

ساخته‌ها بدون بُعد در ارزیابی حالت جریان

۱- عدد رینولدز (R_N : Reynolds NO.) : $R_N = \frac{F_z}{F_v}$

از نظر ابعادی : $R_N = \frac{\rho v^2 L^2}{\mu v L} = \frac{\rho v L}{\mu} = \frac{v L}{(\mu/\rho)} = \frac{v L}{\nu}$

L = ساختن هندسی جریان (با بُعد طول)

سعی هیدرولیکی : $L \equiv R = \frac{A}{P}$: در مجاری روباز

$R_N = \frac{v R}{\nu}$

ساختن عددی $\left\{ \begin{array}{l} R_N \geq 2000 \text{ (Chow, 1959)} \\ \text{یا} \\ R_N \geq 12500 \text{ (French, 1986)} \end{array} \right\}$ Turbulent Flow (جریان متلاطم)

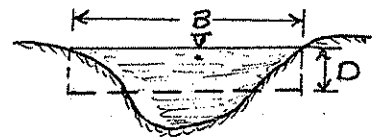
نکته مهم : جریان در مجاری روباز عموماً متلاطم است. (آزمایش گانان !)
نتیجه : ساختن R_N ، عامل تعیین کننده‌ای در وضعیت جریان نیست.

۲- عدد فرود، فرود (F_F : Froude NO.) : $F_F = \sqrt{\frac{F_z}{F_g}}$

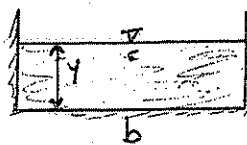
از نظر ابعادی : $F_F = \sqrt{\frac{\rho v^2 L^2}{\rho g L^3}} = \frac{v}{\sqrt{g L}}$

L = ساختن هندسی جریان برای وزن سیال (با بُعد طول)

در مجاری روباز : $L \equiv D = \frac{A}{B}$: معادله معادل هیدرولیکی (معادله مستطیلی)



نتیجه : $F_F = \frac{v}{\sqrt{g D}}$ رابطه عمومی



برای گانان مستطیل : $F_F = \frac{v}{\sqrt{g y}}$

$D = y \Rightarrow F_F = \frac{v}{\sqrt{g y}}$

دبی واحد عرض : $q = \frac{Q}{b} \Rightarrow v = \frac{Q}{A} = \frac{q \cdot b}{b \cdot y} = \frac{q}{y}$, $F_F = \frac{v}{\sqrt{g y}} = \frac{q}{\sqrt{g y^3}}$

ساختن عددی F_F :

$F_F = 1$: جریان بحرانی (Critical flow) : توازن نیروی حرکتی و نیروی کشش

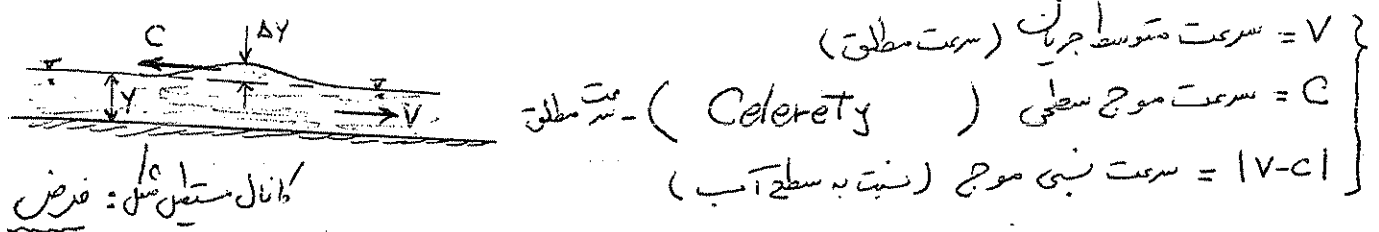
$F_F < 1$: جریان زیر بحرانی (Sub-Critical) : غلبه نیروی کشش و انتقال به سمت کمتر

$F_F > 1$: جریان فوق بحرانی (Super-Critical) : غلبه نیروی حرکتی و انتقال به سمت زیادتر

نتیجه : مهمترین ساختن در ارزیابی شرایط جریان در مجاری روباز است.

مفهوم فیزیکی جریان بجرانی:

اگر در سطح آب جاری، آستنگی (Disturbance) ایجاد شود (در اثر باد، بریزش سنگ، موج کوتاه...) امواج کوتاه در سطح آب ظاهر میشود (Small/Elementary Gravity Wave).
 بطوریکه ارتفاع موج (Δy) نسبت به عمق آب (y) خیلی کم باشد. ($\Delta y \ll y$)



اگر جریان در کانال مستطبی بجرانی دوره باشد: $F_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} = 1 \Rightarrow v = \sqrt{gy}$
 بطور تجربی: مشاهده میشود که موج بالادست ساکن دیده میشود و نسبت بالادست حرکت نمی کند.
 ایستائی موج بالادست ← سرعت نپی موج به جریان اصلی = صفر ← $\vec{C} = \vec{v}$

$$C = \sqrt{gy} \quad \text{یا}$$

نتیجه: (۱) در جریان بجرانی، اگر موج سطحی کوتاه ایجاد شود، موج نسبت بالادست منتشر نشده و بلکه حالت ایستائی دارد. ($C = v = \sqrt{gy}$)
 (۲) سرعت موج سطحی کوتاه همواره برابر $C = \sqrt{gy}$ است.
 این رابط در "فصل انرژی" اثبات خواهد شد.

مفهوم فیزیکی جریان زیر بجرانی:

$F_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} < 1 \Rightarrow v < \sqrt{gy}$ یا $\vec{v} < \vec{C}$
 از نظر ناظر ثابت: موج ایجاد شده در بالادست، نسبت بالادست حرکت میکند.
 نتیجه: در جریان زیر بجرانی، خصوصیات جریان بالادست توسط شرایط پایین دست کنترل میشود.

مفهوم فیزیکی جریان فوق بجرانی:

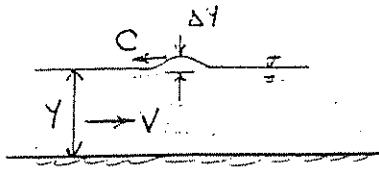
$F_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} > 1 \Rightarrow v > \sqrt{gy}$ یا $\vec{v} > \vec{C}$
 از نظر ناظر ثابت: موج سطحی ایجاد شده، نمیتواند نسبت بالادست برود و بلکه نسبت پایین دست می رود.
 نتیجه: در جریان فوق بجرانی، خصوصیات جریان توسط شرایط بالادست کنترل میشود.

تعریف هیدرولیکی شیب کف

(۱) اگر جریان بکلیت در کانال فوق بجرانی باشد ($F_r > 1$) ← شیب تند (Steep Slope)
 (۲) " " " " زیر بجرانی " ($F_r < 1$) ← شیب آرام (Mild Slope)
 (۳) " " " " بجرانی " ($F_r = 1$) ← شیب بجرانی (Critical Slope)

(V)

کاربرد معادله انرژی : تعیین سرعت موج سطحی کوتاه (C : Celerity)



هند : اثبات رابطه $C = \sqrt{gy}$ در یک کانال مستطیلی

C : سرعت (مطلق) موج سطحی

V : سرعت متوسط (مطلق) جریان

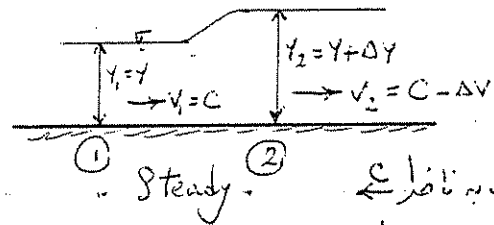
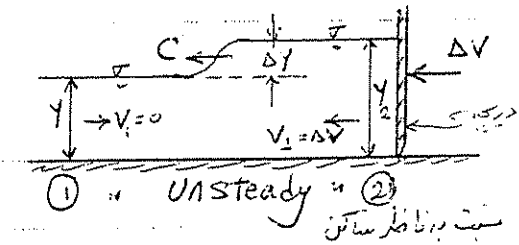
فرض : انت انرژی ناشی از حرکت موج سطحی کوتاه بر روی سطح آب ناچیز است .

شرایط مسئله :

در یک کانال مستطیلی شیب α آب با عمق y در صورت ساکن است ($V=0$) .

در یک کانال متحرک حوره در اگر با سرعت کم (ΔV) حرکت داده شود ، موج کوتاه می به ارتفاع (Δy) در با سرعت C نسبت بالادست حرکت میکند . در این حالت یک جریان نا پایدار یا *Unsteady* بوجود میآید .

دری این جریان از دیدگاه ناظری که با همان سرعت C در جهت موج حرکت میکند ، صورت پایدار ظاهر میگردد و ناظر همواره موج را در حالت ایستایی می بیند . (Stationary Surge) . در این حالت میتوان معادلات پیوستگی و انرژی را بر این حالت جریان پایدار نسبت به ناظر نوشت .



نسبت به ناظر \leftarrow معادله پیوستگی جریان در مقطع عرضی کانال :

$$A_1 V_1 = A_2 V_2 \Rightarrow C y = (C - \Delta V)(y + \Delta y)$$

$$\Rightarrow C y = C y - y \Delta V + C \Delta y - \Delta V \Delta y \Rightarrow \left\{ \frac{\Delta y}{\Delta V} = \frac{y}{C} \right\} \quad (1)$$

معادله انرژی با فرض ناچیز بودن انت اصطلاحی موج کوتاه :

$$E_1 = E_2 \Rightarrow y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$y + \frac{C^2}{2g} = (y + \Delta y) + \frac{(C - \Delta V)^2}{2g} \Rightarrow y + \frac{C^2}{2g} = y + \Delta y + \frac{C^2}{2g} - 2C \frac{\Delta V}{2g} + \frac{\Delta V^2}{2g}$$

$$\Delta y = \frac{C}{g} \Delta V \Rightarrow \left\{ \frac{\Delta y}{\Delta V} = \frac{C}{g} \right\} \quad (2)$$

$$\frac{C}{g} = \frac{y}{C} \Rightarrow \left\{ C = \sqrt{gy} \right\} \quad \text{از معادله (1) و (2)}$$

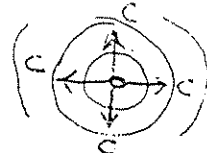
* برای مقاطع غیر مستطیلی : $D = \frac{A}{B}$ ، $y \equiv D$ ، $C = \sqrt{gD}$

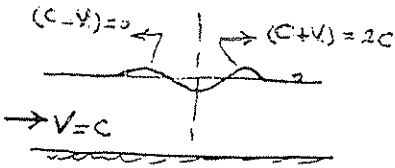
(A)

کنترل جریان
 کنترل بالادست (U/S Control)
 کنترل پائین دست (D/S Control)

مفهوم کنترل : خصوصیت جریان در کجا و چگونه کنترل می شود ؟

مقدمه : اندک موج سطحی کوتاه در سطح آب بوجود آید ← سرعت مطلق موج سطحی : $C = \sqrt{gY}$ (Celerity)

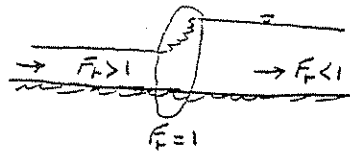
* در آب ساکن ($V=0$) :  انتشار موج با سرعت یک در تمام جهات



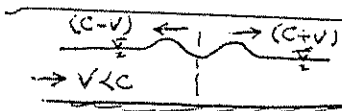
* در جریان بحرانی ($F_r = 1$) : $V = C = \sqrt{gY}$

در این حالت : موج منتشر شده در جهت بالادست ، نه بغیر بالادست می رود نه پائین دست (سرعت نهی صفر)

: Standing wave (موج ایست) ⇒ (Any surface disturbance cannot move U/S)



شکل دیگر : جهش هیدرولیکی

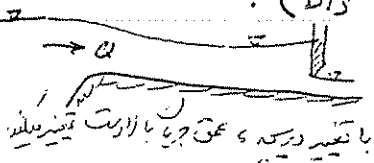


الف) در جریان زیر بحرانی ($V < C$ و $F_r < 1$) :

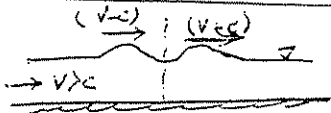
در این حالت ، موج بالادست نسبت بالادست حرکت می کند (Moving wave U/S)

نتیجه : شرایط جریان در پائین دست اور خصوصیات جریان در بالادست اندک مقدار ← کنترل پائین دست

یا در جریان زیر بحرانی ، کنترل جریان در پائین دست است (D/S Control)



با تغییر درجه و عمق جریان بالادست تغییر می کند



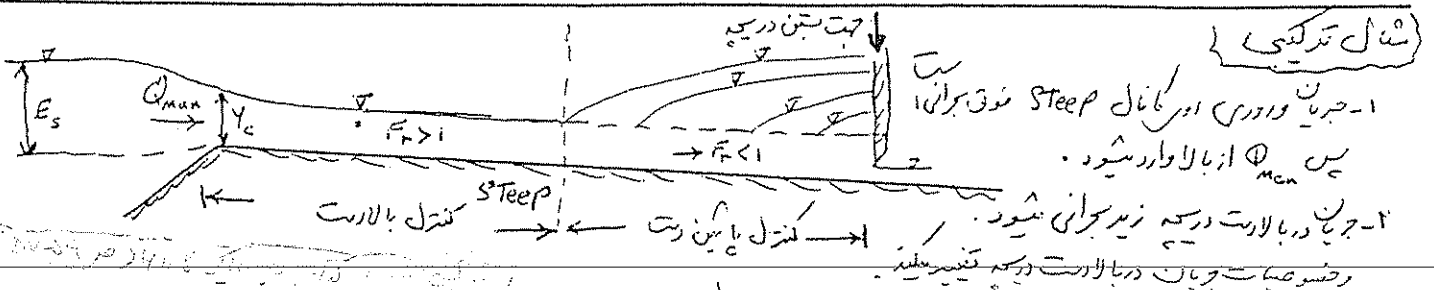
ب) در جریان فوق بحرانی ($V > C$ و $F_r > 1$) :

در این حالت ، موج بالادست نه تنها نسبت بالادست حرکت نمی کند بلکه کل موج

نسبت پائین دست منتقل می شود (Wave moves D/S) ← اور خصوصیات جریان بالادست تأثیر ندارد

نتیجه : در جریان فوق بحرانی ، کنترل جریان در بالادست است (U/S Control) در تأثیر این

کنترل اور تغییر در خصوصیات جریان در پائین دست خواهد بود



شکل ترکیبی

۱- جریان ورودی اور کانال Steep فوق بحرانی است پس Q_{max} از بالا وارد می شود

۲- جریان در بالادست درجه زیر بحرانی می شود ، خصوصیات جریان در بالادست درجه تغییر می کند

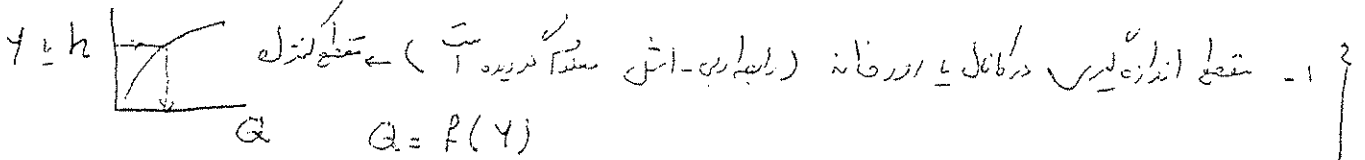
کنترل پائین دست ← کنترل بالادست

(9)

مقطع کنترل (Control Section)

مقطع کنترل : مقطعی از جریان که رابطه منحصر به فرد بین Q و Y وجود دارد .

Control : Any feature which leads to a unique depth-discharge relationship



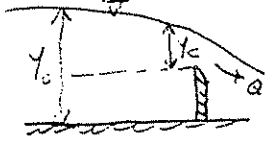
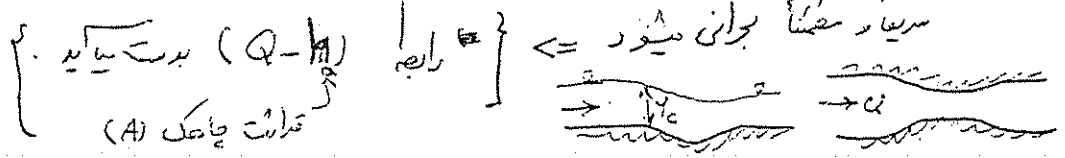
۲- مقطع کنترل جریان : تنها در شرایط جریان است که برای یک Q حین یک عمق (Y) وجود دارد .

یک اندازگی ویژه (مخ) حین

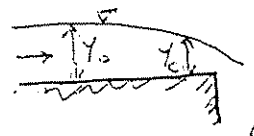
در صورتی که در مقطع از کانال ، جریان برای وجود آید = مقطع کنترل

تأسیساتی که باعث ایجاد جریان می شوند = سازه های کنترل (Control Structure)

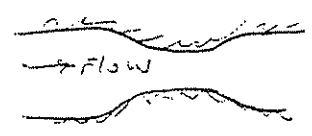
۱) شل (Partial Flume) : از طریق کاهش عرض کنج $(Throat)$ سبب گشایش جریان



۲) سرریزها (Weirs) : $Q = f(Y_0)$

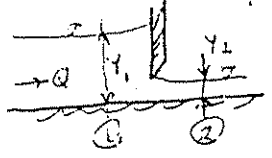


۳) آب رها (Chutes / Drops) : $Q = f(Y_0)$



۴) تبدیل ها (Transitions) (Flumes) :

۵) دریچه ها (Gates) نیز از سازه های کنترل به حساب می آیند . گوییم عمق جریان مشاهده می شود .
رابطه دبی بر حسب عمق بدست می آید .



$Q = f(Y_0, Y_1)$



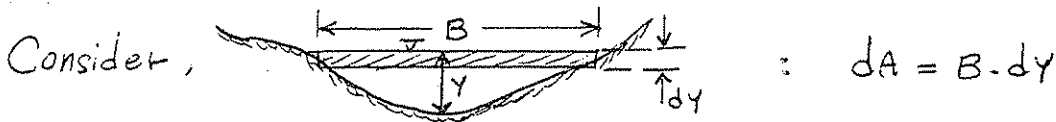
10

معادلات عمومی جریان بحرانی (Critical Flow)

Specific Energy : $E_s = y + \frac{V^2}{2g}$
 Mean velocity : $v = \frac{Q}{A}$ } $\Rightarrow E_s = y + \frac{Q^2}{2g A^2}$, $E_s = F(y)$
 بزرگ‌ترین شکل

Critical flow requires $\frac{dE_s}{dy} = 0$

$Q = \text{const.}$ (steady flow),
 $\frac{dE_s}{dy} = 1 + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{-2A \frac{dA}{dy}}{A^4} \right) = 0 \Rightarrow \frac{Q^2}{g} \left(\frac{1}{A^3} \cdot \frac{dA}{dy} \right) = 1$



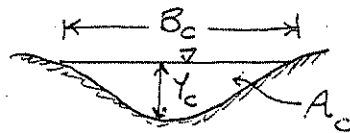
$\frac{Q^2}{g} \left(\frac{1}{A^3} \cdot \frac{B \cdot dy}{dy} \right) = 1 \Rightarrow Q^2 \cdot B = g \cdot A^3$
 معادله عمومی جریان بحرانی
 where, $A, B = f(y_c)$ یا $\frac{Q^2}{g} = A^2 \cdot D$

Why Critical Flow?

$\frac{Q^2 B}{g A^3} = 1 \Rightarrow \frac{Q^2/A^2}{g(A/B)} = \frac{V^2}{gD} = \left(\frac{V}{\sqrt{gD}} \right)^2 = F_r^2 = 1$

$F_r = 1$

Critical Depth : y_c



$D = \frac{A}{B}$ عمق معادل

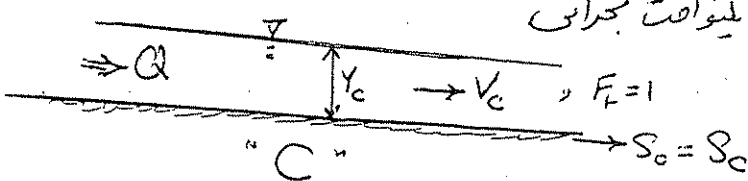
Critical Velocity : V_c

$F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} = 1 \Rightarrow V_c = \sqrt{gD_c}$
 $\frac{V_c^2}{2g} = \frac{1}{2} D_c$

Critical Specific Energy = Min. $E_s = E_c = y_c + \frac{V_c^2}{2g} = y_c + \frac{1}{2} D_c$

Critical Slope (S_c) and Critical Uniform flow :

کمانال با سبکتابت (S_c) بحرانی
 " " " شکل متوسط سنسور کتابت
 " " " دبی معین Q



(11)

Manning Equation : $Q = \frac{K}{n} A R^{2/3} S_o^{1/2}$ where, $\begin{cases} SI : K=1 \\ ES : K=1.49 \end{cases}$

OR : $S_o = \frac{Q^2 \cdot n^2}{K^2 (A^2 R^{4/3})}$: Bed slope

سبب بحرانی / critical : $S_{oc} = \frac{Q^2 \cdot n^2}{K^2 (A_c^2 R_c^{4/3})}$

- $S_o = S_{oc}$: Critical slope (C) ; $F_r = 1$; Uniform depth $y_o = y_c$
- $S_o < S_{oc}$: Mild (M) ; $F_r < 1$; " " $y_o > y_c$
- $S_o > S_{oc}$: Steep (S) ; $F_r > 1$; " " $y_o < y_c$

محاسبات عمق بحرانی در مقاطع طبیعی - در جریان پایدار

در مقاطع طبیعی اورفاند ها ، برای دبی ثابت ($Q = \text{const.}$) ، عرض طولی عمق بحرانی (y_c) بصورت حقیقی و تکینوات نیست .

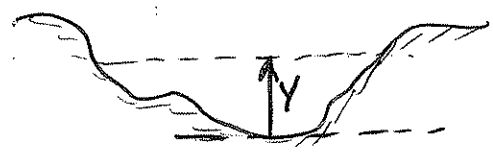
در این حالت بهترین ($E_s - y$) برای هر مقطع متفاوت عبور و در نتیجه عمق بحرانی در هر مقطع متفاوت خواهد بود .
روش حل در هر مقطع بحرانی اورفاند :

الف) روش محاسباتی : $\frac{\alpha Q^2}{g} = A^2 D = \text{const.}$, known

برای این اطلاعات هندسی مقطع بحرانی ، عمق بحرانی از جدول زیر قابل محاسب است (روش حل عددی) .

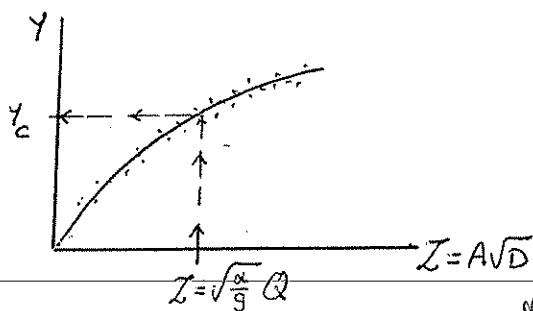
y	A	B	$D = A/B$	$A^2 D$
y_c	A_c	B_c	D_c	$A_c^2 D_c = \frac{\alpha}{g} Q^2$

حل ←



$\frac{\alpha Q^2}{g} = A^2 D \Rightarrow Z = \sqrt{\frac{\alpha}{g}} Q = A \sqrt{D} = \text{known}$

ب) روش تجربی



برای یک مقطع بحرانی

y	A	B	D	$Z = A \sqrt{D}$
y_c	A_c	B_c	D_c	Z_c

میدان

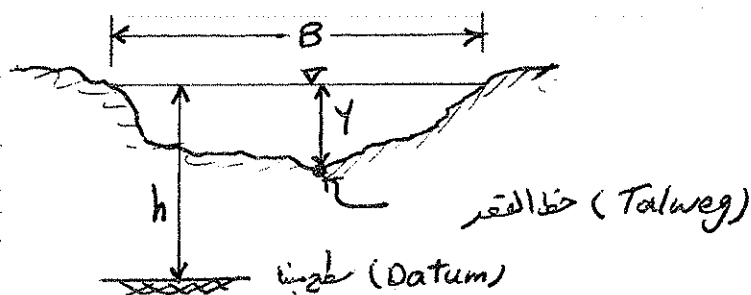
(۱۳)

مسئله ۲: محاسبه عمق بحرانی در یک مقطع اورفانه ای

در مقطع عرضی شماره ۹۲ از اورفانه نازلو (ارومیه - بالادست پل نازلو)، اطلاعات هندسی در جدول زیر ارائه شده است.

برای جریان سیل ۲۵ ساله معادل ($Q = 297 \text{ m}^3/\text{s}$)، عمق بحرانی (Y_c) را محاسبه نمایید.
فرض: ضریب توزیع سرعت در معادله اندرسن معادل ($\alpha = 1.2$) است.

ارتفاع سطح آب $h : (\text{m})$	عمق مانده آب $Y : (\text{m})$	سطح مقطع جریان $A : (\text{m}^2)$	محیط ترسده $P : (\text{m})$	عرض سطح آب $B : (\text{m})$	عمق متوسط $D = A/B : (\text{m})$	$A^2 D$
1344.37	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
44.42	0.05	0.05	2.04	2.0		
44.62	0.25	1.96	21.4	21.0		
44.82	0.45	7.52	34.8	34.7		
45.02	0.65	16.02	49.9	49.7		
45.22	0.85	27.4	62.2	62.0		
45.42	1.05	42.2	84.4	84.0		
45.62	1.25	60.1	94.0	93.5		
45.82	1.45	79.3	98.5	97.9		
46.02	1.65	99.2	103.0	102.3		
46.22	1.85	120.1	109.2	108.5		
46.42	2.05	142.7	117.0	116.1		
46.62	2.25	166.7	118.2	117.4		
46.82	2.45	189.7	119.5	118.6		
47.02	2.65	213.5	121.6	120.5		
47.22	2.85	237.9	124.2	123.0		



رابطه های:

اطلاعات تک می ده که اورفانه مقطع عرضی دارد (wide channel):

$$P \approx B \quad , \quad R \approx (D = A/B) \quad \left(\frac{B}{4} \leq \frac{B}{D} \right) \gg 10$$

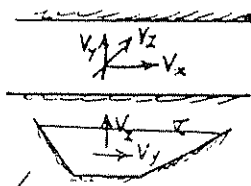
عمق بحرانی (در سطح آب بحرانی) در موقعیت از ارتفاع مقطع عرضی است که:

$$A^2 D = \frac{\alpha}{g} Q^2$$

10

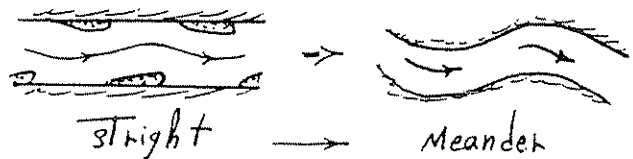
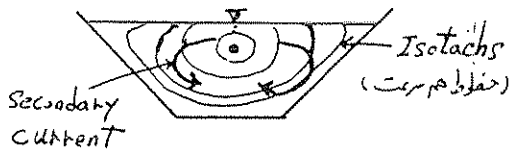
توزیع سرعت در مجاری روباز " velocity distribution "

باعث وجود اصطکاک و مقاومت برشی جریان آب یا هوا (در سطح آزاد) و با جداره بستر، سرعت ذرات در جهت جریان (x) بلکه در جهات عمود بر آن نیز مؤلفه دارد.



V_x : سرعت جریان اولیه (Primary current) در جهت جریان است در داخل نیروی حرکتی (Inertia) ایجاد می‌شود.

V_y و V_x : سرعت در مقطع عمود بر جریان (مقطع عرضی/کمانال) است که ایجاد جریان ثانویه (Secondary current) می‌کند. علت آن نیز اختلاف اصطکاک و مقاومت برشی جریان در محیط مقطع و سطح آزاد آب بوده و سرعت جریان ثانویه بستگی به شکل مقطع، زبری و غیره کیفیاتی مقطع دارد. بطوریکه سرعت در نقاط مختلف مقطع عرضی یکسان نباشد و شکل زیر خطوط هم‌سرعت (Isotachs) را در مقطع کانال نشان میدهد. اختلاف سرعت در مقطع عرضی تولید جریان ثانویه می‌کند که عامل اصلی ماریجی شدن (Meandering) آبراه‌ها در زمانه‌ها می‌باشد.

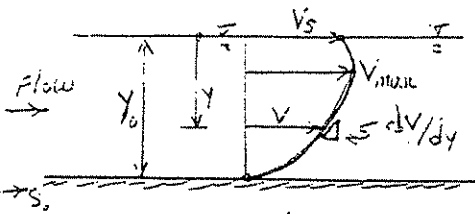


در طراحی کانال‌ها از جریان ثانویه صرف نظر شده و تنها جریان اولیه (و $V = V_x$) در نظر گرفته می‌شود.

توزیع سرعت در مجاری روباز (جریان اصلی - لوله) Velocity Distribution

مقدمه: وقتی آب به جریان در آید، در اثر خاصیت چسبندگی لزوجت (Viscosity: μ در $\text{kg/m} \cdot \text{s}$)، مقاومت لایه‌ها در خلاف جهت جریان پدید می‌آید. $\text{Flow} \rightarrow \leftarrow$ تنش برشی

مقاومت برشی آب در حین جریان بین { لایه‌های آب - سطح آزاد آب با هوا - آب یا بستن جریان (گت و دیواره‌ها) } ظاهر می‌گردد.



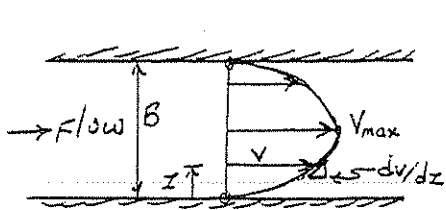
۱- ایجاد گرادینت سرعت در عمق آب: $v_s =$ سرعت سطحی آب که برش تنش برشی با هموا کمی کمتر از سرعت ماکزیمم (v_{max}) است.

معادله توزیع عمق سرعت (پروفیل قائم) به صورت‌ها

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{کلاسیک: } v = \frac{v_s}{K} \ln \frac{y}{y_0} \\ \text{نابسی: } v = n \frac{v_s}{K} \left(\frac{y}{y_0} \right)^n \end{array} \right.$$

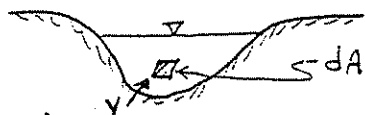
(ضریب تجربی $n=4$ ؛ ثابت کابین $K \approx 0.4$ ؛ $u_* = \sqrt{\tau_b / \rho} = \sqrt{gRS_0}$: سرعت برشی)

سرعت متوسط عمق (Depth-averaged velocity): $V_{ave.} = \frac{1}{y_0} \int_0^{y_0} v dy$



۲- ایجاد گرادینت سرعت در عرض مجرا: $V_{ave.} = \frac{1}{B} \int_0^B v dz$: سرعت متوسط سطح افق

نتیجه: سرعت جریان در یک مقطع عرضی تابعی از عمق و موقعیت عرضی است $v = F(y, z)$



در تحلیل یک بعدی جریان (1D Flow):

تفسیرات عمق و عرض سرعت در نظر گرفته می‌شود. \Leftarrow یک سرعت برای هر مقطع عرضی منظور می‌شود \Leftarrow سرعت متوسط - در راستای محور به مقطع جریان.

سرعت متوسط: $V_{ave.} = \frac{1}{A} \int_A v dA$

معادله فوق برای حل رسیخ - نیاز به رابطه توزیع سرعت دارد.

سرعت متوسط: $V_m = Q/A$ از نظر فیزیکی:

نکته مهم: بدلیل توزیع غیر یکدست سرعت در مقطع عرضی: $V_m \neq V_{ave.}$
 $V_m < V_{ave.}$

(۳)

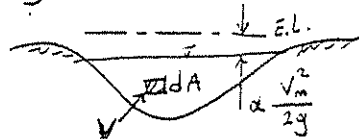
الف) تأثیر غیر یکنواخت توزیع سرعت در معادله انرژی :

در صورتیکه نفوذ است که ارتفاع انرژی (H) در عرض مقطع یک است (حظ انرژی در مقطع عرضی است) بنابراین یک بار متوسط سرعت در نظر گرفته میشود.

بار متوسط سرعت < متوسط بار سرعت در مقطع
برای تصحیح :

$$\left(\frac{V^2}{2g}\right)_{ave} = \alpha \frac{V_m^2}{2g} \quad \text{where, } V_m = \frac{Q}{A}; \quad \alpha = \text{Velocity Distribution Coeff.}$$

(ضریب توزیع سرعت در معادله انرژی)



$\alpha = ?$

$$d\dot{E}_K = \frac{1}{2} (d\dot{m}) V^2 = \frac{1}{2} (\rho \cdot dA \cdot V) V^2 = \frac{\rho}{2g} V^3 dA$$

$$\dot{E}_K = \frac{\rho}{2g} \int_A V^3 dA$$

$$\dot{E}_K' = \frac{1}{2} \dot{m} V_m^2 = \frac{1}{2} (\rho \cdot Q) V_m^2 = \frac{\rho}{2g} V_m^3 A$$

$$\dot{E}_K > \dot{E}_K' \Rightarrow \dot{E}_K = \alpha \dot{E}_K' \quad \text{where } \alpha = \frac{\dot{E}_K}{\dot{E}_K'} = \frac{\int V^3 dA}{V_m^3 A} > 1$$

$$\alpha \approx \frac{\sum V_i^3 A_i}{V_m^3 A}; \quad \text{در مقطع عرضی} \rightarrow H = z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \frac{V_m^2}{2g}$$

(باصل تغییر (عددی))

ب) تأثیر غیر یکنواخت توزیع سرعت در معادله مومنت

$$\dot{M} = \dot{m} \bar{V} = \rho Q \bar{V} = \rho (AV) \bar{V} = \rho A V \bar{V}^2$$

$$d\dot{M} = \rho V^2 dA = \frac{\rho}{g} V^2 dA$$

$$\dot{M} = \frac{\rho}{g} \int_A V^2 dA$$

$$\dot{M}' = \rho Q V_m = \frac{\rho}{g} A V_m^2$$

$$\dot{M} > \dot{M}' \Rightarrow \dot{M} = \beta \dot{M}' \quad \text{where, } \beta = \frac{\int V^2 dA}{V_m^2 A} > 1$$

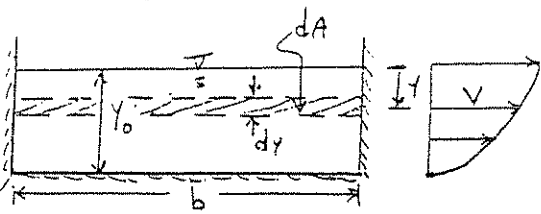
$$\beta \approx \frac{\sum V_i^2 A_i}{V_m^2 A}; \quad \text{معادله مومنت متوسط} \rightarrow \dot{M} = \beta \cdot \rho Q V_m$$

(عددی)

۱۴

مسئله: یک آبراهه مستقیم مثلثی عرض b و عمق جریان y_0 را در مثل زیر در نظر بگیرید. توزیع سرعت در امتداد قائم از رابطه $v = K y^{1/2}$ پیروی میکند. ضرایب توزیع سرعت α و β را محاسبه کنید.

فرض: مقطع عرضی است و تأثیر دینامیک در توزیع عرضی عمیقیت ناچیز بوده؛ در پیروزی عمیقیت در عرض مقطع یکنواخت فرض میشود.



مساحت مقطع: $A = b y_0$
 $dA = b dy$

$$V_{ave} = \frac{1}{A} \int_A v dA = \frac{1}{b y_0} \int_0^{y_0} v (b dy) = \frac{1}{y_0} \int_0^{y_0} K y^{1/2} dy = \frac{2}{3} K y_0^{1/2}$$

$$\alpha = \frac{\int v^3 dA}{V_{ave}^3 A} = \frac{\int_0^{y_0} (K y^{1/2})^3 (b dy)}{(\frac{2}{3} K y_0^{1/2})^3 (b y_0)} = \frac{\int_0^{y_0} K^3 y^{3/2} dy}{\frac{2}{3} y_0^{3/2}} = 1.35$$

$$\beta = \frac{\int v^2 dA}{V_{ave}^2 A} = \dots = 1.25$$

از نظر ریاضی، همواره:

$$\alpha > \beta > 1$$

رابطه تجربی: (تغییرات زیر کم) $\frac{\alpha-1}{\beta-1} = 2.7 - 2.8$

برای کانالها ساده شده با مقاطع یکنواخت و منبسطی $\alpha \approx 1.10$
 $\beta \approx 1.05$

عموماً در طراحی کانالها و شرایط جریان یکنواخت یا G.V.F.:

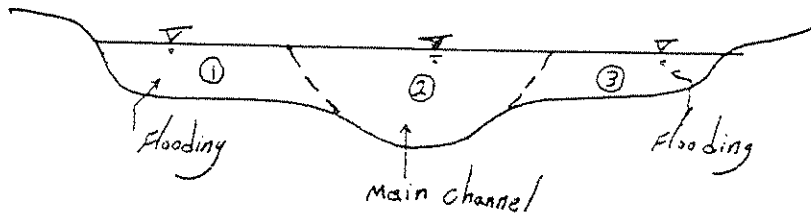
$$\alpha \approx \beta \approx 1.0$$

برای مجاری طبیعی - اورفانه ها -

الف) روش اندازه گیری مستقیم (V_{ave}, A) α, β
 ب) جداول تجربی ارائه شده توسط Chow (1959)

ضرایب α و m در مقاطع مرکب (Composite sections) :

در رودخانه‌ها معمولاً مقطع رودخانه یک مقطع مرکب است. مثال: بستریلاب و مقطع اصلی



در این شرایط سرعت متوسط در مقطع اصلی بستریلاب است. ضرایب α و m اثر این بستری نسبت به یک مقطع ساده خواهند داشت. (زیرا تغییرات سرعت در مقطع اصلی بستریلاب) بطور کلی اگر سرعت را در هر یک از مقاطع 1، 2 و 3 یکنواخت فرض کنیم، ضرایب α و m را برای مقطع مرکب

لذا روابط تقریبی زیر برست می‌توان آورد :

$$\alpha = \frac{\sum V_i^3 A_i}{V_m^3 A} = \frac{V_1^3 A_1 + V_2^3 A_2 + V_3^3 A_3}{V_m^3 A_T}$$

$$m = \frac{\sum V_i^2 A_i}{V_m^2 A} = \frac{V_1^2 A_1 + V_2^2 A_2 + V_3^2 A_3}{V_m^2 A_T}$$

که در آنجا: V_1 و V_2 و V_3 سرعت متوسط در مقاطع 1، 2 و 3
 A_1 و A_2 و A_3 سطح مقطع جریان

$$A_T = A_1 + A_2 + A_3$$

$$V_m = Q_T / A_T \quad \text{یا} \quad V_m = \frac{\sum V_i A_i}{A_T} = \frac{V_1 A_1 + V_2 A_2 + V_3 A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

همچنین می‌توان از معادلات زیر استفاده کرد: (با کاربرد سدها می‌باشد)

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n (K_i^3 / A_i^2)}{(K^3 / A^2)}$$

$$m = \frac{\sum_{i=1}^n (K_i^2 / A_i)}{(K^2 / A)}$$

$$\begin{cases} K = \frac{1}{n} A R^{2/3} \\ K_i = \frac{1}{n_i} A_i R^{2/3} \end{cases}$$

: Manning Ef.

در سطح تریب :

K: Conveyance factor

(۴)

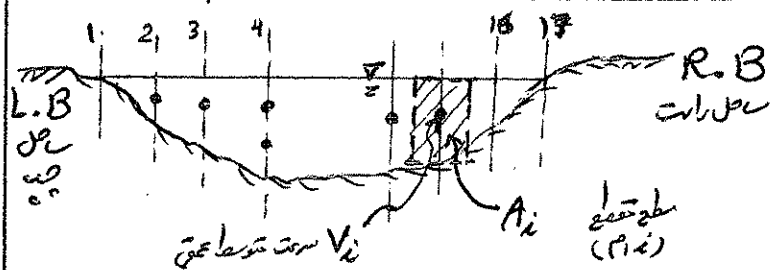
مسئله ۱: محاسبات خصوصیات جریان در یک مقطع عرضی رودخانه‌ای

در موقعیت ایستگاه هیدرومتری تپیک - بر روی رودخانه نازلو - ، عمق و سرعت (توسیله مولفه) از روی پل تلفزیک بصورت جدول زیر برراست و محاسبه گردیده است .
 در هر موقعیت عمق ، سرعت متوسطا عمق از طریق اندازه‌گیری سرعت در عمق ۰.۴ و یا دو عمق (۰.۱۲ و ۰.۱۸) از سطح آب در نظر گرفته شده است . دمای آب $T=20^{\circ}C$ است .

شماره تقصا	فاصله از لب آب در ساحل چپ (م)	عمق آب (m)	سرعت متوسطا عمق (m/s)
1	0	0.0	0.00 (لبه آب چپ)
2	1	0.5	0.30
3	3	0.8	0.70
4	5	1.2	0.85
5	7	1.5	0.80
6	10	1.8	0.70
7	13	2.0	0.75
8	17	2.4	0.82
9	21	2.5	0.71
10	25	2.8	0.75
11	28	3.0	0.81
12	31	2.5	0.78
13	34	2.1	0.72
14	36	1.7	0.65
15	38	1.1	0.60
16	40	0.7	0.40
17	42	0.0	0 (لبه آب راست)

الف) مقطع عرضی رودخانه را رسم نماید (با مختصات عمودی و افقی)

ب) $B = ?$ (م) عرض سطح آب
 $A = ?$ (م²) سطح مقطع جریان
 $P = ?$ (م) محیط ترانه
 $R = ?$ (م) شعاع هیدرولیک
 $R = A/P$
 د) عمق متوسطا : $D = A/B = ?$ (م)
 ح) $Q = \sum A_i V_i$ (م³/ث)



$$\alpha \approx \frac{\sum V_i^3 A_i}{V_m^3 A} = ?$$

$$\beta \approx \frac{\sum V_i^2 A_i}{V_m^2 A} = ?$$

$$Re = \frac{V_m R}{\nu}$$

$$F_r = \frac{V_m}{\sqrt{gD}}$$

د) سرعت متوسطا جریان (V_m) ؟

$$V_m = \frac{Q}{A} = \frac{\sum A_i V_i}{\sum A_i} = P \text{ (م/ث)}$$

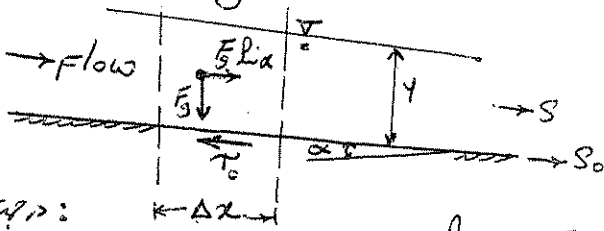
- * ه) ضریب توزیع سرعت در عمق (ن) ؟
- ب) ضریب توزیع سرعت در عرض (ب) ؟
- ن) عدد رینولدز (Re) و حالت جریان ؟
- ی) عدد فرود (F_r) و نوع جریان ؟

* $\alpha > \beta > 1$ ؟ اگر سرعت در نقاط مقطع عرضی یکسان بود $\alpha = \beta = 1$

فصل سوم: نیروی بر توزیع سرعت و تنش برش در مجاری روباز

τ_0 : Boundary Shear Stress

۱- تنش برش بستر جریان (کف دیواره):



در جهت جریان:

$$\sum F_x = ma = 0 \Rightarrow F_3 L \alpha - F_v = 0$$

فرض: جریان یکنواخت

۱- کانال با بستر تخت و هموار

۲- شیب کف ثابت و کم (توزیع هیدرواستاتیکی فشار در عمق)

$$F_3 = W_{\text{fluid}} \quad ; \quad F_v = \tau_0 \cdot A_s$$

↑ سطح برش ↑ وزن حجم کنترل

$$(\gamma A \Delta x) L \alpha = \tau_0 (P \cdot \Delta x)$$

$$\tau_0 = \gamma \left(\frac{A}{P}\right) L \alpha = \gamma R L \alpha$$

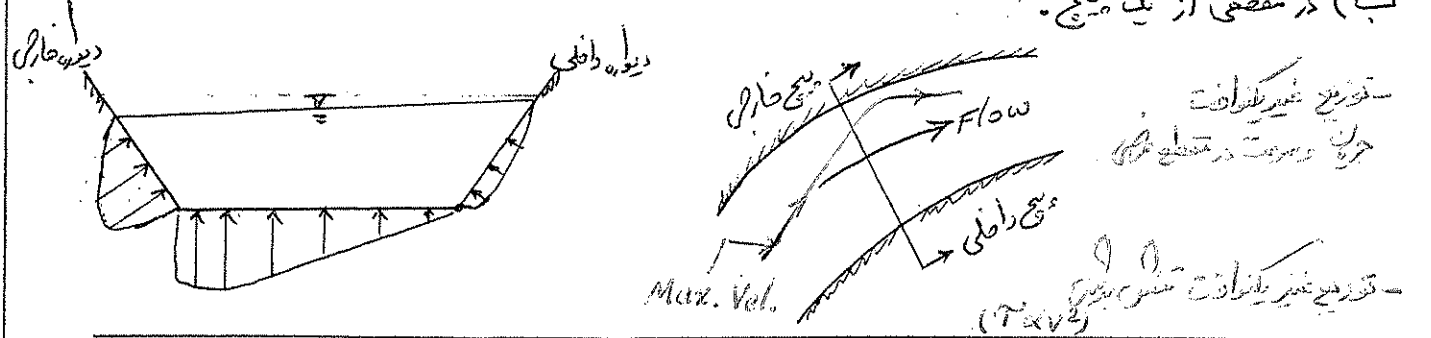
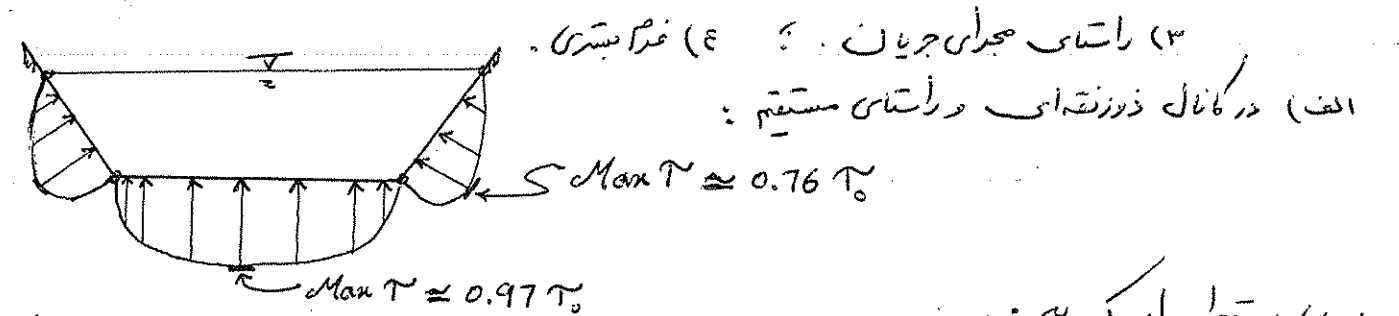
$$L \alpha \approx \gamma \alpha \approx S_0 \Rightarrow \tau_0 = \gamma R S_0 \quad \text{For Uniform Flow}$$

$$\tau_0 = \gamma R S_f \quad \text{For Non-Uniform Flow}$$

بصورت کلی: متوسط تنش برش در بستر جریان یا Boundary Shear Stress OR Mean Shear Stress acting on channel boundaries.

تعریف: Shear Velocity: $U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{g R S}$ (بند سرعت چلر) → سرعت برش: متوسط تنش برش در بستر جریان - با مقیاس سرعت

نکته مهم: توزیع τ_0 در کف بستر (Bed) و در دیواره ها (Banks) یک منحنی و پاره ای است از:

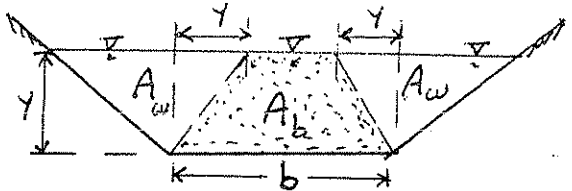
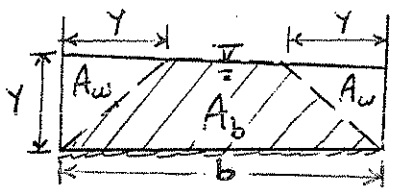


τ_b : Bed Shear Stress (acting along the bed) : تنش برشی کف بستر

$\tau_b = \gamma R_b S$: صورت تقوس برشی حرکت بستر

R_b = Hydraulic radius related to bed

$\gamma, S = \text{const.} \Rightarrow \tau_b \propto R_b$: اگه برای مقاطع هندسی (مستطیل و دوزنقته)



$\tau_b = \gamma R_b S = \gamma \left(\frac{A_b}{b}\right) S$

A_b = سطح مقطع مربوط به کف بستر (bed) = بخش از سطح جریان که توسط هندسه کف اشغال شده است.
 A_w = دیواره ها

(ب) برای مجاری عرضی و کم عمق (Shallow and Wide Channels) : $R_b \approx y$

تقاطع مستطیلی عرضی : $\tau_b \approx \tau_o = \gamma y S$ (شکل عرضی کف بر دیواره ها غالب است)

تقاطع بیضی عرضی : $\tau_b \approx \tau_o = \gamma D S$, $(D = \frac{A}{B})$

B = عرض سطح آب

تأثیر شکل و فضا بستر : $\tau_b \gg$ (Bed Form)

$\tau_b = \tau'_b + \tau''_b = \gamma R'_b S + \gamma R''_b S = \gamma S (R'_b + R''_b)$

$R_b = R'_b + R''_b$

$\tau = \rho U_*^2 \Rightarrow U_*^2 = U_*'^2 + U_*''^2$

- τ'_b = Due to surface drag (Grain Roughness) : تنش برشی ناشی از زبری بستر (اصطلاحی)
- τ''_b = Due to Shape and Form Drag : تنش برشی ناشی از شکل و فضا بستر



در کانال های مستوی یا مجاری ضریبش با بستر پایدار و تخت

$\tau''_b \approx 0$
 $\tau_b = \tau'_b$

(Plain bed) بستر تخت

τ_w : wall shear stress : تنش برشی دیواره ها

$\tau_w = K \tau_o$

K = ضریب تجربی تابع از شکل مقطع و راستای مجرا. (در مجاری مستوی بهنجاری بهنجاری مقدار K حداقل 50% بیشتر است)

۴- تنش برش جریان = مقاومت سیال در برابر جریان در اثر دو عامل زیر:

$\tau = \tau' + \tau''$

الف) خاصیت لزجت سیال
 خاصیت Cohesion ← Viscosity (μ)
 برای سیال نیوتن (آب) $\mu = \text{const.}$

$\tau' \propto \frac{du}{dy}$ و $\tau' = \mu \frac{du}{dy}$ (Newton's eq. of viscosity)

این عامل برای جریان آرام (Laminar) غالب است.

ب) انتقال مومنتم ذرات جریان (Momentum Transfer)

تساوت در اثر تحرک و برخورد ذرات جریان ← در جریان متلاطم (Turbulent) غالب است.

Prandtl Law: $\tau'' \propto \left(\frac{du}{dy}\right)^2$ و $\tau'' = \rho l^2 \left(\frac{du}{dy}\right)^2$

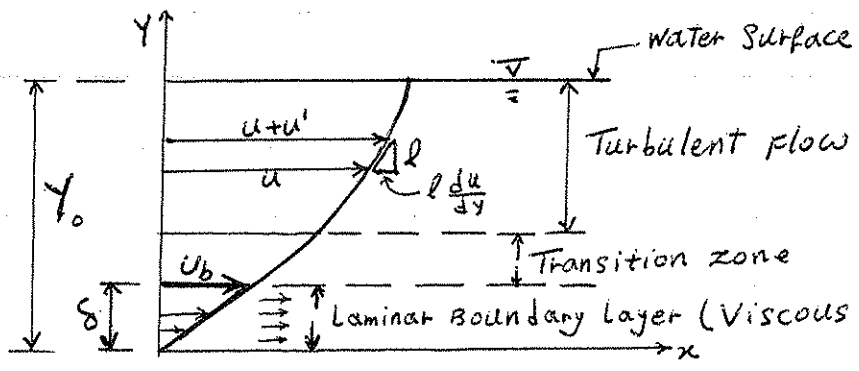
l = طول مشخصه - که تغییرات مؤلفه سرعت قابل تشخیص است

$\tau = \tau' + \tau''$

در جریان متلاطم (Re >> 1) $\tau'' \gg \tau' \Rightarrow \tau = \tau''$
 جریان در مجاری روباز → در جریان متلاطم (Re >> 1)

۵- توزیع سرعت و تنش برش جریان

توزیع سرعت در امتداد قائم (Vertical velocity distribution) بصورت نمونه در شکل زیر است.



سرعت در هر نقطه شد تغییر می کند (u, v, w)
 l = طول مشخصه که می توان آنرا به سرعت داد است.

جریان در مجاری روباز همواره متلاطم است: $(Re = \frac{vR}{\nu} \gg 2000)$
 ولی توزیع جریان در عورت بصورت زیر تقسیم میگردد.

الف) لایه مرزی (B.L.):

- یک لایه نازک در مجاورت بستر، تحت ماکزیمم تنش برش (تأثیر اصطکاک بستر و تفاوت چگالی مایعات)
- جریان بصورت آرام (Laminar) است - خطوط جریان موازات یکدیگر و یک بُعد است
- و توزیع سرعت خطی است (عامل Viscosity غالب است).

$y | \delta$, B.L. thickness = δ : مختصات لایه مرزی

توزیع سرعت خطی (جرم آنرا) : $\frac{du}{dy} = \text{Const.} = \frac{U_b}{\delta}$, $\left\{ \begin{array}{l} \text{at } y=0 \Rightarrow u=0 \\ \text{at } y=\delta \Rightarrow u=U_b \end{array} \right.$: Near-bed velocity

تنش برشی (جرم آنرا) : $\tau_0 = \mu \frac{du}{dy} = \mu \frac{u}{y}$: (1)

معادله برپایه فرض خطی است : $u = \frac{\tau_0}{\mu} y$: (2) , $y : (0, \delta)$

حد بالایی لایه مرزی : $(U_b = \frac{\tau_0}{\mu} \delta , y = \delta)$

$Re^* = \frac{U_b \delta}{\nu} = 11.6^2$: (3)

$Re^* = \frac{(\frac{\tau_0}{\mu}) \delta^2}{\nu} = 11.6^2$: (4)

Re^* : Reynolds no. related to the bed.

but : $\tau_0 = \rho U_*^2$; and $\nu = \frac{\mu}{\rho}$: (5)

From Eqs. (4), (5) : $\delta = 11.6 \frac{\nu}{U_*}$: (6)

where, $U_* = \sqrt{g \gamma S}$

In B.L. $\left\{ \begin{array}{l} y | \delta = 11.6 \frac{\nu}{U_*} \\ u = f(y) = \frac{\tau_0}{\mu} y = \frac{U_*^2}{\nu} y \\ U_b = \frac{\tau_0}{\mu} \delta = \frac{U_*^2}{\nu} \delta , U_* = \sqrt{g \gamma S} \end{array} \right.$

$\delta \ll y_0$

مختصات B.L. در عقاب با محقق آب بسیار کم است

تا آنکه این لایه در توزیع سرعت و محاسبات جریان قابل ملاحظه است

و در تحلیل حرکت مواد ریزش کف بستر مهم می باشد.

δ : (mm)	Field <small>مکانها و روشها</small>	Lab. <small>مکانها و روشها</small>
Min.	0.02	0.1
Max.	0.33	3.9

بصورت تجربی :
منبع : کتاب "هندسه رودها" رابرت
ص ۲۰-۲۹

(Transition zone) ناحیه جریان انتقالی

در این ناحیه، توزیع سرعت و تنش نامنظم بوده و از آرام تا تلاطم متغیر است و مرز بندی مشخص ندارد.

ح. ناحیه جریان متلاطم (Fully Turbulent zone) ^{یا کامل}

در این ناحیه، ذرات جریان مؤلفه‌ها سه بُعدی دارد و پدیده Momentum Transfer غالب بوده و عامل اختلاط و Mixing و تعدیل توزیع سرعت می‌باشد.

تشریح: $\tau = \tau' + \tau''$

$\tau'' \gg \tau' \Rightarrow \tau \approx \tau'' = \rho l^2 \left(\frac{du}{dy}\right)^2$

بطور تجربی رابطه آب صاف:

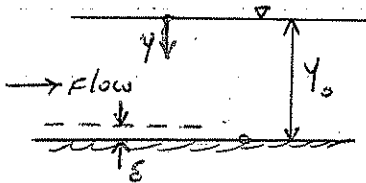
طول مشخص: $l = Ky$, $K \approx 0.4$ (Karman Const.)

$\therefore \tau = \rho K^2 y^2 \left(\frac{du}{dy}\right)^2$

OR $\frac{du}{dy} = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \cdot \frac{1}{Ky}$

But $U_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \Rightarrow \frac{du}{dy} = \frac{U_*}{Ky}$ (7) ^{توزیع سرعت در ناحیه متلاطم جریان}

$\Rightarrow du = \frac{U_*}{K} \cdot \frac{dy}{y}$ $\xrightarrow[U_* : \text{known}]{K = \text{const.} = 0.4}$ $\left\{ \begin{array}{l} U = \frac{U_*}{K} \ln y + C_1 \\ \text{OR} \\ \frac{U}{U_*} = 2.5 \ln y + C \end{array} \right.$ (8)



معادله توزیع سرعت محلی (جریان متلاطم)

مسئله: C یا انتخاب B.C مناسب

بافرض اینکه: جریان در تمام عمق (y/y_0) متلاطم باشد.

at $y = y_0 \Rightarrow u = 0$ و در کف بستر:

From Eq. (8) : $C = -2.5 \ln y_0$: (9)

$\therefore \frac{U}{U_*} = 2.5 \ln\left(\frac{y}{y_0}\right) = 5.75 \log\left(\frac{y}{y_0}\right)$: (10)

معادله توزیع سرعت قائم با فرض جریان متلاطم در تمام عمق (Nikuradse Eq., 1933)

نکته مهم:

معادله (10) در محدوده جریان متلاطم صادق است؛ یعنی $y/(y_0 - \delta)$ \Leftrightarrow u/u_0 (سرعت ترکیب بستر) \Leftrightarrow u/u_s (سرعت سطحی)

بنابراین، مسئله تعریف y_0 در رابطه (10) است.

بعبارت دیگر y_0 تفاوت از عمق آب خواهد بود. و تابعی از شرایط هیدرولیکی بستر است.

راصل تجربی برآورد γ_0 در رابطه (10) :

خصوصیات جریان بر اساس تأثیر زبری بستر جریان با شاخص زیر به سه گروه تقسیم می‌شود.

Shields (1936) : $Re^* = \frac{K_s U_*}{\nu}$ (Particle Reynolds no.)

K_s = ارتفاع معادل زبری بستر

$$\begin{cases} K_s = D_{50} & \text{Shields (1936), van Rijn (1984)} \\ K_s = D_{65} & \text{H.A. Einstein (1950)} \end{cases}$$

حالات جریان :

① Hydraulically Smooth Boundary Flow

where, $Re^* \leq 5$

یعنی بستر از نظر هیدرولیکی صاف است
(زبری نیمی بسیار کم $\frac{K_s}{\gamma_0}$)

بطور تجربی : $\gamma_0 = \frac{\nu}{9U_*}$: (11)

Eq. (8), (11) $\xrightarrow{\text{تایید کننده}}$ $\frac{U}{U_*} = 2.5 \ln \frac{\gamma U_*}{\nu} + 5.5 = 5.75 \log \frac{\gamma U_*}{\nu} + 5.5$: (12)

یعنی توزیع عمق سرعت مستقل از زبری بستر (K_s) است.

② Fully Rough - Turbulent Boundary Flow

where, $Re^* \gg 70$

یعنی بستر از نظر هیدرولیکی زبر (Rough Boundary)

بطور تجربی : $\gamma_0 = \frac{K_s}{30}$: (13)

Eq. (8), (13) $\xrightarrow{\text{تایید کننده}}$ $\frac{U}{U_*} = 2.5 \ln \frac{\gamma}{K_s} + 8.5 = 5.75 \log \frac{\gamma}{K_s} + 8.5$: (14)

یعنی توزیع سرعت بستگی به زبری بستر (K_s) یا زبری نیمی ($\frac{\gamma}{K_s}$) دارد.

③ Transitional Flow

where, $5 < Re^* < 70 \Rightarrow \frac{U}{U_*} = 8.74 \left(\frac{\gamma U_*}{\nu} \right)^{1/4}$: (15)

این رابطه تجربی بوده و از توزیع نهایی سرعت بدست آمده است.

معادله عمومی توزیع سرعت عمومی Einstein (1950) :

$\frac{U}{U_*} = 5.75 \log \left(\frac{30.2 \gamma x}{K_s} \right)$: (16)

که $K_s = D_{65}$; γ = فاصله عمق از زبری بستر ; $x = F\left(\frac{K_s}{8}\right)$ که از گراف ضمیمه بدست می‌آید.
(تا بعضی از حالت جریان است).

معادله عمومی Einstein (1950) که توسط van Rijn (1993) گزارش شده است :

$\frac{U}{U_*} = 5.75 \log \left(\frac{\gamma x}{K_s} \right) + 8.5$: (17)

تایید کننده

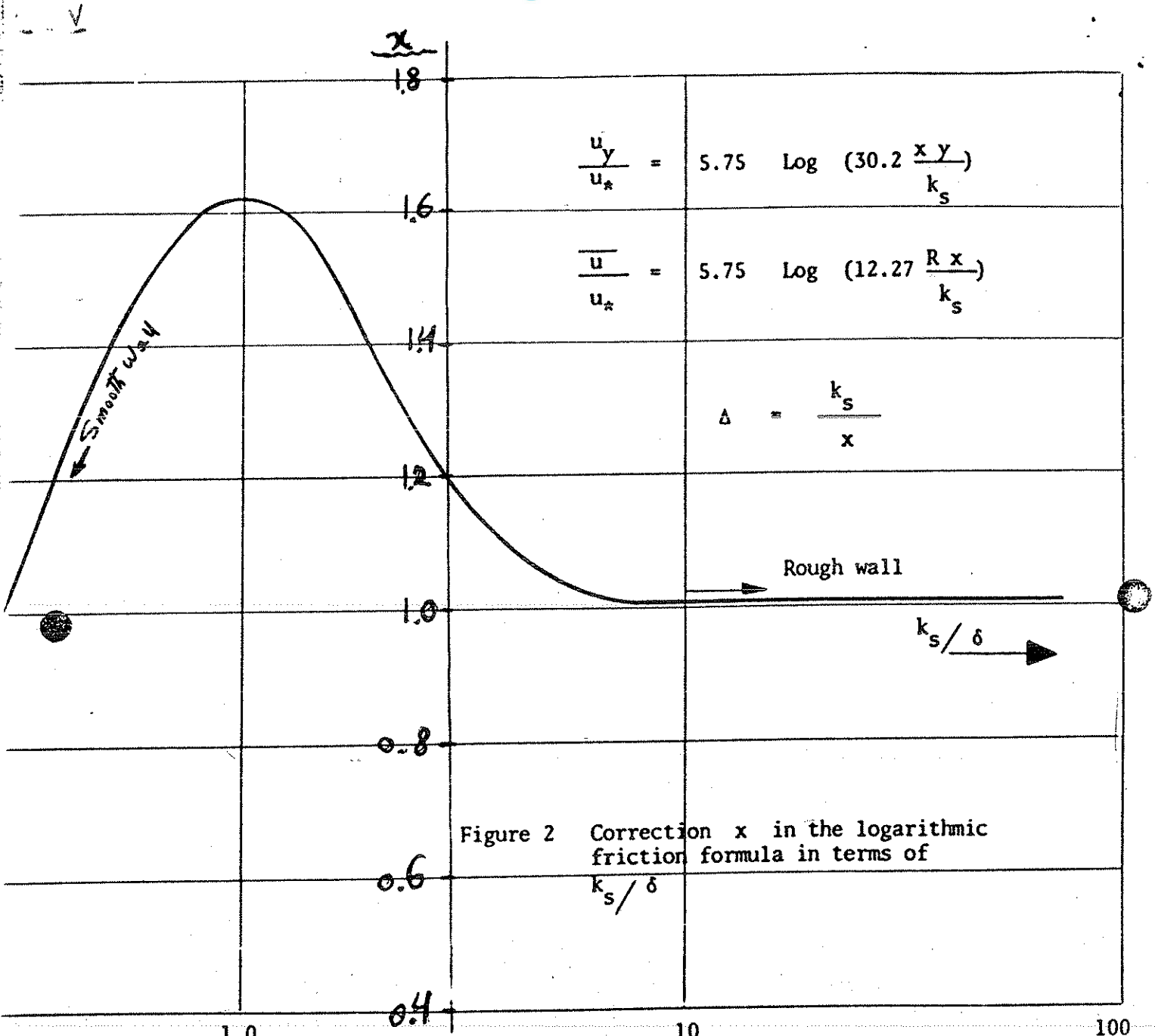


Figure 2 Correction x in the logarithmic friction formula in terms of k_s/δ

$$\frac{U}{U_*} = 5.75 \log \frac{4x}{k_s} + 8.5$$

ضریب تصحیح x در رابطه توزیع سرعت :

δ : Thickness of viscous sublayer (over the bed / from the wall)
 ضخامت لایه مرزی (از بستر یا دیواره)

$$\delta = \frac{11.6 \nu}{U_*}$$

$$U_* = \sqrt{\tau/\rho} = gRS \quad \text{Shear velocity}$$

ν = kinematic viscosity لزجت کینماتیکی

$$k_s = D_{65}$$

- U_y : سرعت در عمق y از سطح آب
- \bar{U} : سرعت متوسط عمقی
- R : شعاع حیدرولیکی

۶- سرعت متوسط (Average Velocity) (\bar{V})

الف) سرعت متوسط در مقطع عرضی: $\bar{V} = \frac{1}{A} \int_0^A u dA$

ب) سرعت متوسط عمق (Depth-averaged velocity): $\bar{V} = \frac{1}{y_0} \int_0^{y_0} u dy$

$u = f(y)$ depends on Re^*

الف) در کانالی عرض مستطیلی:

۱- الف) Hydraulically smooth bed:

$$\bar{V} = \frac{u_*}{y_0} \int_0^{y_0} (2.5 \ln \frac{y u_*}{\nu} + 5.5) dy = u_* \left[5.75 \log \frac{y_0 u_*}{\nu} + 3 \right] \quad (18)$$

۲- الف) Rough flow:

$$\bar{V} = u_* \left[5.75 \log \frac{y_0}{K_s} + 6 \right] \quad (19)$$

۳- الف) Transitional flow:

$$\bar{V} = u_* \left[5.75 \log \frac{12.27 y_0}{K_s} x \right]$$

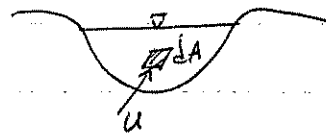
در این روابط $y_0 =$ عمق آب و $x =$ ازگراف ضمیمه

ب) برای مقاطع غیر مستطیلی: به مرجع شماره (۶) - ص ۲۷ - مراجعه شود.
(کتاب - هیدرولیک راب)

۷- ضرایب توزیع سرعت (Velocity Distribution Coeff.)

در معادله انرژی: $\alpha = \frac{\int u^3 dA}{\bar{V}^3 A}$

در معادله مومنتم: $\beta = \frac{\int u^2 dA}{\bar{V}^2 A}$



$$\alpha > \beta > 1$$

به مرجع شماره (۶) - ص (۳۱-۳۱) - مراجعه شود.
(کتاب - هیدرولیک راب)

1/ε

A simple method for measuring shear stress on rough boundaries

Une méthode simple pour mesurer les contraintes tangentielles sur des parois rugueuses

« روش ساده ارزیابی تنش برشی در بستر زبر »

S. WU and N. RAJARATNAM, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada

ABSTRACT

This technical note presents a simple method for the real time measurement of bed shear stress with a LabView Program for turbulent flow over uniformly rough boundaries, based on the classical logarithmic velocity distribution equation. The method is based on a step-wise linearization of the additive coefficient in the classical logarithmic velocity distribution equation.

RÉSUMÉ

Cette note technique présente une méthode simple pour la mesure en temps réel de la contrainte tangentielle le long du lit à l'aide d'un programme LabView d'écoulement turbulent sur une paroi de rugosité uniforme, basé sur l'équation classique de distribution logarithmique de la vitesse. La méthode est fondée sur une linéarisation par morceaux du terme additif de l'équation de distribution logarithmique de la vitesse.

Introduction

In open channels, turbulent flow over rough boundaries is common and it is often necessary to find the bed shear stress to calculate the velocities and flow rate, possible erosion of the bed as well as the rate of sediment transport. A simple method is to use the Preston tube (Preston 1954), in which the dynamic pressure Δp measured by a total head tube located on the boundary facing the flow, is correlated with the boundary shear stress τ_0 using the law of the wall. For smooth boundaries, the calibration curve provided by Patel (1965) is generally used whereas for uniformly rough boundaries, the calibration curves developed by Hollingshead and Rajaratnam (1980) may be used. In the course of writing a LabView program for real time measurement of bed shear stress on uniformly rough boundaries, it was found necessary to develop a modified procedure and this method is presented herein.

Development of the method

For a Preston tube (which is really a Pitot tube) of external diameter of d placed on an uniformly rough bed with an equivalent roughness height of k_s , facing the flow, neglecting the effects of turbulence and the Pitot displacement effect, the velocity u_0 at the center of the tube, may be assumed to be given by the equation

$$\frac{u_0}{u_*} = 5.75 \log [y_0/k_s] + B \quad (1)$$

معادله عمومی توزیع سرعت در عمق

where y_0 is the distance of the center of the tube from the datum of the rough bed, u_* is the shear velocity, equal to $\sqrt{(\tau_0/\rho)}$; τ_0 is the boundary shear stress; ρ is the mass density of the fluid and B is given by the following set of equations (Nikuradse 1933):

$$B = 5.75 \log R_s + 5.5 \quad \text{for } R_s \leq 3.5 \quad (2a)$$

$$B = 3.5 \log R_s + 6.59 \quad \text{for } 3.5 < R_s \leq 7.1 \quad (2b)$$

$$B = 9.58 \quad \text{for } 7.1 < R_s \leq 14.1 \quad (2c)$$

$$B = 11.5 - 1.62 \log R_s \quad \text{for } 14.1 < R_s \leq 70 \quad (2d)$$

$$B = 8.5 \quad \text{for } 70 < R_s \quad (2e)$$

In Eq. 2, $R_s = u_* k_s / \nu$ and the variation of B with R_s is also shown in Fig. 1. Since B is in general a function of the unknown parameter R_s , Eq. 1 may be seen as an implicit equation for calculating the shear velocity u_* .

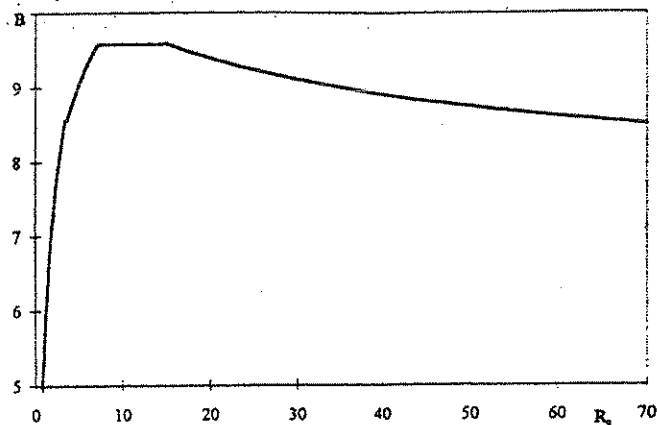


Fig. 1. Variation of B with R_s .

For a given roughness and Pitot (or Preston) tube, the first term on the right hand side of Eq. 1 is a constant, which may be written as A . Multiplying Eq. 1 with R_s ,

$$R_0 = AR_s + BR_s \quad (3)$$

where $R_0 = u_0 k_s / \nu$ and R_0 can be calculated for a given fluid, roughness and measured velocity. The first term on the right hand side of Eq. 3 is a linear function of R_s . For $R_s \leq 70$, the variation of the second term with R_s is shown in Fig. 2 which is simpler than the variation of B in Fig. 1. When R_s is greater than 70, the second term is also a linear function of R_s , equal to $8.5 R_s$. Approximating the nonlinear variation of BR_s by two linear equations (shown as dotted lines in Fig. 2), Eq. 3 is rewritten as

$$R_0 = AR_s + aR_s + b \quad (4)$$

Revision received April, 2000. Open for discussion till April 30, 2001.

where a and b are constants. The constants a and b were found to have the values of 9.94 and -4.70 for R_s in the range of 1.0 to 14.1; 8.30 and 19.50 for R_s in the range of 14.1 to 70 and 8.50 and 0 for R_s 70. Fig. 3 shows the relative error introduced by the linearization of BR_s , which is less than $\pm 2\%$ for R_s in the range of 8 to 70 and less than $\pm 5\%$ for R_s in the range 1 to 8.

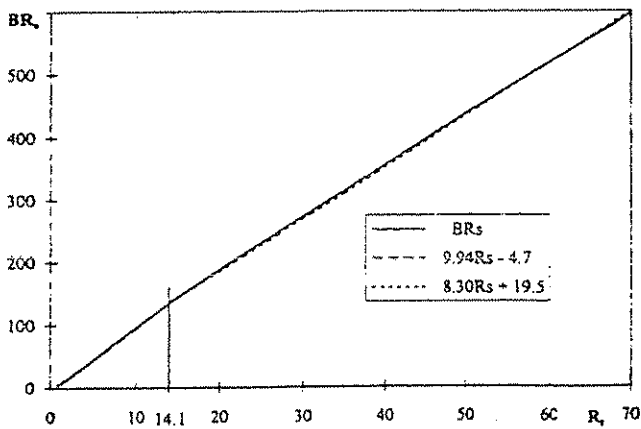


Fig. 2. Variation of BR_s with R_s .

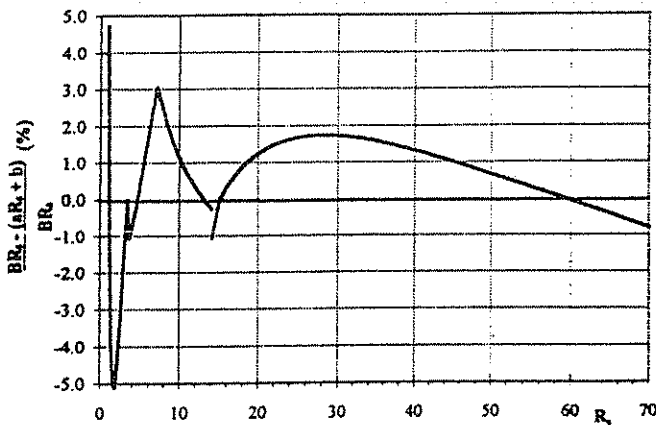


Fig. 3. Variation of the relative error of linearization with R_s .

Eq. 4 may be rewritten as

$$R_s = \frac{R_0 - b}{A + a} \quad (5)$$

In order to calculate the shear velocity with Eq. 5, it is effective to start with the ($a = 8.30$ & $b = 19.50$) set for R_s in the intermediate range of 14.1 to 70. After calculating R_s from Eq. 5, the proper values of a and b are obtained to give the final value of u_* from the equation

$$u_* = \frac{u_0 - b \frac{v}{k_s}}{A + a} \quad (6)$$

This technique has been successfully built into a LabView program and has been used to measure the bed shear stress in a project on flow around simple bodies.

Conclusions

A simple method is presented in this note for the real time measurement of bed shear stress for turbulent flow over uniformly rough boundaries, based on the classical logarithmic velocity distribution equation. The technique is based on a step-wise linearization of the additive coefficient in the classical logarithmic velocity distribution equation. The relative error introduced by this approximation has also been assessed.

Appendix I. References

HOLLINGSHEAD, A. B. and RAJARATNAM, N.(1980). A Calibration Chart for the Preston Tube. J. of Hydraulic Research, LAHR, 18(4), 313-326.
 NIKURADSE, J.(1933). English Translation: Law of Flow in Rough Pipes. TM 1292, NACA, USA (in German: Gesetzmäßigkeiten der turbulenten Stromung in rauhen Rohren. Forsch. Ing. Wesen, Heft 361).
 PRESTON, J. H.(1954). The Determination of Turbulent Skin Friction by means of Pitot Tubes. J. of Royal Aero. Soc. London, England, 58, 109-121.

Appendix II. Notation

The following symbols are used in this note:

- A constant in the velocity distribution equation;
- a coefficient;
- B coefficient in the velocity distribution equation;
- b coefficient;
- d diameter of the Preston tube;
- k_s equivalent sand roughness;
- R_0 parameter equal to $u_* k_s / v$;
- R_s parameter equal to $u_* k_s / v$;
- u_0 velocity at the geometric center of the tube of diameter of d ;
- u_* shear velocity;
- y_0 distance of the geometric center of the tube from the datum;
- Δp dynamic pressure indicated by the tube;
- ν kinematic viscosity of the fluid;
- ρ mass density of the fluid;
- τ_0 boundary shear stress.

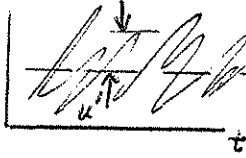
استاد محترم! بسیار متشکرم

A Preston tube is used to measure the shear stress in a flume experiment. The sand grain roughness $k_s = 2$ mm and the water viscosity is $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. If the Preston tube is located at a distance 10 cm from the wall, the corresponding velocity is measured to be 0.35 m/s. calculate the shear velocity u_* and wall shear stress τ_0 .

تلاطم و حد تلاطمی جریان

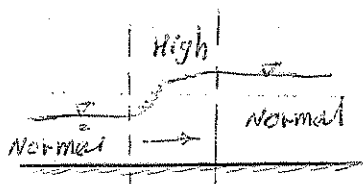
Turbulence and Turbulence Level

جریان در مجاری اویزان عموماً تلاطم (Turbulent) است.
 خصوصاً جریان تلاطمی: - نوسانات شدید زمانی در برقرار سرعت (مقدار و جهت) در هر نقطه
 - سه تغییر در جهت سرعت در هر نقطه => Mixing و اختلاط

u.  $\bar{u} = \frac{1}{t} \int u dt$: (Time-averaged velocity)
 $u = \bar{u} + u'$
 $\vec{v} = u + v + w$

* سطح مهم در تعیین حد تلاطمی جریان (Turbulence Level):
 - بطور کلی؛ از نظر کیفی:

1. Normal Turbulence level : $(\frac{R}{W} > 26)$ در مسیر مستقیم آب رها شده، در پیچهای ملایم
2. High " " : $(\frac{R}{W} < 26)$ Sharp Bends در پیچهای تند، در محل وقوع خمین هیدرولیکی، در پایش ز سازه های آبی، در محل پایه های پل، مواج، آب شوره دار



- از نظر کمی:

Turbulence = Random fluctuation of flow velocity around the mean value.

نسبت تلاطمی: Turbulence Intensity (TI) : سطح بودجه تلاطمی

$$TI = \frac{\text{RMS of } u}{\bar{u}} = \frac{\text{"Root Mean Square" of Streamwise velocity component}}{\text{Time-averaged velocity in Streamwise direction}}$$

$$RMS = \sqrt{u'^2} \neq 0.0$$

مهم: اندازه گیری سرعت در نزدیکی بستر صورت می گیرد (Near-bed velocity)

Near-bed velocity (U_b) = velocity at 10% of the water depth above the bed.

به Fig. (2.15) و Table (2.6) مراجعه کنید (HR-Wallingford (1998) مراجعه شود).

U_b ?

از نتایج تجربی

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{For } TI \leq 0.5 \Rightarrow U_b = (-1.48 TI + 1.04) U_d \\ \text{For } TI > 0.5 \Rightarrow U_b = (-1.48 TI + 1.34) U_d \end{array} \right.$$

For $TI < 0.2$, Straight River Reaches $\Rightarrow U_b = (0.74 - 0.9) U_d$

where, U_d = depth-averaged velocity = $\frac{1}{y} \int u dy$

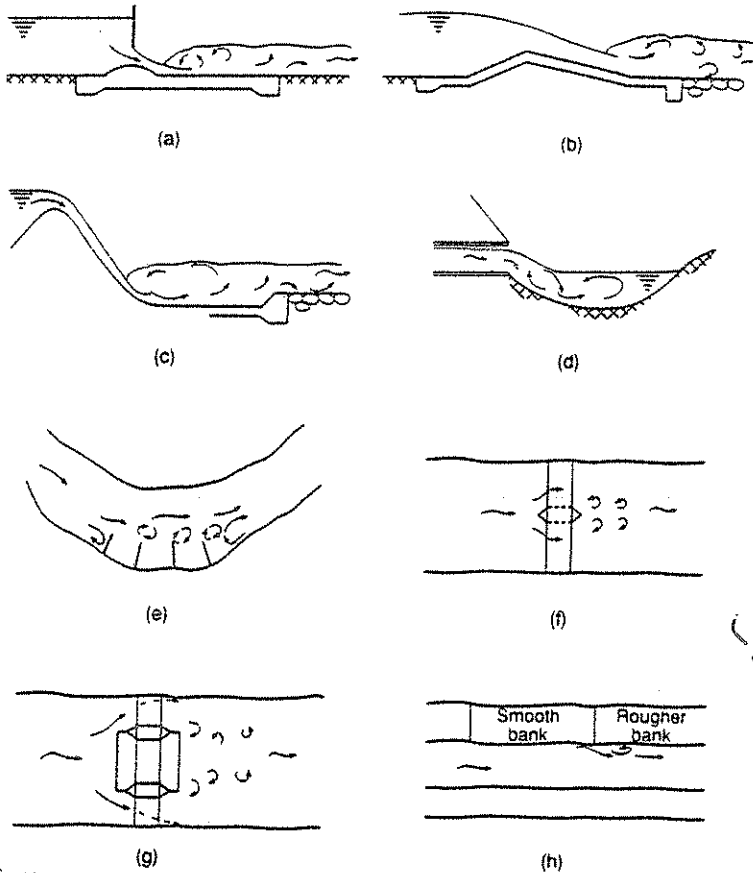
$U_d \approx U_m = \frac{Q}{A}$ (Mean velocity) <=> در صورتیکه اطلاعات U_d در روابط بالا موجود نباشد

Also, in Rough Turbulent Flow: $U_b = \frac{U_m}{0.68 \log(4/D_{s0}) + 0.71}$ (عمق متوسط)

R/W = Relative Curvature
R = شعاع انحنای مرکزی منحنی
W = عرض سطح آب در نقطه بالارست منحنی

تأثیر Turbulence و اهمیت آن

- ۱- ارتفاع سطح آب
- ۲- آسفتی و فرسایش در سطح آب و ایجاد موج های فوسانی
- ۳- نیروهای مورد (در فرسایش) بر روی کف و دیواره ها
- ۴- حمل و انتقال رسوب



شکل های از تلاطم شدید جریان

Eddy current ↔ High Turbulence

Figure 2.15. Typical situations of high turbulence: (a) gated weir; (b) ungated weir; (c) spillway and stilling basin; (d) culvert (discharging perpendicularly to a stream); (e) groynes (plan view); (f) bridge piers (plan view); (g) cofferdam (plan view); (h) transitions (plan view)

Table 2.6. Turbulence levels

حد تلاطم جریان

Situation	Turbulence level	
	Qualitative	Turbulence intensity TI
Straight river or channel reaches and wide natural bends ($R/W > 26$)*	Normal (low)	0-12
Edges of revetments in straight reaches	Normal (higher)	0-20
Bridge piers, caissons and groynes; transitions	Medium to high	0.35-0.50 [†]
Downstream of hydraulic structures (weirs, culverts, stilling basins)	Very high	0.60 [‡]

* R —centreline radius of bend; W —water surface width at the upstream end of the bend (see Section 2.4.2).

[†] The lower limit should be used when protecting across the width of the river or channel whereas the upper limit refers to local protection around piers or groynes.

[‡] Important note: this value refers to turbulence levels persisting downstream of hydraulic structures or of stilling basins and concrete aprons, where these are present; the value therefore does not apply to sections very close to large weirs or spillways not provided with energy dissipation structures.

○ Sharp Bend : $R/W < 26$

۱۳

نوسانات زمانی سرعت (سرعت لحظه‌ای v) در یک نقطه از جریان

فرکانس اندازه‌گیری سرعت (sec) $\frac{1}{20}$ یا ۲۰ بار در ثانیه - بادشمار بر سطح الکترودهای خاص

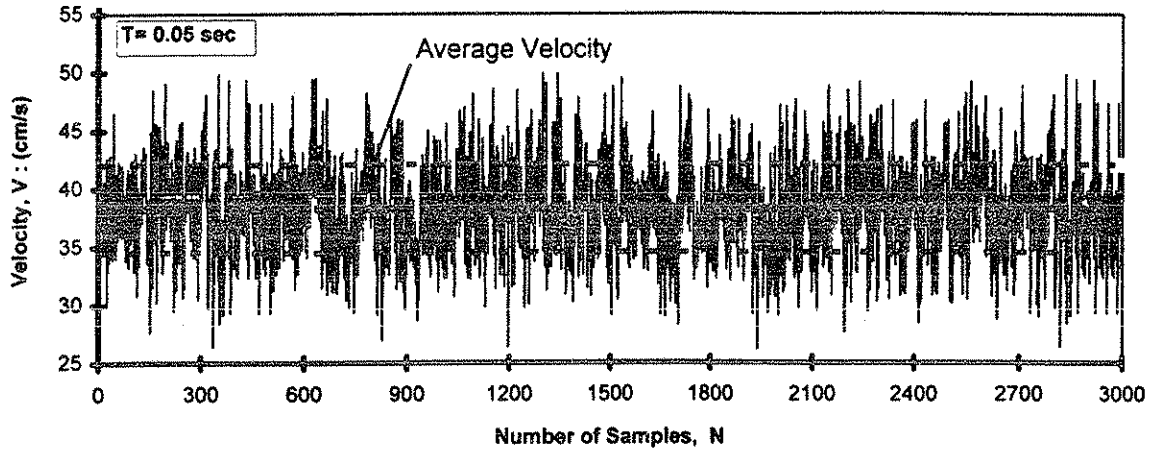


Figure (3-9): Velocity fluctuations at a point in flow behind a groyne

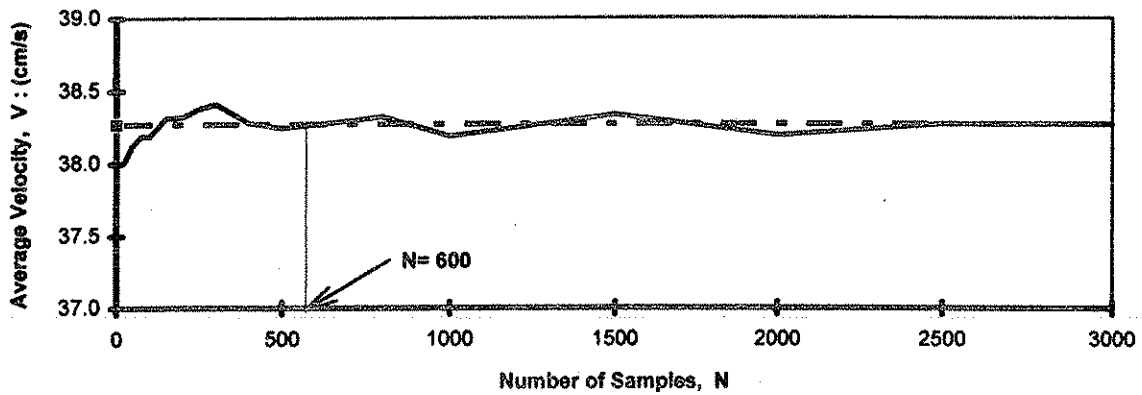


Figure (3-10): Time-averaged velocity at a point in flow behind a groyne

شکل (3-9): اندازه‌گیری سرعت در یک نقطه از جریان با بادشمار و بار نوسانات لحظه‌ای

مشاهده. هرچه فرکانس اندازه‌گیری سرعت بیشتر شود تغییرات سرعت در نوسانات مشاهده

میشود. این نوسانات ناشی از وجود زرات آشغ هائید و Turbulance (تلاطم) می‌باشد.

در این شکل سرعت در یک نقطه از جریان با بادشمار ۲۰ بار در ثانیه، 3000 بار اندازه‌گیری شده و نمودار آن رسم

فریب است. هزینه اندازه‌گیری برابر $\frac{3000}{20} = 150^{(sec)}$ و خطای متوسط در صورت متوسط

مشخص شده است.

شکل (3-10):

یک نمونه از اندازه‌گیری در وقت متوسط ریست بعد از هر n بار است که در تمام n اندازه‌گیری n

خبر ریست داریم که متوسط بعد از هر n بار است. این کار در وقت ریست بعد از هر n بار است.

20، 3000، و اندازه‌گیری کرده و در هر مقدار n اندازه‌گیری، متوسط بعد از n اندازه‌گیری n

ی n بوده و مقدار وقت متوسط در هر اندازه‌گیری n است که در تمام n خطای متوسط n

در وقت متوسط n است که n (شکل 3-9) است که در تمام n خطای متوسط n

اندازه‌گیری در وقت $(N=?)$ در وقت متوسط n است که در تمام n (شکل 3-9) n است

مقدار n در تمام n است. زمان مقدار n است که در تمام n اندازه‌گیری در وقت n

در وقت متوسط n است که در تمام n است که $N=600$ است که در تمام n است که $n=600$ است.

در وقت ریست بعد از هر n بار است که در تمام n است که $\frac{600}{20} = 30^{(sec)}$ است که در تمام n است.

متوسط که در تمام n است که در تمام n است که در تمام n است.

1

توزیع فشار در مجاری روباز

Pressure Distribution

مقدمه:

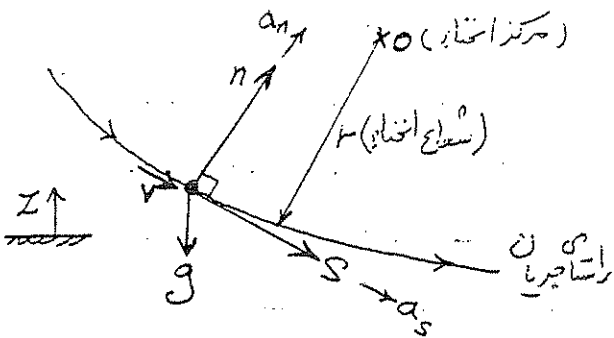
$$H = z + \alpha \frac{V_m^2}{2g} + P/\gamma$$

Total Energy: $H = z + \alpha \frac{V_m^2}{2g} + P/\gamma$

$P/\gamma =$ Pressure Head (بارشاری) = ارتفاع فشاری در واحد وزن سیال (تهدا در بار)

در جریان در مجاری روباز:

- اندر سبب کف (Bed Slope) ← سبب: جریان روباز سبب ثابت (S_0)
- اندر اختلاط جریان در مسیر مستقیم (Flow in Curved channel)



در حالت کلی:

حد: توزیع فشار در عمق جریان است.
(امتداد عمود بر راستای جریان: \vec{n})

Euler Eq. in \vec{n} :

$$\frac{\partial}{\partial n} (P + \gamma z) = -\rho a_n \quad (1)$$

و $a_n = \frac{V^2}{r^2}$ (نسبت مرکز اختلاط) → شتاب عمودی (نرمال) و $\gamma = \rho g$ و $g \downarrow$

بنابراین ذرات جریان تحت تاثیر شتاب عمودی ($g \downarrow$) و شتاب نرمال (که بزرگتر از مرکز اختلاط: a_n) قرار دارند.

حالات و شرایط جریانی

الف) جریان یکبافت اویس سبب کف ثابت ← خطوط جریان تقریباً مستقیم و موازی با کف بستر و تاثیر اختلاط (Curvature) نداریم.

$$\frac{\partial}{\partial n} (P + \gamma z) = -\rho a_n \quad \text{when } \left[\begin{matrix} r \rightarrow \infty \\ a_n = \frac{V^2}{r^2} = 0 \end{matrix} \right] \Rightarrow \frac{\partial}{\partial n} (P + \gamma z) = 0$$

Then, \vec{n} : $\Delta(P + \gamma z) = 0$ OR $(P + \gamma z) = \text{const.}$ OR $\Delta P = -\gamma \Delta z$
در شکل (1): بین نقاط 0 و A در امتداد \vec{n} :

$$(P + \gamma z)_A = (P + \gamma z)_0 \quad \text{OR} \quad (P_A - P_0) = -\gamma(z_A - z_0)$$

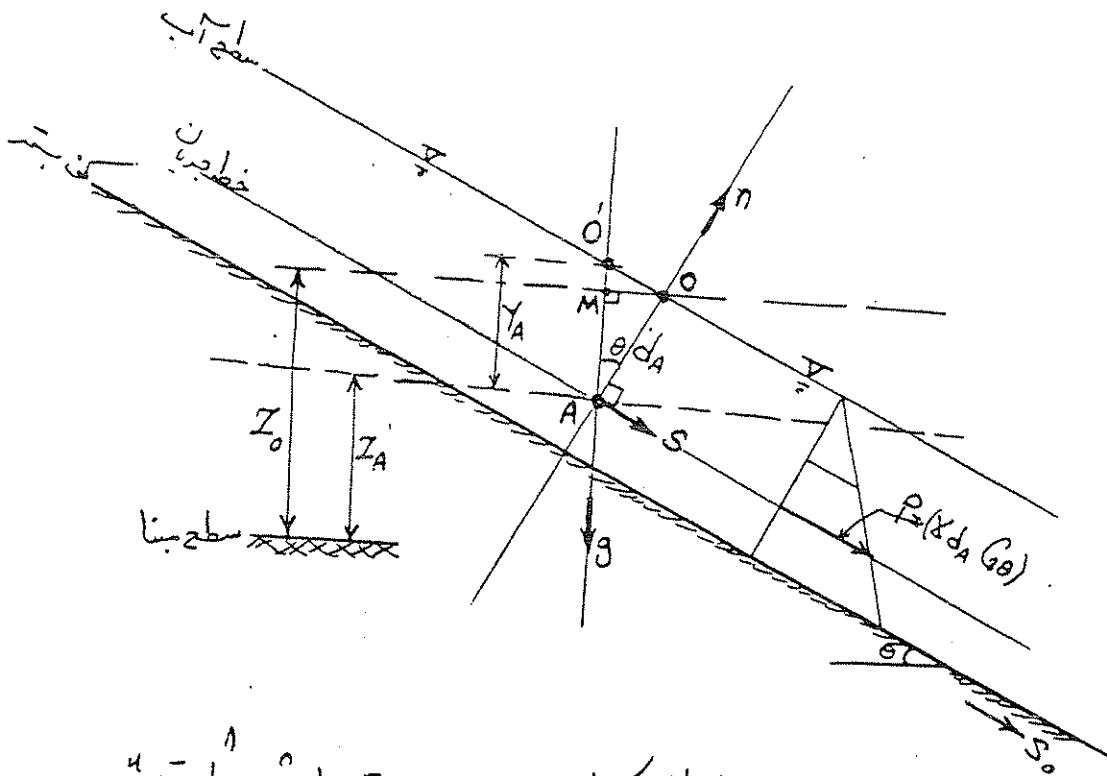
But, $P_0 = P_{atm} = 0$ (w/s) $\Rightarrow P_A = \gamma(z_0 - z_A)$: (2)

In $\triangle AOM$: $\bar{AM} = d_A \cdot \cos \theta$: (3)

In $\triangle AOO'$: $\bar{AO}' = \frac{d_A}{\sin \theta} = \gamma_A$ OR $d_A = \gamma_A \cos \theta$: (4)

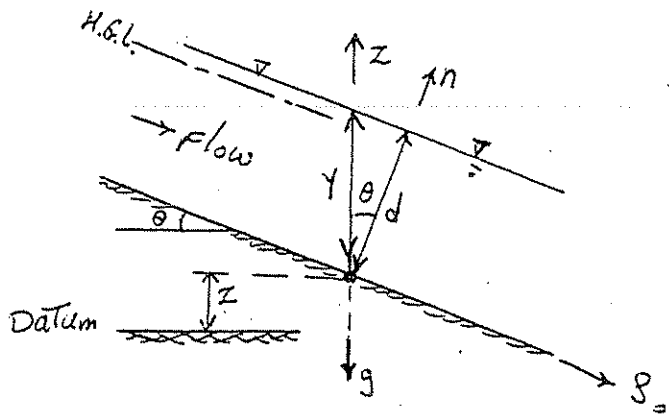
From Eqs. (2), (3), (4) $\Rightarrow P_A = \gamma d_A \cos \theta = \gamma \gamma_A \cos^2 \theta$: (5)

توزیع فشار در کانال‌های سیار



بررسی توزیع فشار جریان یکنواخت بر روی بستر با شیب ثابت

* در کانال‌های روباز و سبانی ارتفاعی و بار فشاری، نسبت به کف کانال از سطح مبنا در نظر گرفته می‌شود.



d : عمق جریان در سطح عمود بر سبک
 y : عمق آب در امتداد قائم
 بار فشاری بین کف و سطح آب:

$$\frac{P}{y} = d G \theta = \gamma G \theta \quad (6)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_o = \gamma \theta = \text{const.} \\ \theta = \text{const.} \end{array} \right. \leftrightarrow \frac{P}{y} = d G \theta = \gamma G \theta$$

- نتیجه ۳۳
- ۱- توزیع عمق فشار خطی است.
 - ۲- ولی چون $G \theta < 1$ است، فشار از مقدار هیدرواستاتیکی کمتر است.
 - ۳- H.G.L. پایین‌تر از سطح آب قرار می‌گیرد.

الترسیب کف کمتر باشند.

$$(7) \quad \frac{P}{y} \approx \gamma \Rightarrow G \theta = 0.99 \Rightarrow (S_o < 10\% \text{ یا } \theta < 6^\circ)$$

یعنی توزیع هیدرواستاتیکی فشار در عمق راستای فرض نمود.

3

ب) توزیع فشار عمقی روی سطوح منحنی (Curved Surfaces)
 جریان های منحنی الخط (Curvilinear Flow)

در عمق ثابت
 - کف کانال
 - سطح آب
 - دارای اختلاط باسد؛ تاثیر
 - نیروی نقل (F_g) \Leftarrow ستاب \downarrow \Rightarrow فشار استاتیکی (P_s)
 - نیروی گریز از مرکز (F_c) \Leftarrow ستاب عمودی $\Leftarrow a_n$
 - فشار ناشی از گریز از مرکز (P_c)

نتیجه:
 توزیع غیر خطی فشار در عمق؛
 فشار در هر نقطه برابر: $P = P_s = P_c$

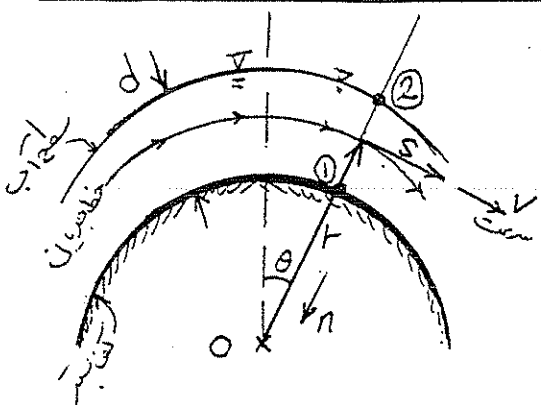
در کف سرد:

$$P_s = \gamma d = \gamma G \theta = \gamma G \frac{v^2}{g}$$

$$P_c = \frac{F_c}{A} = \frac{m a_n}{A} = \frac{(\rho \cdot d \cdot A) a_n}{A} = \rho \cdot d \cdot a_n = \frac{\gamma}{g} \cdot d \cdot \frac{v^2}{g}$$

$$(d = \text{عمق آب عمود بر جهت راستای جریان})$$

فرض: جریان یکفاز است روی یک سطح یا اختلاط ساده: $(\tau = \text{const.})$ شعاع اختلاط
 خطوط جریان موازی با کف سرد و با شعاع اختلاط ساده و ثابت.
 شکل صحنه، مقایسه سطح محدب و مقعر و نحوه توزیع فشار در محق را نشان میدهد.



معادله عمومی توزیع فشار عمقی روی سطوح منحنی:
 $a_n = \frac{v^2}{r} = F \left(\frac{1}{r} \right)$
 معادله اولر (شماره 5):

$$\vec{n} : \frac{\partial}{\partial n} (P + \gamma z) = -\rho a_n \quad (1)$$

جهت \vec{n} همواره بر امتداد $-\vec{r}$ منطبق است.
 (در سطح محدب یا مقعر)

$$\therefore -\vec{r} : \frac{\partial}{\partial r} (P + \gamma z) = \rho a_n \quad (8)$$

$$\gamma = \text{const.} = \rho g \Rightarrow \partial (P/\rho + z) = \frac{1}{\rho} a_n \partial r$$

$$d \left(\frac{P}{\rho} + z \right) = \frac{a_n}{\rho} dr$$

By integration: $\left(\frac{P}{\rho} + z \right) = \frac{1}{\rho} \int_{r_1}^{r_2} a_n dr + \text{Const.}$
 btw. ① and ②

رایج آنلی ← توزیع فشار عمقی

$$(9) : \left(\frac{P}{\rho} + z \right) = \frac{1}{\rho} \int a_n dr + C$$
 برای اختلاط محدب $r_2 > r_1$
 " " " " مقعر $r_2 < r_1$

۴

برای حل معادله عمومی (۹) نیاز به :

- ۱- محاسبه ثابت C - با انتخاب شرایط مرزی (B.C) مناسب است.
 - ۲- ارزیابی رابطه مناسب سرعت در عمق جریان.
- At water surface : $P_1 = 0$; $r = r_2 = r_1 + d$ و $z_2 = z_1 + d$ G_0
- $V = f(r)$, $a_n = \frac{V^2}{r}$

حالات خاص :

(۱) توزیع یکدست سرعت در مقطع جریان : $V = \text{Const.} = V_m = \frac{Q}{A}$
 مثال : در مجاری کم عمق و سرعت زیاد (جریان روی سرریزها)

از معادله عمومی (۹) ثابت کنید که فشار در عمق شعاعی ۲

$$\frac{P}{\gamma} = (z_2 - z) \pm \frac{V_m^2}{2g} \ln \frac{r}{r_2} \quad (10)$$

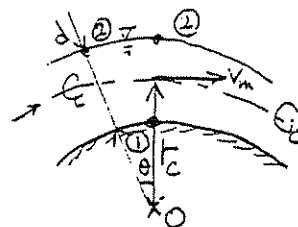
نقطه ۱ مربوط به سطح آب است.

(۲) شعاع اختلاط کم بسته زیاد ؛ و سطح در عمق جریان ثابت .

ثابت کنید :

$$a_n = \frac{V^2}{r} = \frac{V_m^2}{r_c} = \text{Const.}$$

(تغییرات r_2 نسبت به r_1 کم است)



ثابت کنید :

$$\frac{P}{\gamma} = (z_2 - z) \pm \frac{a_n}{g} (r_2 - r) \quad (11)$$

($z_2 = z_1 + d$; $r_2 = r_1 \pm d$; $a_n = \frac{V_m^2}{r_c}$)

(۳) جریان گردابی آزاد (Free Vortex Flow) :

جریانی که انرژی خارجی باعث چرخش آن نمیشود. (مثال : گرداب مویض در اورنگانه ؛ گرداب در کولس حمام)

$\therefore V = f(r)$ و $V = \frac{K_1}{r}$ و $a_n = \frac{V^2}{r} = K_1^2 \left(\frac{1}{r^3} \right)$ و $K_1 = \text{Const.}$

(۴) جریان گردابی اجباری (Forced Vortex Flow)

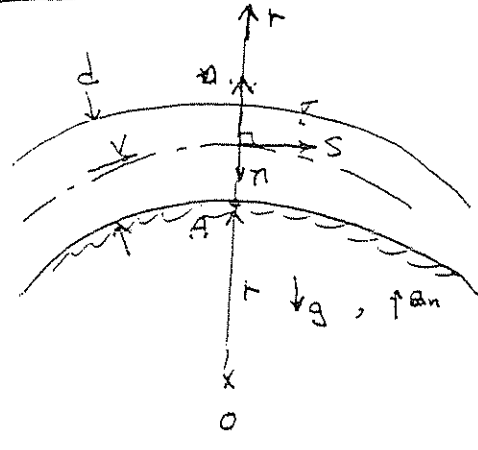
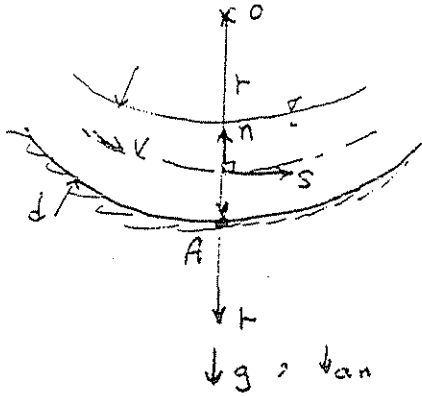
جریانی که در اثر اعمال گشتاور خارجی (مکانیک) می چرخد. (مثال : همزن در کد استونه).

$\therefore V = f(r)$, $V = K_2 r$ و $a_n = \frac{V^2}{r} = K_2^2 r$

5

توزیع فشار در سطح منحنی (Curved Surfaces)

جهت یکنواختی در سطح محدب (Convex) | جهت یکنواختی در سطح مقعر (Concave)



جهت شتاب g با شتاب عمودی a_n یکسان است.
 فشار در محلی بیشتر از فشار هیدرواستاتیکی است.

جهت شتاب g با شتاب عمودی a_n مخالف است.
 فشار در محلی کمتر از فشار هیدرواستاتیکی است.

$$P_A > P_{st}$$

$$P_A < P_{st}$$

$$P_A = P_s + P_c$$

$$P_A = P_s - P_c$$

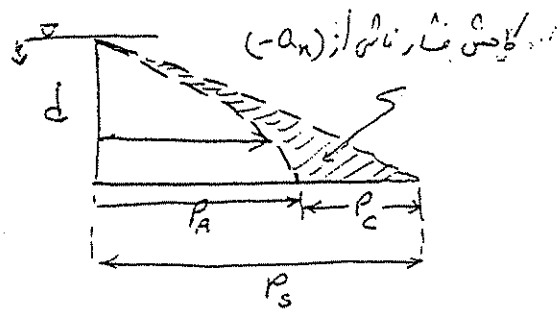
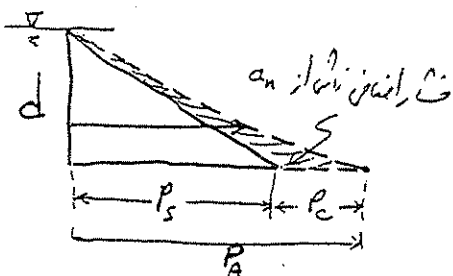
$$P_A = \gamma d + \gamma d \frac{V_A^2}{gR_A}$$

$$P_A = \gamma d - \gamma d \frac{V_A^2}{gR_A}$$

چون: $(a_n = \frac{V^2}{R}) \propto \frac{1}{R}$

توزیع $P_c \propto \frac{1}{R}$ در محلی خطی است.

توزیع $P_c \propto \frac{1}{R}$ در محلی جریان خطی است.



یعنی آب در محلی بیشتر تحت فشار بیشتر قرار میگیرد.

یعنی آب در محلی کمتر تحت فشار قرار میگیرد.

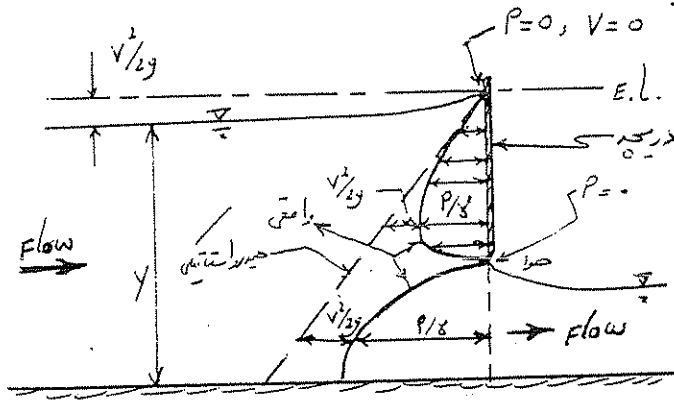
$$g \downarrow, a_n \downarrow$$

$$g \downarrow, a_n \uparrow$$

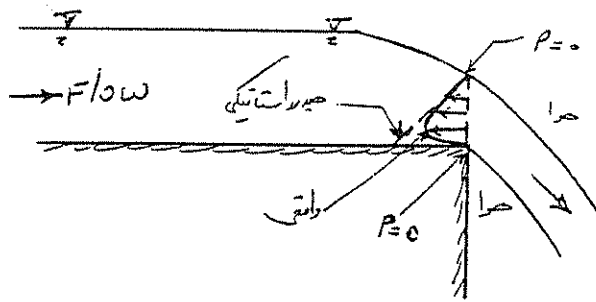
(4)

توزیع فشار در محل سازه‌های آبی

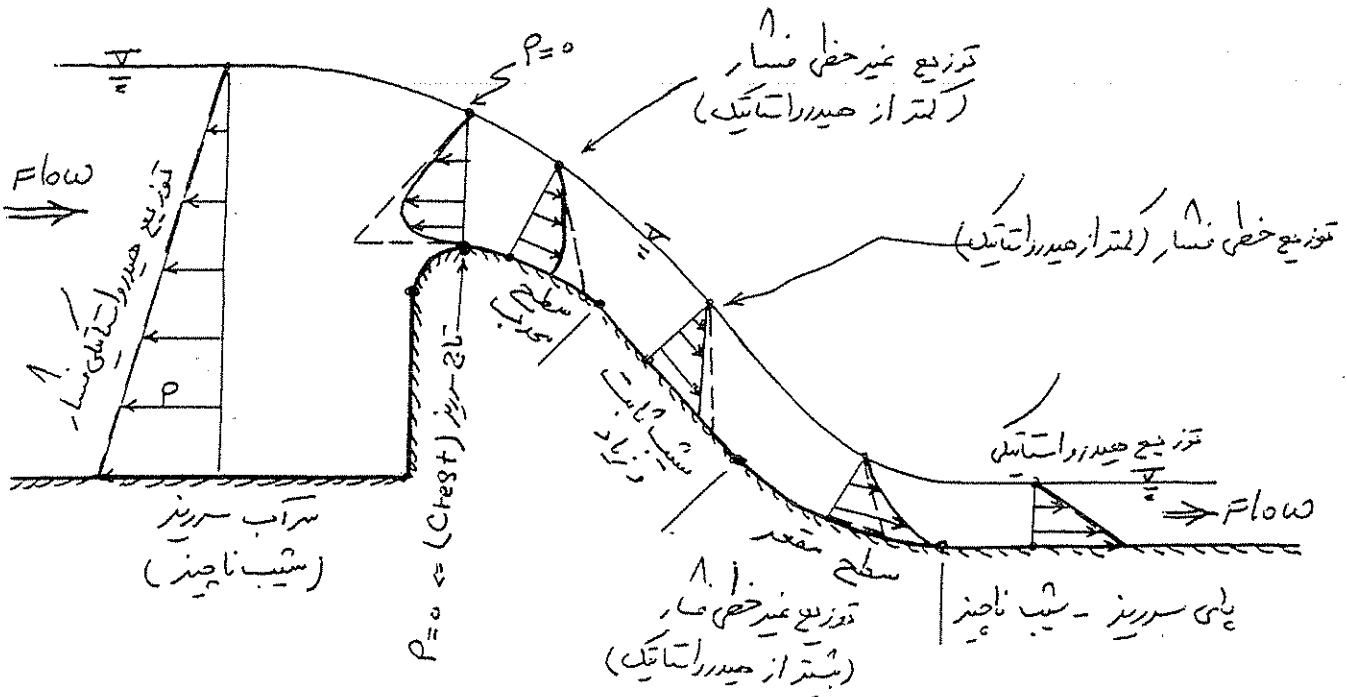
الف) توزیع فشار استاتیکی (P/γ) در فشار دینامیکی ($v^2/2g$) در محل دریچه‌سوزی (Sluice Gate):



ب) توزیع فشار استاتیکی واقعی روی یک آبشار قائم (Drop):



ج) توزیع فشار استاتیکی واقعی بر روی یک سرریز (Spillway):

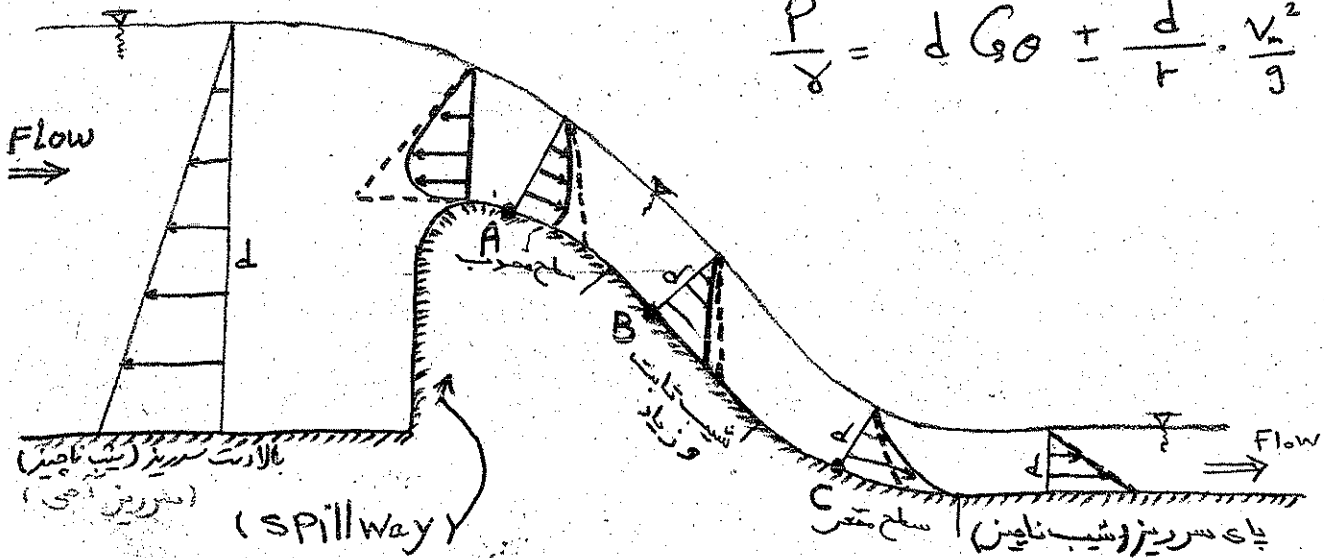


مستند بر روی توزیع فشار در محل بازه‌های آبی

سؤال: با توجه به شکل و اطلاعات داده شده در جدول فشار را در نقاط A، B و C محاسبه نمایید. ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

در حالت کلی آب کثیف که به سرعت حرکت می‌کند:

$$\frac{P}{\gamma} = d \cos \theta + \frac{d}{F} \cdot \frac{V_m^2}{g}$$



موقعیت	γ_c (m)	d (m)	V_m (m/s)	θ	$\frac{P}{\gamma}$ (m)
A	5	2		3°	
B	1	1		6°	
C	3	1		2°	

$$Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_m = \text{سرعت متوسط}$$

γ_c : شعاع انحنای مرکزی

θ : زاویه شیب

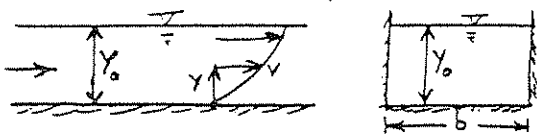
d: عمق آب واقع (عمود بر محور)

۳. مایه
۱/۲

سرعت مائل شماره سه

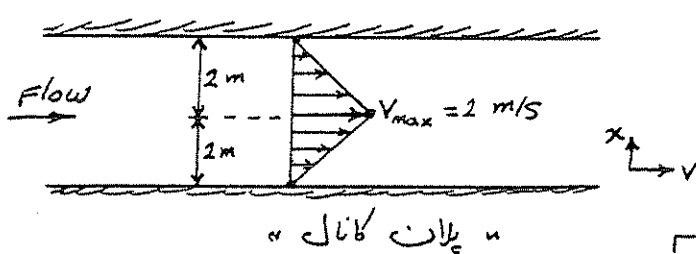
۱) در یک کانال مستطیل شکل باریک (Wide Rectangular Channel) با عرض b و عمق آب y_0 ، تابع توزیع سرعت در عمق آب (پروفیل قائم سرعت: Vertical Velocity Distribution) بصورت رابطه زیر ارائه شده است:

که در آن V سرعت جریان در عمق y از کف کانال، و n ضریب ثابت می باشد.
تعیین کنید:



- الف) سرعت متوسط جریان در مقطع کانال (V_m) ؟
ب) ضریب توزیع سرعت در معادله انرژی (α) ؟
ج) ضرایب α و m در موضعی ؟

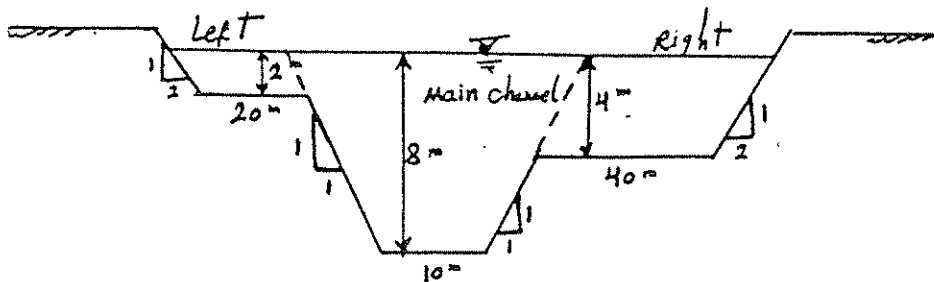
۲) در یک کانال مستطیل شکل با عرض b متر، عمق آب ایستاده است. توزیع سرعت متوسط عمق (Depth-Averaged velocity) در عرض کانال مطابق شکل زیر است. محاسبه کنید:



- الف) دبی جریان (Q) ؟
ب) سرعت متوسط در کانال ؟
ج) ضرایب α و m ؟

راحتی: ابتدا معادله توزیع سرعت را بدست آورید.

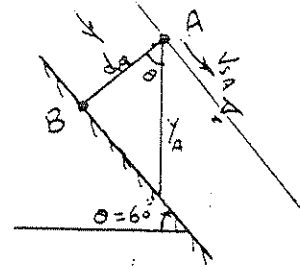
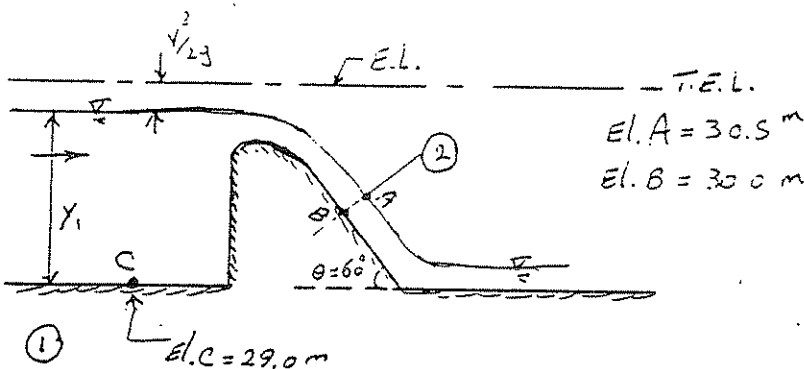
۳) یک کانال زهکشی با مقطع مرکب (Composite Section) احداث گردیده است. سرعت متوسط جریان در مقطع اصلی (Main Channel) معادل 2 m/s ، در ساحل راست 1.2 m/s ، و در ساحل چپ 0.8 m/s است. ضرایب توزیع سرعت α و m را برای مقطع مرکب کانال محاسبه نماید ؟



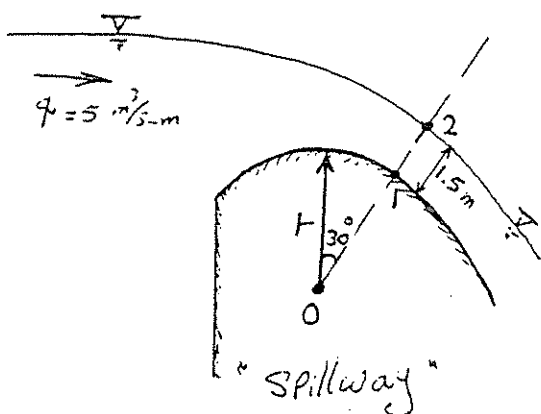
13

۲/۲

- ۱۴) در مقطع ۲ از مسیر جریان روی یک سرریز (Spillway) با شیب ثابت ($\theta = 60^\circ$)، سطح آب (نقطه A) در تراز 30.5 m و کف تهن سرریز (نقطه B) در تراز 30.0 m از سطح مبنا عمود بر دروازه است. اگر سرعت متوسط جریان در مقطع ۲ برابر $(v_2)_m = 6.1 \text{ m/s}$ باشد، تعیین کنید:
- الف) عمق جریان (d) در مقطع ۲؛ و دی سرریز از واحد عرض سرریز (۶)؟
- ب) فشار جریان (P) در مقطع ۲؛ در نقطه A و نقطه B (کف تهن سرریز)؟



- ۱۵) تاج یک سرریز (Spillway) دارای قوس شعاع $r = 6 \text{ m}$ است. اگر دی جریان در واحد عرض سرریز $q = 5 \text{ m}^3/\text{s-m}$ باشد، مطابق شکل زیر فشار در نقطه (۱) را برای حالات زیر محاسبه کنید:
- الف) سرعت جریان در مقطع (۱-۲) ثابت باشد.
- ب) سرعت جریان بطور خطی با شعاع انحناء تغییر نماید ($v = Cr$)
- ج) سرعت جریان با شعاع انحناء نسبت تکس داشته باشد ($v = \frac{C}{r}$)
- د) شتاب عمودی جریان بسته به مقادیر متوسط سرعت و شعاع انحناء ثابت باشد.



فصل سوم : اصول ۴ در هیدرولیک بجاری روباز

(۱) اصل پیوستگی (Continuity Principle)

(۲) اصل انرژی (Energy)

(۳) اصل مومنتم (Momentum)

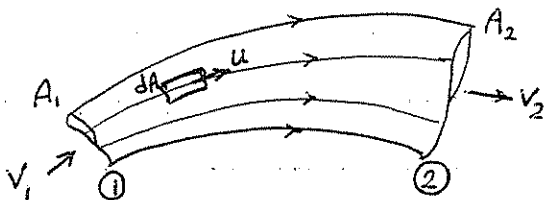
(۴) اصل مقاومت جریان (Flow Resistance)

۱- معادله پیوستگی جریان (Continuity Equation)

بر اساس : الف) اصل بقای جرم (Conservation of Mass)

ب) مایع غیر قابل تراکم (Incompressible Fluid $\rightarrow \rho = \text{const.}$)

ج) تحلیل یک بُعدی جریان (1D Flow) - جریان عرضی ندارد.



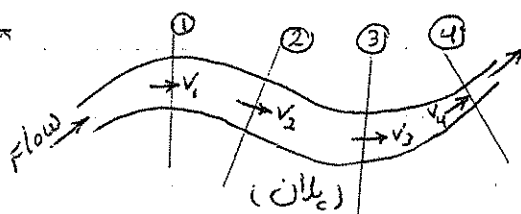
Flow rate in = Flow rate out + Rate of change in Storage

OR: $Q_1 = Q_2 + \Delta S / \Delta t$

where, $Q = AV$: Flow Rate (Discharge)

$Q = \int^A u dA$, $V = \frac{1}{A} \int^A u dA$

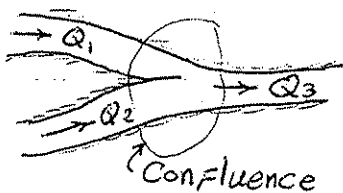
A = سطح مقطع عمود بر جهت جریان
 V = سرعت متوسط (سرعت کینوفات عرضی در مقطع عرضی)



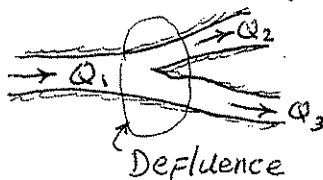
الف) در جریان پایدار (Steady Flow) :

$\Delta S / \Delta t = 0 \Rightarrow Q_1 = Q_2 = \dots = \text{Const.}$

صحنین ، در یک شبکه کانال بارور فانه :



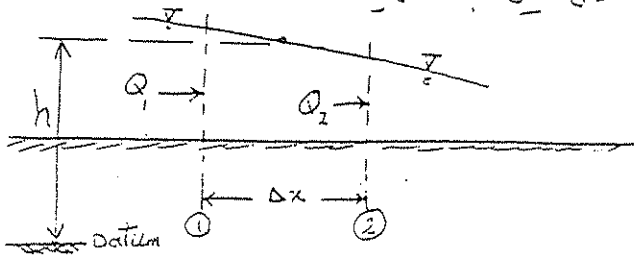
$Q_1 + Q_2 = Q_3$



$Q_1 = Q_2 + Q_3$

ب) در جریان ناپایدار (Unsteady Flow) :

سؤال : اثرات این دبی جریان در اثر حرکت یک موج سیل بست پائین دست



$$Q_1 > Q_2$$

$$\text{if } \Delta x \rightarrow 0 \Rightarrow \frac{dQ}{dx} \neq 0 \text{ (unsteady)}$$

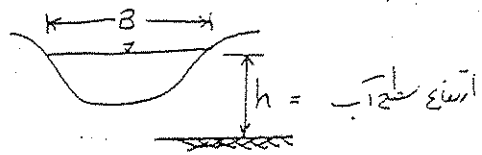
یعنی تغییر دبی نسبت به زمان در یک مقطع

$$Q = f(x, t)$$

$$Q_2 < Q_1 \Rightarrow \text{شدت اثرات حجمی آب} \Rightarrow \text{کاهش دبی} \quad (Q_1 - Q_2) = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (1)$$

$$(Q_2 - Q_1) = \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \quad (2)$$

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = B \frac{\partial h}{\partial t} \Delta x \quad (3)$$



$$\frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x = -B \frac{\partial h}{\partial t} \Delta x$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad \text{معادله عمومی پیوستگی}$$

if Steady Flow, then, $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$, and $\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$ OR $Q = \text{Const.}$

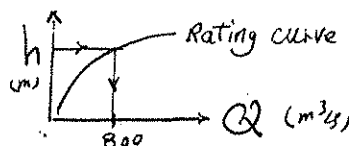
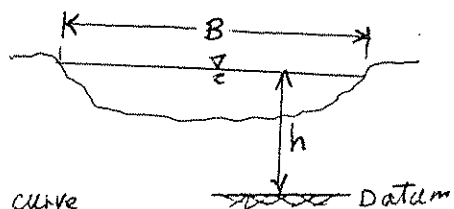
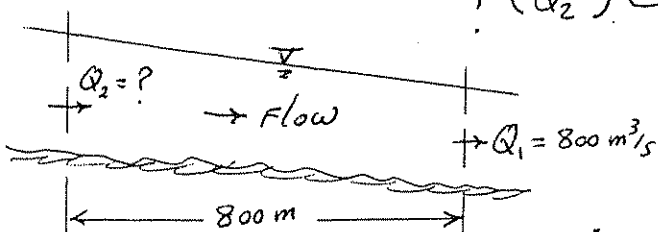
تکلیف دانشجویان : سؤال (۳-۱) - ص ۲۹ ، سؤال (۴-۱) ص ۳۰ از سرجمع شماره (۶) را ضمیمه کنید !

حل کنید !

در یک بازه اورفاده شور ، سطح آب با شدت ثابت $(\frac{dh}{dt} = 0.3 \text{ m/hr.})$ بالا می آید .

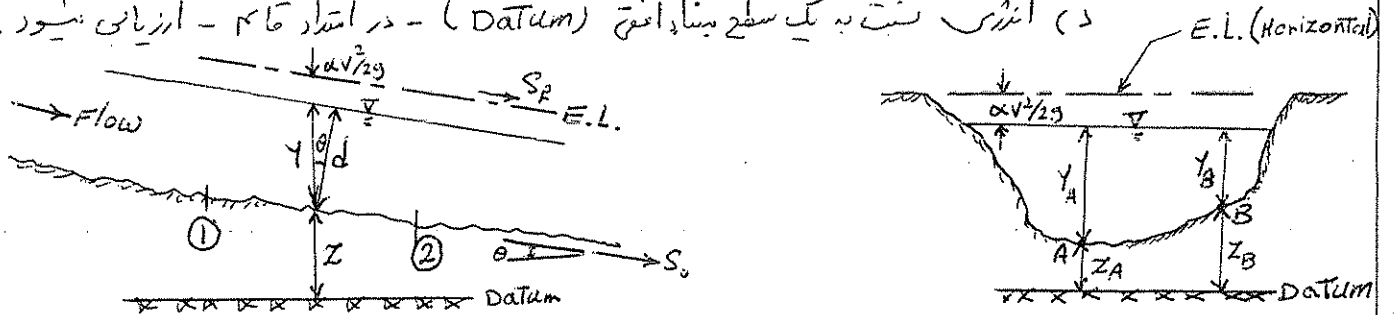
در یک لحظه معین t ، دبی جریان در مقطع پائین دست بازه (عمل ایستگاه هیدرومتری) $Q_1 = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ برآورد شده است .

اگر عرض سطح آب در طول بازه به طور متوسط $B = 800 \text{ m}$ باشد ، دبی جریان در بالادست بازه در همین لحظه (t) ، چند مترمکعب بر ثانیه است (Q_2) ؟



(۲) اصل انرژی (Energy Principle)

بر اساس: (Conservation of Energy) اصل بقای انرژی (Energy Principle)
 ب) تحلیل یک بُعدی جریان (1D Flow) = انرژی کل در مقطع هر دو یکسان است.
 ج) جریان سیال واقعی (Real Fluid) = افت انرژی وجود دارد.
 د) انرژی نسبت به یک سطح مبدا افت (Datum) - در امتداد قائم - ارزیابی می‌شود.



Total Energy: $H = z + \frac{P}{\gamma} + h_v$

Velocity Head: $h_v = \alpha \frac{V^2}{2g} = \alpha \frac{V^2}{2g}$ if $\alpha \approx 1.0 \Rightarrow h_v = \frac{V^2}{2g}$
 Pressure Head: $\frac{P}{\gamma} = d \cos \theta = \gamma d \cos \theta$ For $S_0 < 10\% \Rightarrow \frac{P}{\gamma} \approx \gamma$
 Water Level: $h = z + \frac{P}{\gamma}$

1D Flow $\Rightarrow \begin{cases} H_A = H_B = H = \text{Const. across the section} \\ h_A = h_B = h = H - \alpha \frac{V^2}{2g} = \text{Const.} \end{cases}$

Energy Eq.: $\begin{cases} H_1 = H_2 + h_L \\ h_L = \text{Head loss} = \text{ناقص از اصطکاک، چرخش، تغییرات خط و غیره} \end{cases}$: افت انرژی

فرض: ناچیز بودن افت انرژی در حد مثال در مقطع متوالی 1 و 2 $\Rightarrow h_L \approx 0$

$\therefore H_1 \approx H_2$
 OR: $z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$ (Bernoulli Eq.)

In Steady Flow: $Q_1 = Q_2$
 $V = Q/A$

$z_1 + y_1 + \frac{Q^2}{2gA_1^2} = z_2 + y_2 + \frac{Q^2}{2gA_2^2}$

معادله انرژی برای کانالی با مقطع مستطیل شکل به عرض b:

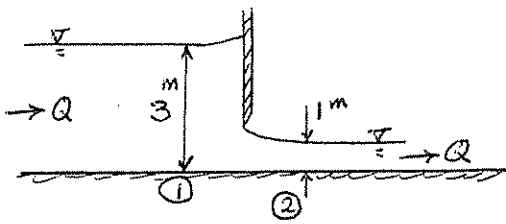
Unit Discharge: $q = \frac{Q}{b}$; Area: $A = b y$

$\therefore z_1 + y_1 + \frac{q^2}{2g y_1^2} = z_2 + y_2 + \frac{q^2}{2g y_2^2}$

کاربرد معادله انرژی :

- 1- مطالعه خصوصیات جریان از زیر دریچه ها ، در تپیل ها ، اوی سرریزها ، آبگیری از مخازن دریاچه ها
- 2- محاسبه افت انرژی : $\Delta H = h_L = H_1 - H_2$
- 3- محاسبه پدیده سطح آب در جریان غیرکفناخت تدریجی (G.V.F.)

مثال (1) : جریان آزاد از زیر یک دریچه کسوتی (Free Flow Under a Sluice Gate) در کانال مستطیلی با عرض 2 متر و شرایط جریان شکل زیر ، دبی (Q) را محاسبه کنید ؟



$b = 2\text{ m} ; y_1 = 3\text{ m} ; y_2 = 1.0\text{ m} ; z_1 \approx z_2$

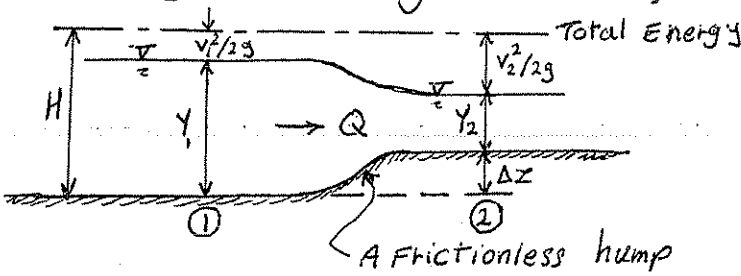
$$\begin{cases} H_1 \approx H_2 \quad (h_L \approx 0) \\ y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^2} = y_2 + \frac{q^2}{2gy_2^2} \end{cases}$$

$$3 + \frac{q^2}{2(9.81)(3^2)} = 1 + \frac{q^2}{2(9.81)(1^2)} \Rightarrow q = 6.64 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$Q = q \cdot b = 6.64 \times 2 = 13.28 \text{ m}^3/\text{s}$$

Very Simple Example, as : Known $y_1, y_2 \Rightarrow$ calculate q, Q

مثال (2) : تبدیل آرام در کف یک کانال مستطیلی (Flow over a Smooth Transition in the bed in a rectangular channel)



در کانال مستطیلی با عرض ثابت b و برای انرژی صاف به ارتفاع Δz در کف ، خصوصیات جریان در بالا دست معلوم است .
 " " " پایش رت مجهول است .

$$H_1 \approx H_2 \approx H = \text{Const.}$$

$$\left(y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^2} \right) - \Delta z = \left(y_2 + \frac{q^2}{2gy_2^2} \right)$$

$$\begin{cases} \text{Known : } y_1, q, \Delta z \\ \text{Unknown : } y_2 \end{cases} \Rightarrow A = y + \frac{C}{y^2}$$

یک معادله درجه 3 از نوع explicit است (مجهول یکطرفه معادله) .

از نظر ریاضی سه جواب برای y_2 بدست می آید (دو جواب مثبت + یک جواب منفی) .

از نظر فیزیکی ، یک جواب مثبت قابل قبول خواهد بود .

کدام بحق مثبت جواب y_2 است ؟ سطح آب پایش دست بالا سرور یا پایش می افتد ؟

Concept of Specific Energy: مفهوم انرژی مخصوص

انرژی: $H = z + (y + \frac{v^2}{2g}) = z + (y + \frac{Q^2}{2gA^2}) = z + E_s$

E_s = انرژی مخصوص = انرژی در بالای کف کانال (B.A. Bakhteff, 1912)
 برای H در امتداد مسیر جریان همواره کاهش می یابد؛ ولی E_s ممکن است زیاد یا کم می شود.

$$E_s = y + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

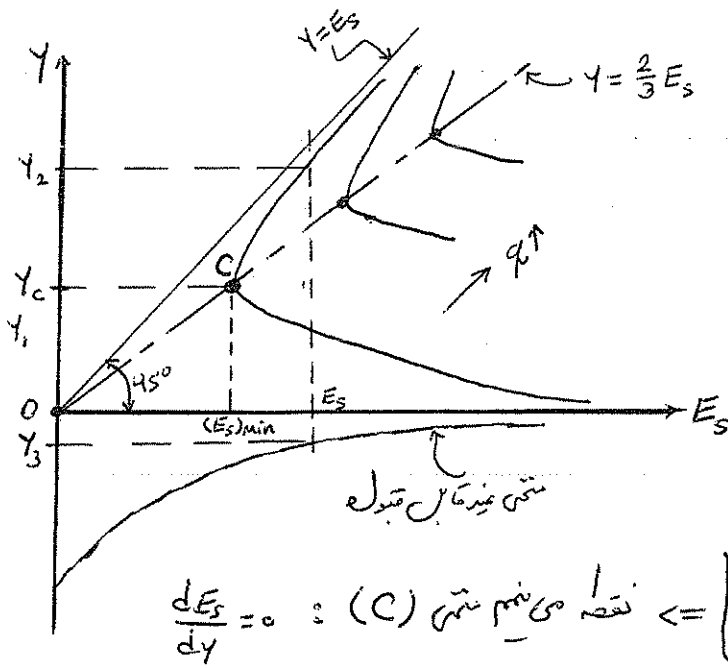
برای یک Q معین $\Rightarrow (E_s - y)A^2 = \frac{Q^2}{2g} = \text{Const.}$

$\Rightarrow A = f(y) \Rightarrow E_s = F(y)$

برای یک کانال مستطیل شکل با عرض b و دبی واحد عرض q :

$$E_s = y + \frac{q^2}{2gy^2}$$

یک معادله درجه سه: $E_s = y + \frac{q^2}{2g} (\frac{1}{y^2}) = f(y)$
 حل تحسیمی معادله فوق بصورت زیر است:



ساخته منحنی در ربع دوم، همچون منحنی ربع اول از نظر فیزیکی قابل قبول نیست.

منحنی $(E_s - y)$ در ربع اول دو مجانب دارد:

$$\begin{cases} y \rightarrow 0^+ \Rightarrow E_s \rightarrow +\infty \Rightarrow (y=0 \text{ مجانب اول}) \\ y \rightarrow \infty \Rightarrow (E_s - y) \rightarrow 0 \Rightarrow (y=E_s \text{ دوم}) \end{cases}$$

در سازه بالائی منحنی: $\frac{dE_s}{dy} > 0$
 در سازه پائینی منحنی: $\frac{dE_s}{dy} < 0$

نتیجه: 1- برای هر مقدار E_s بزرگتر از $E_c = (E_s)_{min}$ دو عمق $(y_2 \text{ و } y_1)$ داریم.
 عمق های متناوب (Alternate depths).

2- در نقطه می نیمم (C) $E_c = (E_s)_{min}$ و تنها یک عمق وجود دارد (y_c) .
 بصورتیکه برای کانال مستطیل شکل: $E_c = \frac{3}{2} y_c$

$y_c = \text{Critical depth}$ (عمق بحرانی)

بعبارت دیگر: نقطه C بیانگر منقصات جریان بحرانی است.

چرا؟

مختصاً نقطه C - کانال مستطیلی :

$$\frac{dE_s}{dy} = \frac{d}{dy} \left(y + \frac{q^2}{2gy^2} \right) = 1 - \frac{q^2}{gy^3} = 1 - F_r^2 = 0$$

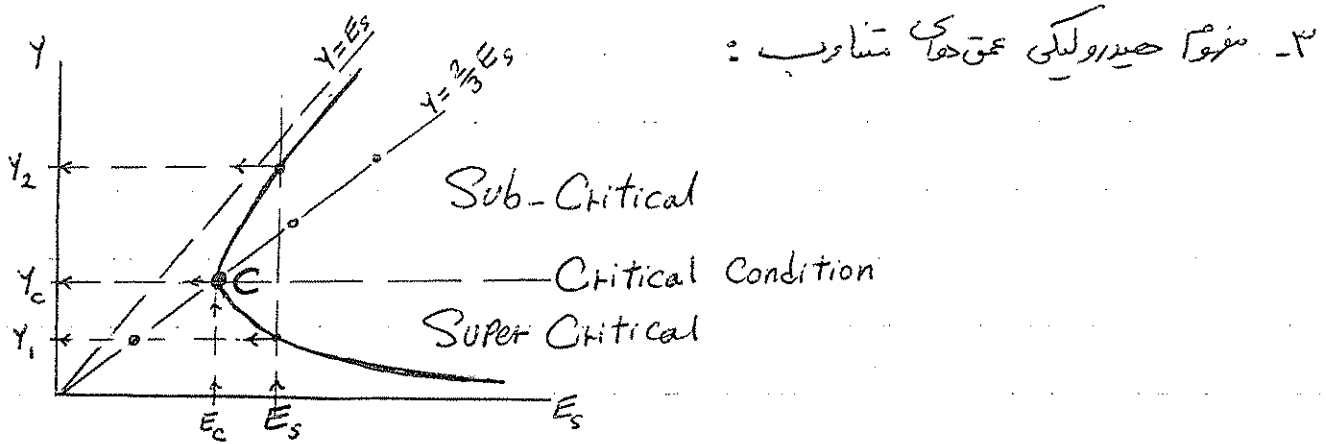
جریان بحرانی : $F_r = 1$

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} = \frac{q}{\sqrt{gy^3}} = 1 \Rightarrow y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \text{ و } v_c = \sqrt{gy_c}$$

تنها یک عمق، یک سرعت و جریان بحرانی

$$(E_s)_{min} = E_c = y_c + \frac{q^2}{2gy_c^2} = y_c + \left(\frac{q^2}{g}\right) \left(\frac{1}{2y_c^2}\right) = y_c + y_c \left(\frac{1}{2}\right) = \frac{3}{2} y_c$$

$$\therefore E_c = \frac{3}{2} y_c$$



$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{const.} \\ E_s = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{For } E_c = (E_s)_{min.} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y = y_c \text{ عمق بحرانی} \\ y_c = \frac{2}{3} E_s \text{ (مستطیلی)} \end{array} \right. \\ \text{At any value of } E_s > E_c \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_1 < y_c \text{ عمق فوق بحرانی} \\ y_2 > y_c \text{ عمق زیر بحرانی} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Alternate Depths : $\left\{ \begin{array}{l} y_1 \text{ (super-critical depth)} \\ y_2 \text{ (sub-critical depth)} \end{array} \right\}$ where, Q and E_s are known.

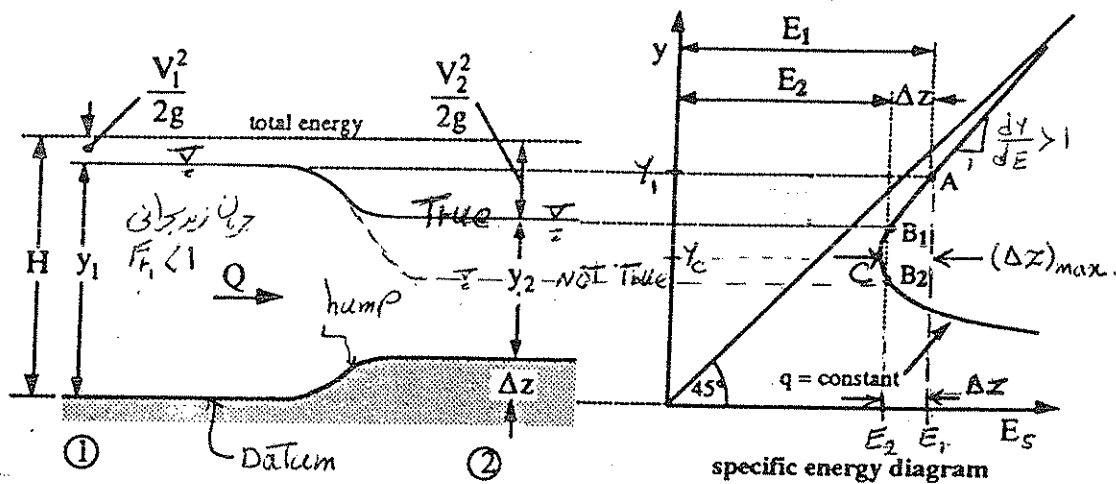
مثال : در دو کانال A و B ، دبی یکسان Q با عمق y جاری است .
 اگر انرژی مخصوص جریان $(E_s = y + \frac{Q^2}{2gA^2})$ برابر هر دو کانال یک باشد ،
 از نظر فیزیکی تنها یک محقق در کانال ممکن است ؟
 اگر سبب کانال A از نوع steep باشد ← جریان فوق بحرانی ← عمق فوق بحرانی دارد
 و در B Mild ← " ← " ← عمق زیر بحرانی دارد
 به کی صمیمه مراجعه شود .

نکته : برابر Q و E_s معین در یک کانال ، اگر جریان بحرانی نباشد ، در دو مشخص فیزیکی نوع جریان نمی توان محقق واقعی را از میان دو عمق متساوی (y_2, y_1) انتخاب نمود .

مثال (۲) - جریان زیر بحرانی یک Smooth hump

فرض: جریان بالارست زیر بحرانی ($F_r < 1$) باشد؛ افت انرژی در تریگن ندایم $(h_{L, \infty})$ - خط انرژی افق است

معلوماً: ΔZ ، Q و E_1 معلوم: Y_2 ؟



سطح سبنا: کف کانال در
 مقطع ①
 مقطع کانال: مستطیل

$$H = \left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) = \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) + \Delta Z$$

$$E_1 = E_2 + \Delta Z \Rightarrow E_2 = (E_1 - \Delta Z) = y_2 + \frac{Q^2}{2g y_2^3} = \text{سطح}$$

نتیجه: در جواب برای Y_2 داریم. کدامیک؟

For Y_2 : Y_{B1} OR Y_{B2} ?

برای Q ثابت و معین، شرایط جریان در حدفاصل مقطع ① و ② لزوماً این معنی AB, B_2 در

برای $(E_2 - y)$ خواهد بود. بطوریکه: $y_1 = y_A > y_c$ معنی بالارست زیر بحرانی

اگر در مقطع ②، نقطه B_1 درست نباشد، در این صورت باید: (معنی فوق بحرانی) $y_2 = y_{B2}$ یا

در این حالت، نقاطی در مسیر جریان باید باشد که $E_2 < (E_1 - \Delta Z)$ باشد،

یعنی: - یا باید افت انرژی داشته باشیم - که فرض کردیم نداریم.

- یا در نقاطی از مسیر، ارتفاع hump بیشتر از ΔZ معلوم شده است، که از نظر فیزیکی چنین نیست.



نتیجه: تنها نقطه‌ای که $E_2 = E_1 - \Delta Z$ باشد، نقطه B_1 است و

$$y_2 = y_{B1} \text{ (subcritical depth)}$$

یا شرایط جریان زیر بحرانی سبنا بالائی معنی $(E_2 - y)$ تدارک دارد که شیب آن $\frac{dy}{dE} > 1$ است.

$$\frac{dy}{dE} > 1 \rightarrow \text{but } \Delta E = E_1 - E_2 = \Delta Z \Rightarrow \frac{\Delta y}{\Delta Z} > 1 \Rightarrow \Delta y > \Delta Z$$

$$\Rightarrow (y_1 - y_2) > \Delta Z \Rightarrow y_1 > (y_2 + \Delta Z)$$

نتیجه: برای Q معین و E_1 معلوم و جریان زیر بحرانی بالارست ($F_r < 1$):

- ۱- سطح آب روی hump پایین می‌افتد.
- ۲- خصوصاً جریان در بالارست تغییر نمی‌کند.

سوال : ماکزیم ارتفاع برای کف $(\Delta Z)_{max}$ چقدر باشد، تا خصوصاً جریان در بالادست (γ_1, F_1, Q) و ارتفاع سطح آب (h_1) تغییر نکند؟

جواب : اگر Q ثابت بماند و سطح $(E_2 - \gamma)$ مربوط به Q تغییر نمی‌کند. در این حالت $(\Delta Z)_{max}$ وقتی قابل حصول است که شرایط جریان در نقطه C (جریان بحرانی) قرار گیرد. عبارت می‌کند:

$$E_2 = E_1 - (\Delta Z)_{max} = E_{min} = E_c \quad \text{where } \gamma_2 = \gamma_c$$

بنابراین:

$$(\Delta Z)_{max} = E_1 - E_c$$

$$\gamma_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}} \quad ; \quad E_c = \frac{3}{2}\gamma_c$$

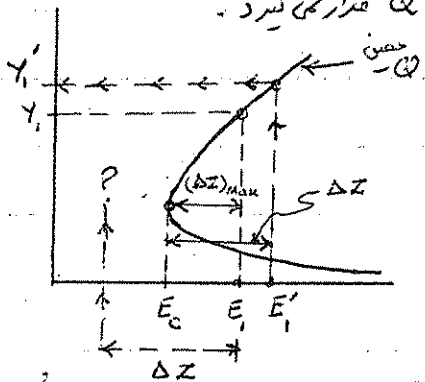
برای کانال مستطقی:

سوال : اگر $(E_1 - E_c) > \Delta Z$ گردد، چه پیش می‌آید؟

جواب : برای Q معین، وقتی $\Delta Z > (\Delta Z)_{max}$ باشد، شرایط جریان از نظر فیزیکی بی‌معنی می‌گردد.

زیرا $E_2 = (E_1 - \Delta Z) > E_c$ و این سطح $(E_2 - \gamma)$ مربوط به Q قرار نمی‌گیرد.

یا این سطح دیگری با Q کمتر قرار خواهد گرفت.



نتیجه : اگر Q ثابت بماند، باید E_1 به E'_1 افزایش یابد.

$$E'_1 = (E_c + \Delta Z) > E_1$$

در نتیجه، γ_1 به γ'_1 افزایش خواهد یافت.

یعنی: سطح آب بالادست، افزایش یافته و پدیده برگشت آب (Back water) رخ میدهد.

این پدیده در محل سرریزها اتفاق می‌افتد.

بررسی کنید که در شرایط احداث تبدیل در کف یک کانال $(\Delta Z \neq 0)$ ، برای اینکه خصوصاً جریان بالادست (γ_1, F_1, h_1, Q) تغییر نکند، در هر یک از حالات زیر، معنی

γ_2 ، ارتفاع سطح آب (h_2) و F_2 چگونه خواهد شد؟

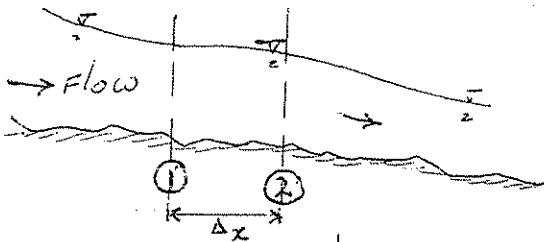
a) $B_1 = B_2$; $F_1 < 1$; $Q = \text{const.}$; $\Delta Z = (z_2 - z_1) < 0$ (منورفتگی کف)

b) $B_1 = B_2$; $F_1 > 1$; $Q = \text{const.}$; $\Delta Z > 0$ (برآمدگی کف)

c) $B_1 = B_2$; $F_1 > 1$; $Q = \text{const.}$; $\Delta Z < 0$ (منورفتگی کف)

روش ریاضی ارزیابی خصوصیات جریان در نتیجه تبدیل در ارتفاع کف - در شرایط جریان G.V.F.

برای شرایط جریان غیر یکنواخت تدریجی (G.V.F.)، میزان از افت انرژی صرف نظر کرد (انرژی در طول سید کوتاه ثابت باشد)؛ ولی انرژی مخصوص (E_s) در طول سید ثابت نیست.



$$H = E_s + z \quad ; \quad H_1 \approx H_2 \quad (h_L \approx 0)_{1,2}$$

$$E_s = y + \frac{v^2}{2g}$$

$$H = \text{Const.} \Rightarrow \frac{dH}{dx} = 0 \Rightarrow \frac{d}{dx} (E_s + z) = \frac{dE_s}{dx} + \frac{dz}{dx} = 0$$

Using chain rule: $\frac{dE_s}{dy} \cdot \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} = 0 \quad (1)$

$$\frac{dE_s}{dy} = \frac{d}{dy} \left(y + \frac{v^2}{2g} \right) = \frac{d}{dy} \left(y + \frac{q^2}{2gy^2} \right) = 1 - \frac{q^2}{gy^3} = 1 - F_r^2 \quad (2)$$

From Eq. (1), (2): $(1 - F_r^2) \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} = 0 \quad (3)$ معادله دیفرانسیل همبستگی

نکته ۱: در جریان G.V.F. تغییر در انرژی جریانی (از زیر جریان به فوق جریان یا بالعکس نداریم).

کاربرد معادله (3) برای شرایط تبدیل در ارتفاع کف:

حالت (۱): اگر $\frac{dz}{dx} > 0$ (بدرستی)

معادله (3): $(1 - F_r^2) > 0 \Rightarrow F_r < 1$

یعنی سطح آب پایین می افتد.

$y_2 > y_c \Leftrightarrow F_{r2} < 1$

حالت (۲): اگر $\frac{dz}{dx} < 0$ (ضروقتی)

معادله (3): $(1 - F_r^2) < 0 \Rightarrow F_r > 1$

یعنی سطح آب بالا می رود.

$y_2 < y_c \quad ; \quad F_{r2} > 1$

حالت (۱): اگر $\frac{dz}{dx} > 0$ (بدرستی)

معادله (3): $(1 - F_r^2) > 0 \Rightarrow F_r < 1$

سطح آب بالا می رود، $F_{r2} < 1$ و $y_2 > y_c$

حالت (۲): اگر $\frac{dz}{dx} < 0$ (ضروقتی)

معادله (3): $(1 - F_r^2) < 0 \Rightarrow F_r > 1$

سطح آب پایین می رود، $F_{r2} > 1$ و $y_2 < y_c$

10

سوال (۳) : تبدیل‌های همگرا (Channel Contraction)

مقدمه:

جریان همگرا (Flow Contraction) باعث کاهش خصوصاً تلاطمی جریان (Turbulence) و افزایش پایداری میگردد. در همین حال، امتت انرژی ناشی از تداکم خطوط جریان و افزایش سرعت در صورتیکه تبدیلی در عرض کانال تدریجی باشد، ناچیز خواهد بود.



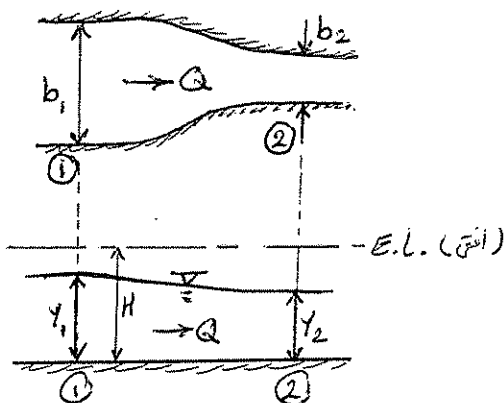
جریان واگرد (Flow Expansion) عموماً باعث افزایش تلاطمی (Turbulence) و موجب شدن سطح آب و توسعه جریان گرداب (Eddy) گردیده و پدیده جدایی خطوط جریان یا Flow Separation را ایجاد میکند که امتت انرژی زیادی را همراه خواهد داشت.



نتیجه: معادله انرژی برای تبدیل‌های همگرا میتواند کاربرد داشته باشد ولی در مقابل برای تبدیل‌های واگرد عموماً بجای معادله انرژی از معادله مومنتم استفاده میگردد.

تبدیل تدریجی تنگ‌شدگی در کانال (Smooth Transition in Channel width):

شکل زیر، تبدیل تدریجی در عرض یک کانال مستطیلی را نشان میدهد. بطوریکه: $(b_2 < b_1)$ معمولاً کف کانال در طول تبدیل بصورت افقی در نظر گرفته میشود؛ $(z_2 = z_1 \Rightarrow \Delta z \approx 0)$



$$Q_1 = Q_2 = Q = \text{Const.}$$

معادله پیوستگی:

$$q_1 = \frac{Q}{b_1} \text{ و } q_2 = \frac{Q}{b_2}$$

$$\text{Since, } b_2 < b_1 \Rightarrow q_2 > q_1$$

معادله انرژی:

$$h_L \approx 0 \quad \Rightarrow \quad \text{تبدیل همگرای تدریجی}$$

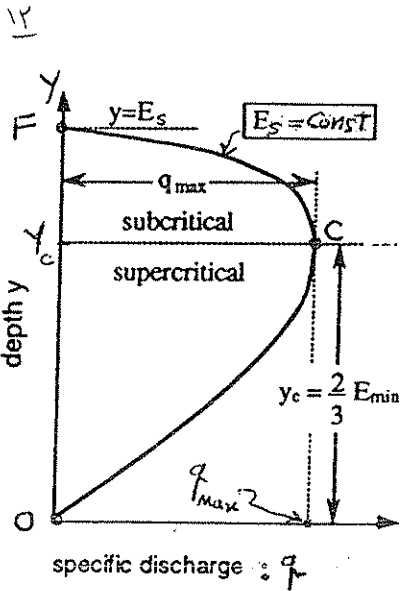
$$H_1 \approx H_2 \quad \text{و} \quad H = E_s + z$$

$$\Delta z = 0 \Rightarrow E_{s1} = E_{s2} = E_s = \text{Const.}$$

$$E_s = y + \frac{q^2}{2gy^2} = \text{Const.}$$

OR:

$$q^2 = 2gy^2(E_s - y) \quad \xrightarrow{E_s = \text{Const.}} \quad q = f(y)$$



$$q^2 = 2gy^2(E_s - y)$$

اگر رابطه $(q-y)$ را رسم کنیم :

$$\begin{cases} y \rightarrow 0 \Rightarrow q = 0 & (\text{نقطه } 0 : \text{کانال خالی}) \\ y \rightarrow E_s \Rightarrow q = 0 & (\text{نقطه } F : \text{آب ساکن}) \end{cases}$$

At C : $(q = q_{max} ; \frac{dq}{dy} = 0)$

از رابطه فوق مشتق میکنیم :

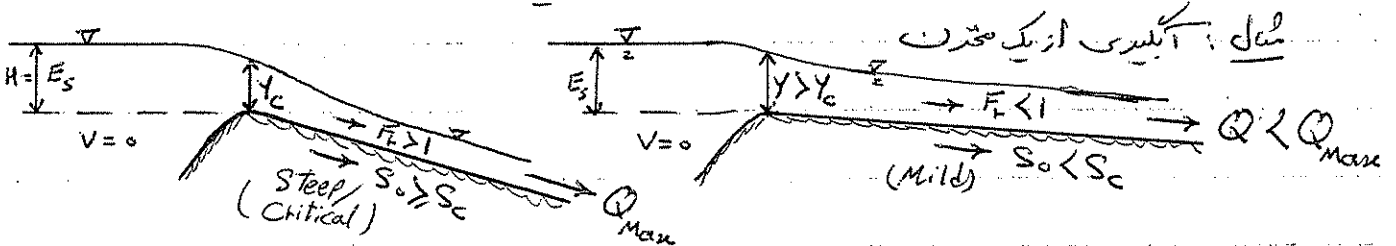
$$2q \frac{dq}{dy} = 4gyE_s - 6gy^2$$

$q \neq 0$, at "C" where, $\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 4gyE_s = 6gy^2$

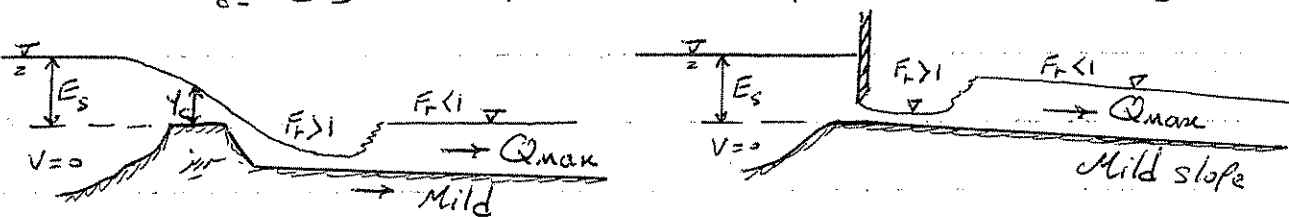
$\therefore y = \frac{2}{3} E_s = y_c$: Critical flow condition, where $\begin{cases} q = q_{max} \\ E_s = \text{const.} \end{cases}$

نتیجه (۱) : برای یک E_s معین ، اگر جریان بحرانی باشد \leftarrow دبی عبوری ماکزیم خواهد بود .

برای یک E_s معین ، جهت انتقال Q ماکزیم ، باید جریان بحرانی شود .



نتیجه (۲) : به ازای یک E_s معین ، اگر دبی ماکزیم نخواهد منتقل شود ، باید با ایجاد سازه کنترل ، جریان عبوری را از حالت بحرانی عبور داد . (با احداث سرریز یا دریاچه و ...)



نتیجه (۳) : برای یک E_s معین ، مطلقاً شکل رابطه $(q-y)$:

For $q < q_{max} \Rightarrow$ Two flow depths : $\begin{cases} y < y_c & (\text{Super Critical}) \\ y > y_c & (\text{Sub Critical}) \end{cases}$

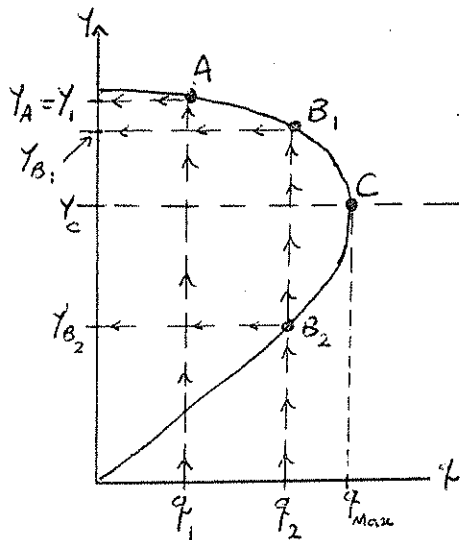
بازگشت به مثال (۳) :

فرض : جریان در کانال بالادست زیر بحرانی و با خصوصیات معلوم است (مقطع شماره ۱)

Known : $Q, y_1, F_{r1} < 1$

سوال : خصوصیات جریان در تپه در تپه چگونه است ؟ (مقطع شماره ۲)

Unknown : $y_2, F_{r2} ?$



در مقطع ① : $F_{r1} < 1$ ، بزرگتر q_1 منوطاً در شیب $(q-y)$ در موقعیت A واقع است : $y_1 = y_A > y_c$
 در مقطع ② ، برای دبی واحد عرض منوطاً q_2 :
 چون $b_2 < b_1$ $\Rightarrow q_2 > q_1$
 معنی واقعی در موقعیت B_1 یا B_2 ؟

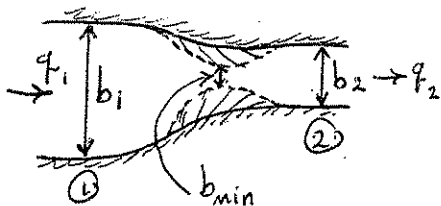
جواب :
 هستند

اگر نقطه B_1 درست نباشد ، پس باید از نقطه C گذشته و در امتداد منحنی به B_2 رسید .
 در این صورت ، باید q به q_{max} اقتدارش باید زیاده :

$Q = \text{const.}$ ، $q = \frac{Q}{b}$

if $q \uparrow \Rightarrow b \downarrow$ ، $b_{min} = \frac{q_{max}}{y_c}$ (حالت جریان بحرانی)

پس ، مانند اینست که : عرض کانال از b_1 باید کمتر شود و به شکل زیر در آید که حالت فیزیکی مستحکم است



نتیجه : جواب در نقطه B_1 است ، یعنی :

$F_{r2} < 1$ یا $y_2 > y_c$ ، $y_2 = y_{B1}$

Also, $b_c < b_2 < b_1$

چون $\Delta z = 0$ و $y_2 < y_1$ \Rightarrow سطح آب در پایین پائین می آید (Draw Down)

بررسی کنید :

(۱) $\Delta z = 0$ و $b_2 < b_1$ و $F_{r1} > 1$ $\Rightarrow y_2$ و ارتفاع سطح آب در تبدیل ؟

(۲) $F_{r1} < 1$ ، برای شیبی در کف $(\Delta z \leq \Delta z_{max})$ و تنگ شدن عرض $(b_c < b_2 < b_1)$ \Rightarrow سطح آب پائین می آید ؟

(۳) $F_{r1} < 1$ ، فرورفتگی در کف و تبدیل تدریجی باز شدن در عرض \Rightarrow سطح آب بالا می رود ؟

(۴) برای شرایط صحت (۲) و (۳) ، اگر $F_{r1} > 1$ \Rightarrow ؟

نسخه (۴)

برای اینکه شرایط جریان در کانال بالارست در نتیجه تبدیل عرضی تغییر نکند، حداقل تنگ شدن مقطع جریان (حداقل عرض تبدیل: b_{min}) در حدری خواهد بود که جریان در تبدیل بحرانی شود.

شرایط: $\Delta Z = 0$ ، $b_2 < b_1$ ، $F_{r_1} < 1$ ، γ_1 : unchanged

$$\Rightarrow E_{s_1} = E_{s_2} = E_c \text{ : Known}$$

$$\text{Then, } E_1 = \gamma_c + \frac{Q^2}{2g b_{min}^2 \gamma_c^2} \quad \text{where, } \gamma_c = \frac{2}{3} E_c = \frac{2}{3} E_1$$

$$\Rightarrow b_{min} = b_c \text{ is calculated.}$$

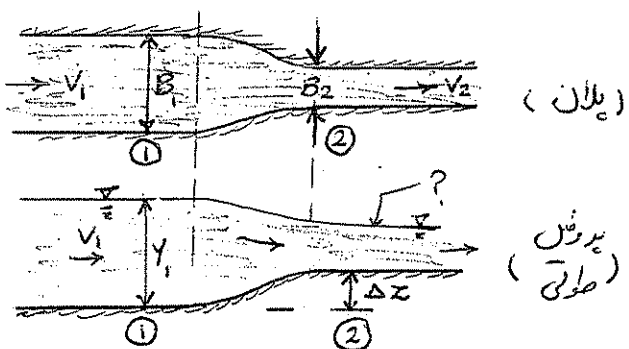
نسخه (۵)

آند $b_2 < b_{min}$ شود $\Rightarrow q_2 > q_{max}$ که برای یک E_s معین ممکن نیست. مقدار آنکه E_s یا γ_1 بیشتر شود. عبارت دیگر تنگ شدن بیشتر از حد بحرانی باعث انسداد جریان (Chocking) شده و پدیده برگشت آب (Backwater) در کانال بالارست ایجاد شده و خصوصیات جریان در کانال بالارست تغییر میکند.

سوال کاربردی جریان در تدریجها - تبدیل مرکب در کف و عرض کانال مستطیلی

سوال () : جریانی با دبی $16 \frac{m^3}{s}$ و عمق 2^m در کانال مستطیلی شکلی به عرض 4^m در جریان است. با احداث یک تبدیل تدریجی در مقطع پائین دست، عرض کانال به 3.5^m کاهش یافته و کف کانال به اندازه Δz بالا آمده است. ارتفاع سطح آب را در تبدیل پائین دست حساب کنید، در صورتی که:

الف) $\Delta z = 0.2^m$ ؛ ب) $\Delta z = 0.35^m$ باشد.



$$\begin{cases} Q = 16 \text{ m}^3/\text{s} \\ B_1 = 4^m ; B_2 = 3.5^m \\ y_1 = 2^m ; y_2 = ? \text{ و } (y_2 + \Delta z) ? \\ (q_1 = \frac{Q}{A_1} , q_2 = \frac{Q}{A_2}) \\ H_1 \approx H_2 \text{ (} h_L \approx 0 \text{)} \end{cases}$$

تبدیل تدریجی \Rightarrow

$$E_1 = E_2 + \Delta z$$

مقدمه حل : تعیین شرایط جریان بالادست

$$\begin{cases} q_1 = \frac{Q}{B_1} = \frac{16}{4} = 4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \\ v_1 = \frac{q_1}{y_1} = \frac{4}{2} = 2.0 \text{ m/s} \quad , \quad F_{r1} = \frac{v_1}{\sqrt{gy_1}} = \frac{2}{\sqrt{9.81 \times 2}} = 0.452 < 1 : \text{Sub-Critical} \\ E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = 2 + \frac{2^2}{2 \times 9.81} = 2.204 \text{ m} \end{cases}$$

$$q_2 = \frac{Q}{b_2} = \frac{16}{3.5} = 4.57 \text{ m}^3/\text{s}$$

فرض : اگر جریان در مقطع ② بحرانی شود ، $\Delta z = ?$

$$y_{c2} = \sqrt[3]{\frac{q_2^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{4.57^2}{9.81}} = 1.287 \text{ m}$$

$$E_2 = E_c = \frac{3}{2} y_{c2} = 1.93 \text{ m}$$

محدودترین Δz بصورتی که شرایط جریان بالادست تغییر نکند. $(\Delta z)_{max} = E_1 - E_2 = 2.204 - 1.93 = 0.274 \text{ m}$

$$\Delta z = 0.2^m < (\Delta z)_{max}$$

حل الف)

نتیجه : اگر جریان در مقطع ② بصورت زیر بحرانی خواهد بود.

سطح آب در مقطع ② پائین می آید $\Rightarrow (\Delta B < 0)$ و یا $(F_r < 1 , \Delta z > 0)$

$$E_2 = E_1 - \Delta z = 2.204 - 0.20 = 2.004 \text{ m} > (E_c)_2$$

$$E_2 = y_2 + \frac{q_2^2}{2gy_2^2} = y_2 + \frac{4.57^2}{2 \times 9.81 \times y_2^2} = 2.004 \text{ m}$$

$$\left[y_2 + \frac{1.065}{y_2} = 2.004 \text{ m} ; y_2 > (y_{c2} = 1.287^m) \right] \xrightarrow{\text{از نمودار}} y_2 = 1.575^m$$

19

نتیجه الف) : $Y_1 = 2^m$; $Y_2 = 1.57 m$; $Y_2 + \Delta Z = 1.57 + 0.2 = 1.77 m$
 0.23 m سطح آب پایین می افتد.

حل ب) : $\Delta Z = 0.35 m > (\Delta Z)_{max}$

بنابراین : 1- جریان در مقطع ② - در تبدیل - تماماً بحرانی می شود : $Y_2 = Y_{c2} = 1.287 m$
 2- خصوصاً جریان در بالادست در این مانع کف تغییر کرده و Backwater ایجاد می شود
 3- عمق جریان بالادست جدید : Y_1

معادله انرژی :

$$E_1 = E_2 + \Delta Z \Rightarrow E_1 = E_{c2} + \Delta Z$$

$$E_1 = 1.93 + 0.35 = 2.28 m > (E_1 = 2.204 m \text{ اولی})$$

$$E_1 = Y_1 + \frac{q^2}{2gY_1^2} = Y_1 + \frac{4^2}{2 \times 9.81 Y_1^2} = 2.28 m$$

$$\left(Y_1 + \frac{0.816}{Y_1^2} = 2.28 m \quad ; \quad Y_1 > 2^m \right) \Rightarrow Y_1 = 2.094 m$$

نتیجه ب) :

$$Y_1 = 2.094^m \quad ; \quad Y_2 = Y_{c2} = 1.287^m \quad ; \quad Y_2 + \Delta Z = 1.287 + 0.35 = 1.637 m$$

در تبدیل ، سطح آب پایین می افتد . (افت سطح آب = 0.457 m)

مسئله اثبات کردنی

مطابق شکل سوال من :

اگر تبدیل تماماً در کف و عرض یک کانال مستطیلی بصورت آرایه صورت گیرد ،

آنگاه از امت انرژی صرف نظر شود :

اثبات کنید :

$$S_p = \frac{dH}{dx} \approx 0$$

$$(1 - F_r^2) \frac{dy}{dx} - F_r^2 \cdot \frac{y}{b} \cdot \frac{db}{dx} + \frac{dz}{dx} = 0$$

که در آن : $b =$ عرض کانال مستطیلی

$y =$ عمق آب

$z =$ ارتفاع کف

$F_r =$ عدد فرود جریان

اصل مومنتم (مقدار حرکت) Momentum Principle

- کاربرد:
- محاسبه نیروها وارد بر سوانخ در جریان آب (ضد: Piers, Spillways, abutments, Gates)
 - حل مسائل جوش هیدرولیکی (Hydraulic Jump) - که افت انرژی قابل ملاحظه دارند.
 - حل مسائل موج (Surge) در کانالها.

مقدمه:

$m \vec{v}$: Momentum مقدار (کمیت) حرکت

if $m = \text{const.}$, Newton's 2nd law of motion: $\vec{F} = m\vec{a} = m \frac{d\vec{v}}{dt}$

OR $\vec{F} \cdot dt = m d\vec{v}$

$$\int_0^t \vec{F} \cdot dt = m \int_{v_1}^{v_2} d\vec{v} = m \Delta \vec{v} = m (v_2 - v_1)$$

Impulse (ضربه) Change in Momentum

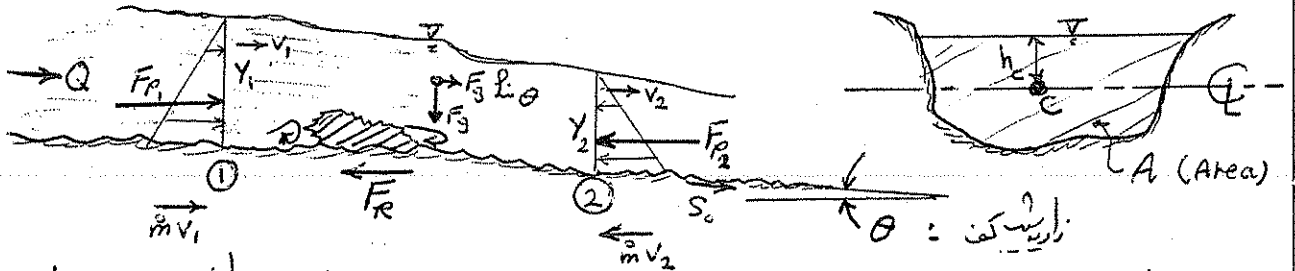
By approximation: $(\sum \vec{F}) \cdot t = m(\Delta \vec{v})$ OR $\sum F = \frac{m}{t} \Delta v = \dot{m} \Delta v = \rho Q \Delta v$

$\dot{m} =$ دبی جریانی آب

$$\sum \vec{F} = \rho Q (\Delta \vec{v}) \quad (1)$$

معمولاً تبدیلی رابطه (1): اگر جریانی با دبی Q تغییر سرعت Δv یابد \Leftrightarrow تأثیر نیرو بر آینه $(\sum F)$ برابر

$$\sum F = \rho \quad (C.V.)$$



نیروها وارد بر حجم کنترل (C.V.) در حد فاصل مقطع 1 و 2 - در راستای جریان - عبارتند از:

(1) نیروی فشار استاتیکی (F_p)

با فرض توزیع هیدرواستاتیکی فشار در مقطع جریان ($S_c < 10\%$): $F_p = \gamma h_c A$

(2) نیروی وزن در راستای جریان: $F_g \cdot L \sin \theta = \gamma_{c.v.} \cdot L \sin \theta$

(3) نیروی مقاومت (Resisting Force: F_R) در برابر جریان:

$$F_R = (F_v + F_f) = \text{نیروی معکوس العمل در برضد جریان} + \text{نیروی مقاومت برش بند} + \text{برآمدگی، پایه پن، سازه آبی...} + \text{اصطکاک جریان + جریان غیر همگن}$$

$$\sum \vec{F} = (F_{p1} - F_{p2}) + F_g \cdot L \sin \theta - F_R$$

From Eq. (1) $\Rightarrow (\gamma h_{c1} A_1 - \gamma h_{c2} A_2) + F_g \cdot L \sin \theta - F_R = \frac{\gamma}{g} Q \left(v_2 \frac{Q}{A_2} - v_1 \frac{Q}{A_1} \right)$

(2) $v = \frac{Q}{A}$ ضرب در معادله مومنتم

با فرض اینکه شیب کف کانال (S_0) کم است : $\theta \rightarrow 0 \Rightarrow F_g L \approx 0.0$

در مجاری او باز، سرعت و تنش برشی بستگی کم است : $F_R \approx F_f =$ نیروی چسبندگی بر مواضع

$$\frac{F_f}{\gamma} = \left(\frac{\rho Q^2}{g A_1} + h_{c1} A_1 \right) - \left(\frac{\rho Q^2}{g A_2} + h_{c2} A_2 \right) \quad (3)$$

تعریف تکامل جدید هیدرولیکی :

نیروی مخصوص = Specific Force : $M = \frac{\rho Q^2}{g A} + h_c \cdot A \quad (4)$

$(h_c \cdot A) = \frac{F_p}{\gamma}$: خاص نیروی هیدرواستاتیکی
 $\frac{\rho Q^2}{g A} = \frac{\rho Q V}{\gamma} = \frac{\text{Momentum}}{\gamma}$: خاص مومنتم (نیروی زینتی)

نیروی جریان با بُعد حجم (نیروی مخصوص) $[M] = \frac{[F]}{[\gamma]} = L^3 \Leftrightarrow$ نشان

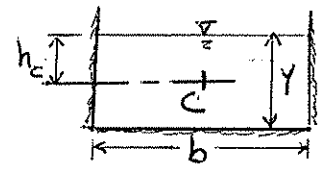
$$\frac{F_f}{\gamma} = M_1 - M_2 \quad \text{OR} \quad F_f = \gamma (M_1 - M_2) \quad (5)$$

مغزها نیزایی : (اختلاف نیروی مخصوص = نیروی وارد بر جریان)

$Q = q \cdot b$

$A = b \cdot y, \quad h_c = \frac{1}{2} y$

$\rho \approx 1.0$



در کانال مستطیل سطح : از رابطه (4)

$$M = \frac{q^2 b^2}{g b y} + \frac{1}{2} y (b y) = b \left(\frac{q^2}{g y} + \frac{y^2}{2} \right)$$

نیروی مخصوص در واحد عرض کانال مستطیل (M) :

$$M = \frac{q^2}{g y} + \frac{y^2}{2} \quad (6)$$

در واحد عرض : $\frac{F_f}{\gamma} = M_1 - M_2 = \left(\frac{q^2}{g y_1} + \frac{y_1^2}{2} \right) - \left(\frac{q^2}{g y_2} + \frac{y_2^2}{2} \right) \quad (7)$

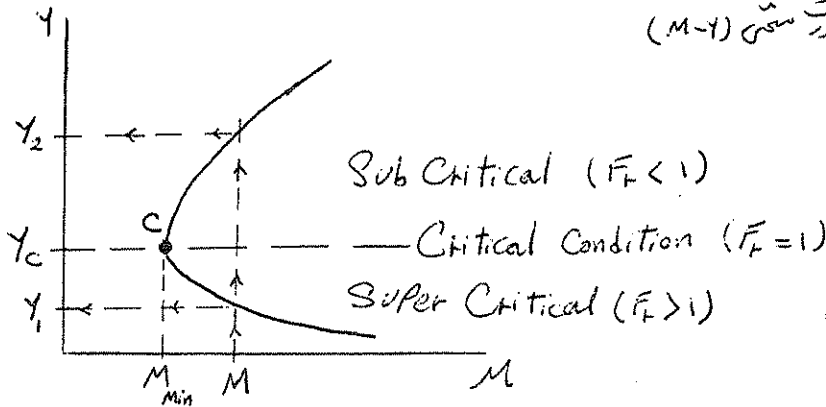
رابطه نیروی مخصوص و عمق آب - در کانال مستطیلی :

For a given q , $q = \text{const.}$, $M = \frac{q^2}{g y} + \frac{y^2}{2} = F(y) \quad (8)$

$y \rightarrow 0 \Rightarrow M \rightarrow +\infty$: $y=0$ یک جانب
 $y \rightarrow \infty \Rightarrow M \rightarrow +\infty$: $y \rightarrow \infty$ یک جانب دیگر

$$\frac{dM}{dy} = \frac{q^2}{g} \left(-\frac{1}{y^2} \right) + y = 0 \Rightarrow \frac{q^2}{g y^2} = y \quad \text{OR} \quad \frac{q^2}{g y^3} = \frac{F_f}{\gamma} = 1 \Rightarrow \begin{cases} M = M_{min} \\ y = y_c \end{cases}$$

معادله درجه سوم شماره (8)، از نظر فیزیکی بصورت مستقیم (M-1) در شکل زیر (در ربع اول) است.



برای یک Q معین

نیز دو محلول معین $(M > M_c)$ وجود دارد:

دو عمق ممکن وجود دارد:

$$\text{عمق‌ها مزدوج (متناظر)} \Leftrightarrow \begin{cases} 1 - \text{عمق فوق بحرانی } (y_1) & y_1 < y_c \\ 2 - \text{عمق زیر بحرانی } (y_2) & y_2 > y_c \end{cases}$$

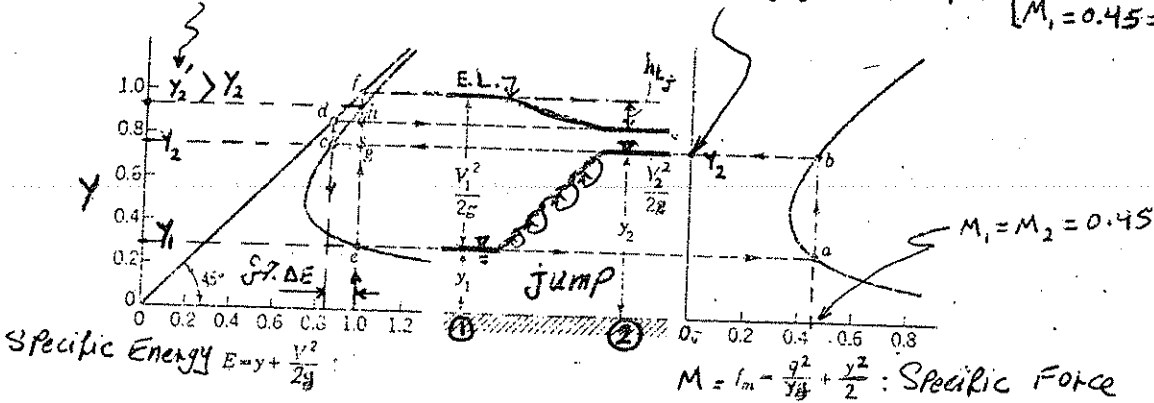
Conjugated Depths /
Sequent " /
Complementary "

اگر $M = M_{min} = M_c$ تنها یک عمق وجود دارد \Leftrightarrow عمق بحرانی (y_c) \Leftrightarrow جریان بحرانی

مثال شرایط فیزیکی حضور عمق‌ها مزدوج: جهش ساده هیدرولیکی - در یک کانال مستطین (Simple Hydraulic Jump in a rectangular channel)

Alternate depth برای E_1 معلوم

conjugate depth for $\begin{cases} E_1 = 1.0 \\ M_1 = 0.45 = M_2 \end{cases}$



در جهش هیدرولیکی ساده، انرژی جریان فوق بحرانی در اثر تلاطم موضعی و غلظت لایه‌های آب، بطور قابل ملاحظه‌ای از دست رفته (Energy Loss) و در پائین دست به جریان زیر بحرانی تبدیل میگردد.

$$E_1 \neq E_2 \quad \Delta E = h_L \neq 0$$

بنابراین: از اصل انرژی می‌توان استفاده کرد.

ولی در حروفال تشکیل جهش، مانعی وجود ندارد و عملاً بستری صاف و با طول کوتاه است.

نتیجه: از اصل مومنتوم می‌توان استفاده کرد:

From Eq. (7) : $\frac{\bar{F}_p}{\gamma} = M_1 - M_2$, But $F_p = 0 \Rightarrow M_1 = M_2$

۴

$$\frac{q^2}{gY_1} + \frac{Y_1^2}{2} = \frac{q^2}{gY_2} + \frac{Y_2^2}{2}$$

روابط زیر را ثابت کنید :

$$\frac{q^2}{gY_1 Y_2} = \frac{1}{2} (Y_1 + Y_2) \quad (9) \quad ; \quad \left(\frac{Y_2}{Y_1}\right)^2 + \left(\frac{Y_2}{Y_1}\right) - 2F_{r1}^2 = 0 \quad (10)$$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1+8F_{r1}^2} - 1) \quad ; \quad \frac{Y_1}{Y_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1+8F_{r2}^2} - 1) \quad (11) \quad ; \quad (12)$$

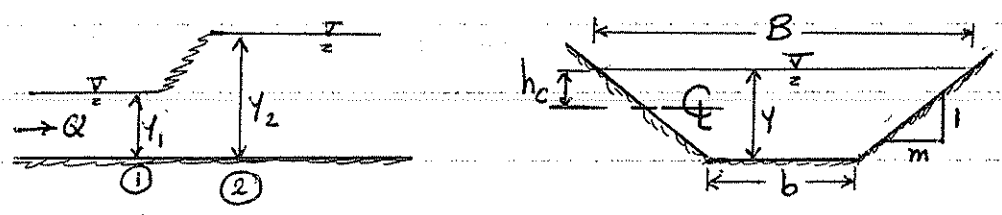
Y_1 و Y_2 = عمق‌ها نزدیکی چشم هیدرولیکی ساده
 Y_1 = عمق بالاتر چشم (فوق بحرانی) Y_2 = عمق پایین‌تر چشم (زیر بحرانی)

ثابت کنید که :

افت انرژی چشم : $h_L = E_1 - E_2 = \frac{(Y_2 - Y_1)^3}{4 Y_1 Y_2} \quad (13)$
 (مانند سطحی)

افت توان جریان : $P_{loss} = \gamma Q h_L$ $\left\{ \begin{array}{l} h_L : m \\ Q : m^3/s \\ \gamma = 1000 \text{ kg/m}^3 \end{array} \right. \Rightarrow H.P. = \frac{\gamma Q h_L}{75}$
 به مثال صفحه مراجعه شود.

چشم هیدرولیکی ساده در کانال ذوزنقه‌ای (Trapezoidal Channel) :



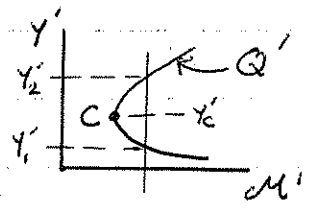
از رابطه شماره (5) :

$$M_1 = M_2 \Rightarrow \frac{Q^2}{g A_1} + h_{c1} A_1 = \frac{Q^2}{g A_2} + h_{c2} A_2 \quad (14)$$

روش حل : الف) روش محاسبه‌ای - کاربرد آزمون و خطا

ب) روش گرافیک - استفاده از منحنی بدون بُعد $(M' - Y')$ - (Flammer, et.al.) 1983

$$M' = \frac{m^2 M}{b^3} \quad ; \quad Y' = \frac{m Y}{b} \quad ; \quad Q' = \frac{m^3 Q^2}{g b^5}$$

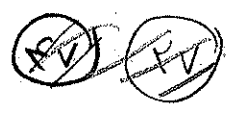


$$M'_1 = M'_2 \Rightarrow Y'_1 \text{ و } Y'_2 \Rightarrow Y_1 \text{ و } Y_2$$

$$\text{At } C \Rightarrow (Y'_c \text{ و } M'_c) \Rightarrow Y_c \text{ و } M_c$$

به مثال صفحه مراجعه شود.

۱۵
۳۰ ماسی

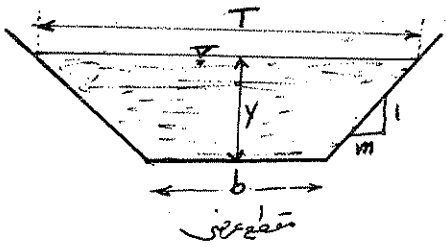


مسئله‌ها چشم‌پوشی در کانال ذوزنقه‌ای

حیدرولیک ابزار

فردار 36.4 : حل تدریسی معادله مونتگ برای محاسبه عمق y_1 و y_2 در چشم‌پوشی

برای کانالهای ذوزنقه‌ای

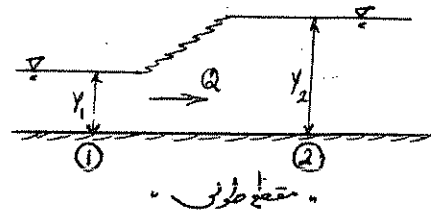


$$A = (b + my)y$$

$$T = b + 2my$$

$$D = A/T$$

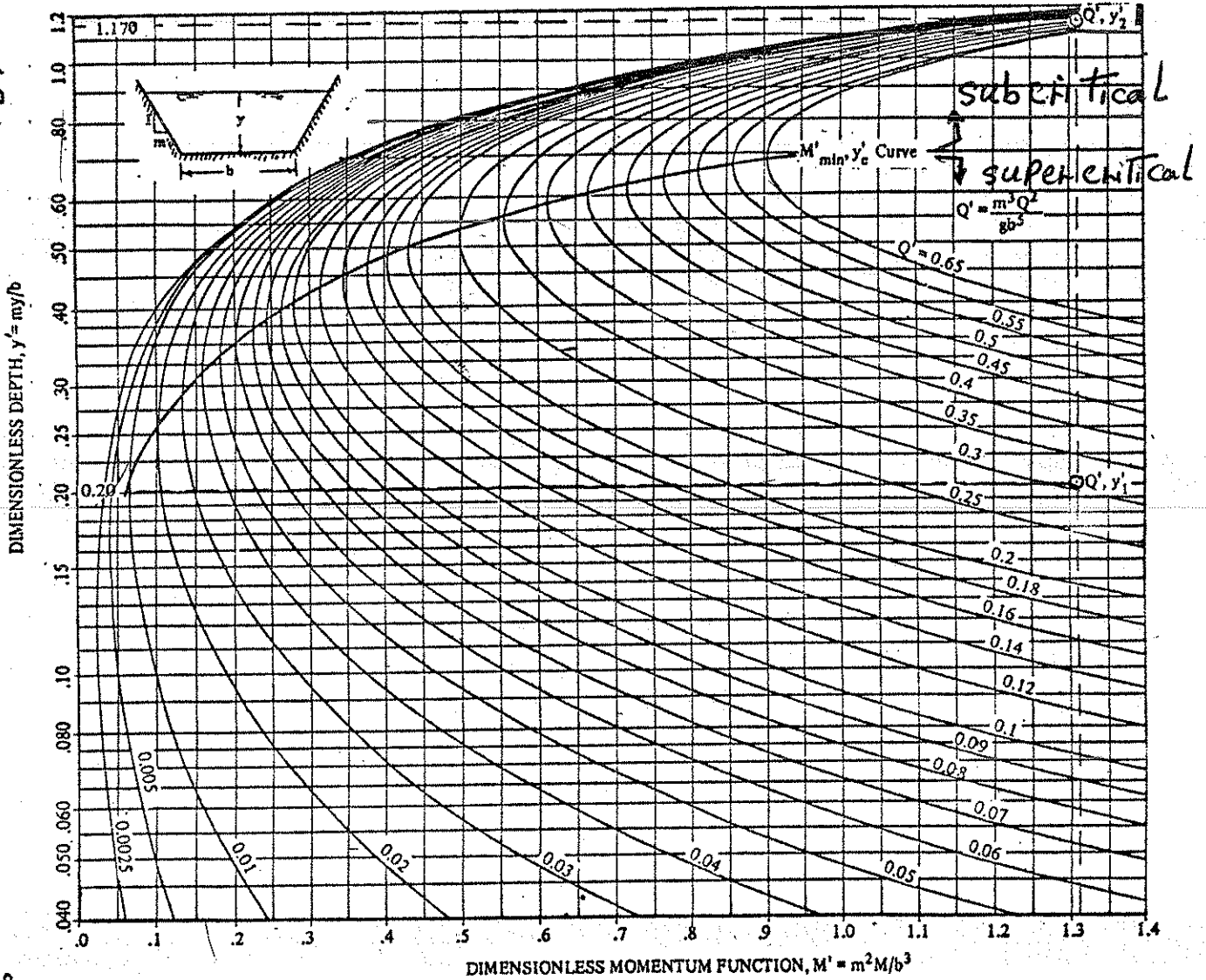
$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gD}}, \quad v = Q/A$$



نیرد برابر $M_1 = M_2$

For $(M_1 = M_2) \rightarrow (y_1, y_2 : \text{conjugated depths})$

$(y'_1 = my_1/b \text{ OR } y'_2 = my_2/b \text{ OR } y'_c = my_c/b)$



$b = 3.05 \text{ m}$
 $m = 1.5$
 $Q = 9.91 \text{ CMS}$
 $y_1 = 0.61 \text{ m}$
 $y_2 = ?$, $y_c = ?$

$(y'_1 = \frac{my_1}{b} = 0.3, \quad Q' = \frac{m^3Q^2}{9b^5} = 0.13) \xrightarrow[\text{Down}]{\text{Fig}} M'_1 = 0.38, \quad M' = \frac{m^2M}{b^3} \rightarrow M = 4.78$
 $M_1 = M_2, \quad M'_1 = M'_2$
 $(M'_2 = 0.38, \quad Q' = 0.13) \xrightarrow[\text{up}]{\text{Fig}} y'_2 = 0.6, \quad y'_2 = \frac{my_2}{b} \rightarrow y_2 = 1.22 \text{ m}$
 $Q' = 0.13 \xrightarrow{y'_c \text{ curve}} y'_c = 0.44, \quad y'_c = \frac{my_c}{b} \rightarrow y_c = 0.9 \text{ m}$

۹. ۳. یاسی

محضات هیدرولیکی جس هیدرولیکی در کانالی ذوزنقه ای

مثال برای : اوش محاسبه ای - اوش ترسیمی

هیدرولیک انبار

الف) مثال با اوش محاسبه ای

Example

A hydraulic jump forms in a trapezoidal channel of $b = 3.05 \text{ m}$ (10 ft), $m = 1$. The discharge is $28.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (1000 cfs) and the upstream depth is 0.61 m (2 ft). Find the depth downstream of the jump and the upstream and downstream Froude numbers.

Solution:

$$M_1 = M_2, \text{ or } A_1 h_{c1} + \frac{Q^2}{gA_1} = A_2 h_{c2} + \frac{Q^2}{gA_2} \quad (36-2)$$

where

$$A = by + my^2 \text{ and } Ah_c = \frac{y^2}{6} (2my + 3b) \quad (36-13)$$

$$\text{so } Ah_c + \frac{Q^2}{gA} = \frac{y^2}{6} (2my + 3b) + \frac{Q^2}{g(by + my^2)}$$

SI : سیستم بین المللی

$$\frac{(0.61 \text{ m})^2}{6} [2(1)(0.61 \text{ m}) + 3(3.05 \text{ m})] + \frac{(28.3 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9.81 \text{ m/s}^2 [3.05 \text{ m} (0.61 \text{ m}) + 1(0.61 \text{ m})^2]} = \frac{y_2^2}{6} [2y_2 + 3(3.05)] + \frac{(28.3)^2}{9.81(3.05 y_2 + y_2^2)} \quad (36-2)$$

ES : سیستم انگلیسی

$$\frac{(2 \text{ ft})^2}{6} [2(1)2 \text{ ft} + 3(10 \text{ ft})] + \frac{(1000 \text{ ft}^3/\text{s})^2}{32.2 \text{ ft/s}^2 [10 \text{ ft}(2 \text{ ft}) + 1(2 \text{ ft})^2]} = \frac{y_2^2}{6} [2y_2 + 3(10)] + \frac{(1000)^2}{32.2 [10y_2 + y_2^2]} \quad (36-2)$$

By a tedious trial process $y_2 = 3.54 \text{ m}$ (11.6 ft). For a non-rectangular channel,

$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}} \text{ where the mean depth } D_1 = A_1/T_1$$

(see Table A-11)

$$D_1 = \frac{by_1 + my_1^2}{b + 2my_1} = \frac{3.05 \text{ m} (0.61 \text{ m}) + (0.61 \text{ m})^2}{3.05 \text{ m} + 2(1) 0.61 \text{ m}} = 0.52 \text{ m} (1.71 \text{ ft})$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{Q}{by_1 + my_1^2} = \frac{28.3 \text{ m}^3/\text{s}}{3.05 \text{ m} (0.61 \text{ m}) + 1(0.61 \text{ m})^2} = 12.7 \text{ m/s} (41.7 \text{ fps})$$

$$Fr_1 = \frac{12.7}{\sqrt{9.81 \times 0.52}} = 5.62 \text{ (SI)}$$

$$Fr_1 = \frac{41.7}{\sqrt{32.2 \times 1.71}} = 5.62 \text{ (ES)} \quad (35-11)$$

$$D_2 = A_2/T_2 = \frac{by_2 + my_2^2}{b + 2my_2} = \frac{3.05 (3.54) + (3.54)^2}{3.05 + 2(1) (3.54)}$$

$$= 2.30 \text{ m} (7.56 \text{ ft})$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{Q}{by_2 + my_2^2} = \frac{28.3}{3.05 (3.54) + (3.54)^2} = 1.21 \text{ m/s} (3.98 \text{ fps})$$

$$Fr_2 = \frac{V_2}{\sqrt{gD_2}} = \frac{1.21}{\sqrt{9.81 \times 2.30}} = 0.25 \text{ (SI and ES)}$$

حل مثال فوق به اوش ترسیمی بالاستفاده از Fig. 36-4

Example

It is much simpler to solve Example Problem 36-2 directly by means of a plot of a dimensionless momentum function M' vs a dimensionless depth y' . Figure 36-4 is such a plot for trapezoidal channels. The solution, using this figure, is as follows: Calculate Q' and y'_1 .

$$Q' = \frac{m^3 Q^2}{gb^5} = \frac{(1)^3 (28.3)^2}{9.81 (3.05)^5} \text{ (SI)} = \frac{(1)^3 (1000)^2}{31.2 (10)^5} \text{ (ES)} = 0.31$$

$$y'_1 = \frac{my_1}{b} = \frac{(1)(0.61)}{3.05} \text{ (SI)} = \frac{(1)(2)}{10} \text{ (ES)} = 0.2$$

Locate (Q', y'_1) on Figure 36-4 and, since $M'_1 = M'_2$, go vertically up from the point (Q', y'_1) to a point (Q', y'_2) on Figure 36-4, and read y'_2 as shown by the dotted lines:

$$y'_2 = 1.170 = \frac{my_2}{b}, \text{ so } y_2 = 3.57 \text{ m} (11.70 \text{ ft})$$

If greater accuracy is desired, use the trial process of Example Problem 36-2 with 3.57 m (11.70 ft) as the initial approximation.

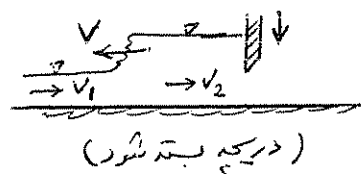
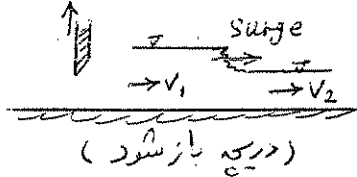
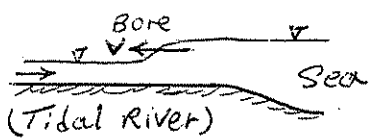
کاربرد اصل مونتگم : مسئله موج (موج های بلند) - Bore / Surge

مقدمه
* موج های سطحی کوتاه (Small Surface Wave) : $\Delta y \ll y$ و $c = \sqrt{gD}$ و با اصل اندرزی قابل حل است

* Surge/Bore : موجی که با نفیخ قائم و بلند در سطح آب حرکت میکند.

Bore = موج ناشی از جزر و مد دریا (Tide) در رودخانه های ساحلی

Surge = موج ناشی از سیل در رودخانه یا ناشی از بازوبسته شدن دریچه در کانال ها



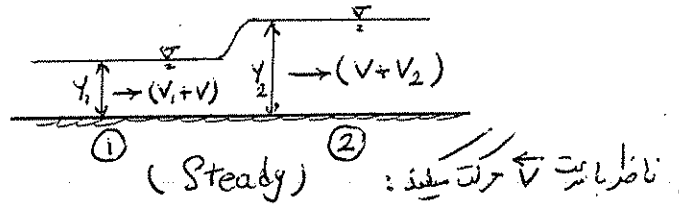
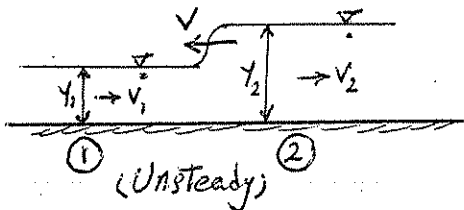
در شرایط حضور موج ، جریان بصورت ناپایدار (Unsteady) است ($\frac{dy}{dt} \neq 0$).

معلوم : خصوصیات جریان قبل از موج (y_1, v_1) و (a, y_2, v_2) : مجهول : سرعت موج (v) و y_2, v_2 ؟

راه حل : سبب سازی جریان بصورت پایدار (Steady). چگونه ؟ از دیدگاه ناظری که با سرعت موج (v) در جهت موج حرکت کند.

در اینصورت موج را بصورت ساکن (Standing Wave) می بیند.

نکته مهم : در حرکت موج های بلند ، افت اندرزی ناشی از غلطی آب زیاد است \leftarrow معادله اندرزی ساده کاربرد ندارد.
راه حل : استفاده از معادله مونتگم.



$$F_F = \lambda (M_1 - M_2) = 0 \Rightarrow M_1 = M_2$$

فرض : کانال مستطیل شکل با عرض b و دیواره عرض e

$$\left. \begin{aligned} \text{موج خلالت جریان اصلی حرکت میکند.} \\ (1) : (v_1 + v)y_1 = (v_2 + v)y_2 \\ (2) : \frac{v_1^2}{2gy_1} + \frac{y_1}{2} = \frac{v_2^2}{2gy_2} + \frac{y_2}{2} \end{aligned} \right\}$$

اگر موج در جهت جریان اصلی حرکت کند در اینصورت :

$$(3) : (v_1 - v)y_1 = (v_2 - v)y_2$$

$$(4) : \frac{v_1^2}{2gy_1} + \frac{y_1}{2} = \frac{v_2^2}{2gy_2} + \frac{y_2}{2}$$

در حل مسئله موج ، دو معادله (بیوستی و مونتگم) داریم و سه مجهول (سرعت موج ، ارتفاع و سرعت جریان)

برای حل کامل : نیاز به یک معلومت فیزیکی (Boundary Condition) دیگر است.

در شرایط فیزیکی معین ، میتوان مسئله را حل نمود.

به مثال های ضمیمه مراجعه شود.

۳۰۰ یاسی

۲۴

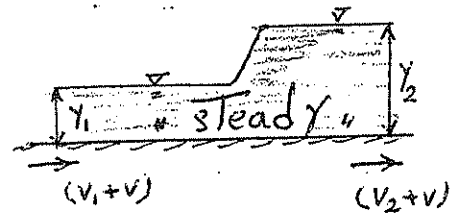
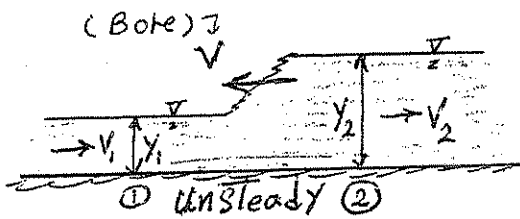
« مثال کاربردی اصل مومنتم در مسائل موجی »

حیدرولیک انبار

در محرومه مصب (Estuary) یک رودخانه (Tidal River)، جریان با عمق (2.4 m) و سرعت (0.9 m/s) جاری می باشد. این شرایط جریان با موج ناشی از مد دریا (Tidal Bore) برخورد نموده و عمق آب بطور ناگهانی به (3.6 m) افزایش می یابد. مطلوب است:

الف) سرعت موج نسبت بالادست رودخانه (V) ؟

ب) مقدار و جهت سرعت آب در پشت موج (V_2) ؟



$$y_1 = 2.4\text{ m}, \quad v_1 = 0.9\text{ m/s}, \quad y_2 = 3.6\text{ m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{y_1^2}{2} + \frac{y_1(v_1+V)^2}{g} &= \frac{y_2^2}{2} + \frac{y_2(v_2+V)^2}{g} \\ q &= (v_1+V)y_1 = (v_2+V)y_2 \end{aligned} \right. \quad \text{حل}$$

:(Bore Traveling upstream)

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{2.4^2}{2} + \frac{2.4(0.9+V)^2}{9.81} &= \frac{3.6^2}{2} + \frac{3.6(V_2+V)^2}{9.81} \\ (0.9+V)2.4 &= (V_2+V)3.6 \end{aligned} \right.$$

$V = 5.73\text{ m/s}$: Bore velocity to upstream direction

سرعت موج ناشی از مد دریا - نسبت بالادست رودخانه

$V_2 = -1.31\text{ m/s}$: Downstream velocity

سرعت جریان آب رودخانه در پایین دست موج

جهت عمومی جریان آب - در اثر موج - نسبت بالادست رودخانه تغییر میکند!

۳۰ پاسی

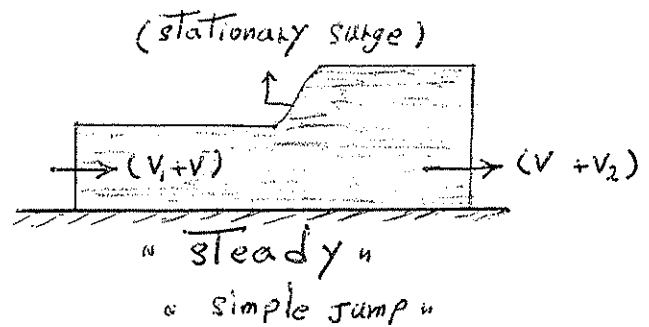
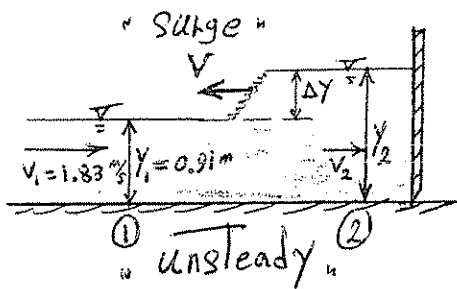
« سوال کاربردی اصل مونتیم در مسائل موج »

هیدرولیک انهار

در یک کانال مستطیل شکل، جریان یکنواختی با عمق (0.91) و سرعت (1.83 m/s) جاری است. آنگاه در یک کسوت در پایین دست کانال، بطور ناگهانی بسته شود؛ مطلوب است:

الف) سرعت موج نسبت به لادست کانال (V) ؟

ب) عمق آب در پایین دست موج (Y₂) ؟



$$M_1 = M_2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Y_1^2}{2} + \frac{Y_1 (V_1 + V)^2}{g} = \frac{Y_2^2}{2} + \frac{Y_2 (V_2 + V)^2}{g} \\ q = (V_1 + V) Y_1 = (V_2 + V) Y_2 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} : \text{For surge Traveling upstream} \\ : \text{Continuity Equation} \end{array}$$

برای شرایطی که در یک بطور ناگهانی بسته شود:

$$V_2 = 0$$

بنابراین:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Y_1^2}{2} + \frac{Y_1 (V_1 + V)^2}{g} = \frac{Y_2^2}{2} + \frac{Y_2 (V)^2}{g} \\ (V_1 + V) Y_1 = V Y_2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.91^2}{2} + \frac{0.91 (1.83 + V)^2}{9.81} = \frac{Y_2^2}{2} + \frac{Y_2 V^2}{9.81} \\ (1.83 + V) 0.91 = V Y_2 \end{array} \right.$$

By Trail and Ektor : $V = 2.67 \text{ m/s}$: surge velocity

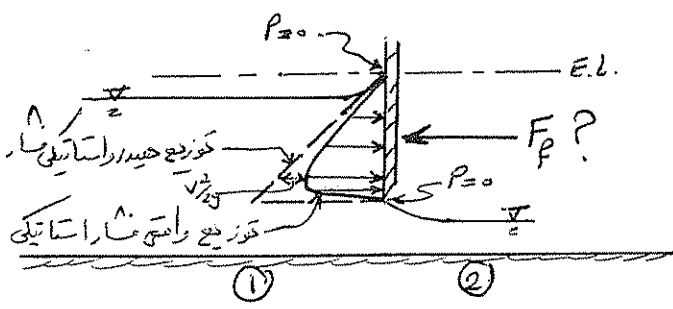
$Y_2 = 1.54 \text{ m}$: Downstream depth

$$\Delta Y = Y_2 - Y_1 = 1.54 - 0.91 = 0.63 \text{ m}$$

: Height of surge

۲۵

کاربرد اصل مومنتم : محاسبه نیروی جریان آب بر سازه‌ها

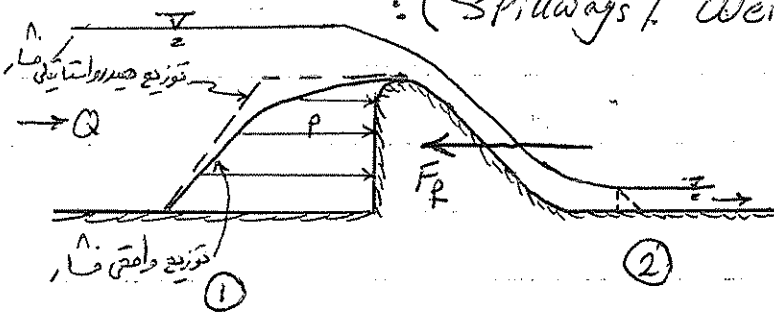


الف) نیروی وارد بر دریچه‌ها (Gates) :

نیروی هیدرواستاتیکی نسبت درجه $\left\langle \right.$ نیروی واقعی وارد بر دریچه
علت: تبدیل بخش از فشار استاتیکی به سرعت
روش دقیق ارزیابی نیروی وارده (F_p) :

$$F_p = \gamma (M_1 - M_2)$$

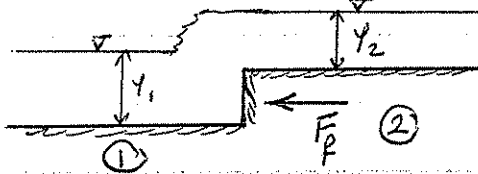
به مثال ضمیمه مراجعه شود.



ب) نیروی جریان آب بر سرریزها (Spillways / Weirs) :

$$F_p = \gamma (M_1 - M_2)$$

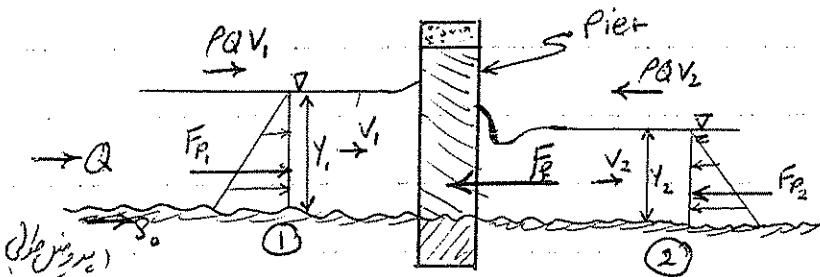
به مثال ضمیمه مراجعه شود.



ج) نیروی وارد بر برآمدگی در کف (Step) یا آستانه (End Sill) :

$$F_p = \gamma (M_1 - M_2)$$

د) نیروی وارد بر پایه‌های پل (Bridge Piers) :



$$\sum F = P \Delta V$$

$$F_p = \gamma (M_1 - M_2)$$

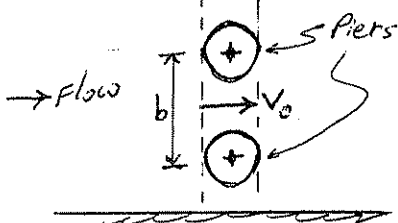
همچنین :

$$F_p = C_D \cdot A \left(\frac{1}{2} \rho V_0^2 \right)$$

به مثال ضمیمه مراجعه شود. V_0 = سرعت در محل پایه

A = سطح تصویر پایه - بخورد بر جریان

$C_D = F$ (شکل پایه) : ضریب نیروی



(مکان)

سوال کاربردی معادلات انرژی و مومنتم

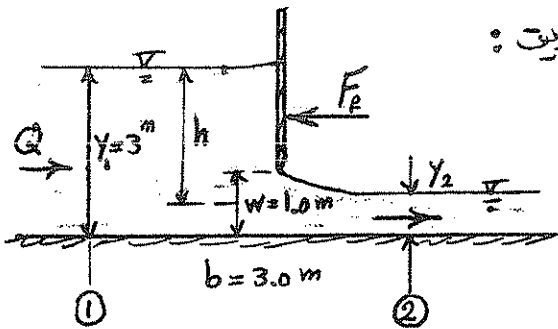
یک دریچه کسوتی (sluice gate) در یک کانال آبیاری با مقطع مستطیل شکل - با عرض $(b=3\text{m})$ نصب شده است.

ضریب فشردگی دریچه $(C_c = 0.61)$ است.

حاسبه کنید نیروی طرد بر دریچه را $(F_p = ?)$ از طریق:

الف) استفاده از اصل مومنتم

ب) استفاده از اوشن نیروی هیدرواستاتیکی



حل:

$$y_2 = C_c w = 0.61 \times 1.0\text{m} = 0.61\text{m}$$

$$h = y_1 - \frac{w}{2} = 3 - \frac{1}{2} = 2.5\text{m}$$

$$q = C_c w \sqrt{2gh}$$

$$q = 0.61 \times 1.0 \sqrt{2 \times 9.81 \times 2.5} = 4.27\text{ cms/m}$$

$$Q = q \times b = 4.27 \times 3.0 = 12.81\text{ cms} \quad \text{: Discharge}$$

الف:

$$\frac{F_p}{\gamma} = (M_1 - M_2) = \left(\frac{q^2}{g y_1} + \frac{y_1^2}{2} \right) - \left(\frac{q^2}{g y_2} + \frac{y_2^2}{2} \right)$$

$$\frac{F_p}{\gamma} = \left(\frac{4.27^2}{9.81 \times 3} + \frac{3^2}{2} \right) - \left(\frac{4.27^2}{9.81 \times 0.61} + \frac{0.61^2}{2} \right) = 1.886\text{ m}^2$$

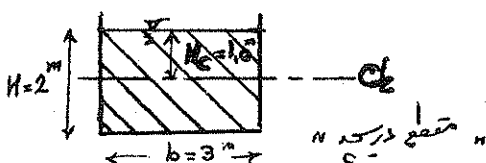
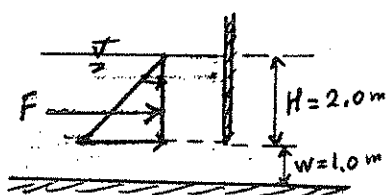
$$F_p = 1.886 \gamma = (1.886\text{ m}^2) (9.81\text{ KN/m}^3) = 18.5\text{ KN/m}$$

$$F = F_p \times b = 18.5 \times 3 = 55.5\text{ KN} \quad \text{: Force acting on Gate}$$

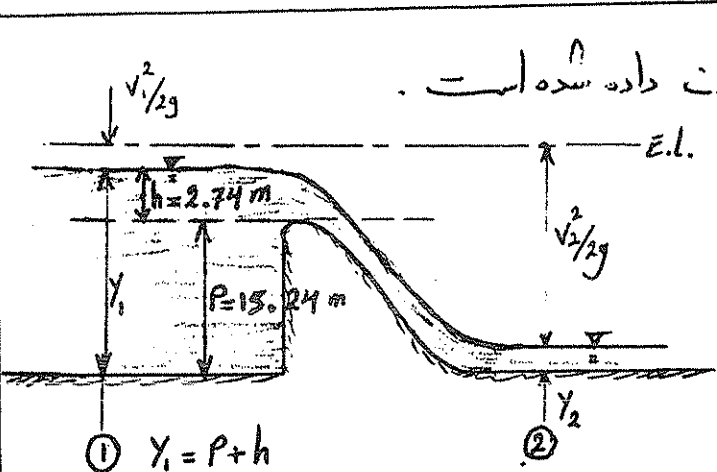
ب:

$$F = \gamma H_c A = (9.81\text{ KN/m}^3) \left(\frac{1}{2} \times 2.0\text{m} \right) (2 \times 3) = 58.8\text{ KN}$$

$$\text{OR } F = \frac{1}{2} \gamma H^2 \times b = \frac{1}{2} (9.81) (2.0)^2 (3.0) = 58.8\text{ KN}$$



مقدار نیرو (F) از نظر هیدرواستاتیکی بیشتر برست امره است. زیرا مقدارش از نیروی استاتیکی در محدوده نزدیک به اوزنه دریچه به نیروی دینامیکی (خشبی) تبدیل میشود. بر حال اوشن مومنتم که برابر تقابل نیروها استور است دقیق تر میباشد.



در شکل زیر، جریان از روی یک "سرریز بلند" نشان داده شده است.
 مطلوب است:

- الف) دبی در واحد عرض سرریز (q) ؟
- ب) نیروی وارد بر سد (F_R) ؟

* مقطع مستطیلی است.

الف) : سرریز (spillway) بصورت یک مقطع کنترل (Control section) عمل میکند که جریان در روی آن حتماً بجرانی (critical) خواهد شد.
 چون اطلاعات در مورد مسافتات و محل سرریز موجود نیست، میتوان فرض نمود که جریان روی تاج سرریز (crest)، بجرانی گردد. در این صورت با نادیده گرفتن امت انرژی:

$$h_p \approx 0 \rightarrow H_1 = H_{crest} \rightarrow E_1 = E_c + P \quad (1)$$

$$(P+h) + \frac{v_1^2}{2g} = \left(\frac{3}{2}y_c\right) + P$$

در سرریزها بلند بعلت تأثیر مانع ملاحظه (Backwater) مقدار بارسوت در بالادست سد (v₁²/2g) بسیار کم است لذا:

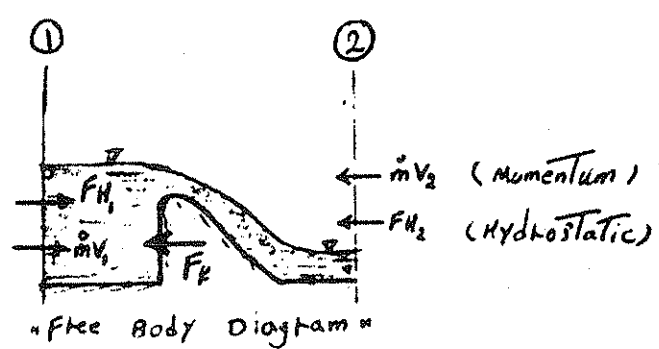
$$\frac{v_1^2}{2g} \approx 0 \quad (\text{Approach velocity})$$

بنابراین : $(15.24 + 2.74) + 0 = \left(\frac{3}{2}y_c\right) + (15.24) \rightarrow y_c = 1.83 \text{ m}$
 critical depth over crest

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{یا} \quad q = \sqrt{gy_c^3} = \sqrt{9.81(1.83)^3} = 7.75 \text{ cms/m}$$

Discharge per unit width

ب) : محاسبه نیروی وارد بر سد :
 ب-۱) با استفاده از اصل مومنتم



$$\begin{cases} \frac{F_R}{\gamma} = (M_1 - M_2) \\ M = \frac{1}{\gamma} (\vec{m}v + \vec{F}_H) \end{cases}$$

For unit width of rectangular section :

$$F_p = \gamma (M_1 - M_2) = \gamma \left[\left(\frac{q^2}{3Y_1} + \frac{Y_1^2}{2} \right) - \left(\frac{q^2}{3Y_2} + \frac{Y_2^2}{2} \right) \right] \quad (1)$$

$Y_1, Y_2 = ?$

$$Y_1 = P + h = 15.24 + 2.74 \approx 18.0 \text{ m} \quad , \quad E_1 = Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \approx Y_1 = 18.0 \text{ m}$$

$$E_1 = E_2 \rightarrow E_1 = Y_2 + \frac{q^2}{2gY_2^2} \rightarrow 18 = Y_2 + \frac{7.75^2}{2 \times 9.81 Y_2^2} \rightarrow \boxed{Y_2 = 0.42 \text{ m}}$$

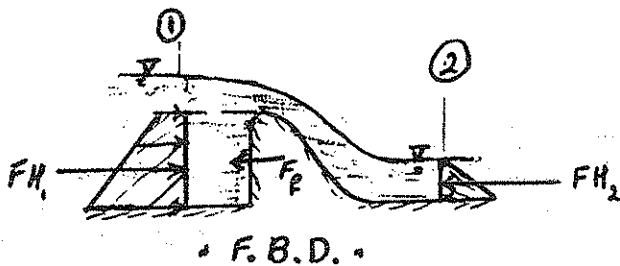
بنابراین :

$$F_p = \gamma \left[\left(\frac{7.75^2}{9.81 \times 18} + \frac{18^2}{2} \right) - \left(\frac{7.75^2}{9.81 \times 0.42} + \frac{0.42^2}{2} \right) \right] = \gamma [162.34 - 14.66]$$

$$F_p = 147.7 \gamma \rightarrow F_p = (147.7 \text{ m}^2) (9.81 \text{ KN/m}^3) \approx \underline{\underline{1450 \text{ KN/m}}}$$

Force acting on Dam per unit width

ب-۲) با استفاده از اورب توزیع نیروی هیدرواستاتیکی روی بوند سد :



$$F_p = F_{H_1} - F_{H_2}$$

$$F_{H_1} = \frac{1}{2} \gamma P (2h + P) = \frac{1}{2} \gamma (15.24) (2 \times 2.74 + 15.24) = 157.9 \gamma$$

$$F_{H_2} = \frac{1}{2} \gamma Y_2^2 = \frac{1}{2} \gamma (0.42)^2 = 0.09 \gamma \quad (\text{neglectible})$$

$$F_p = F_{H_1} - F_{H_2} = (157.9 - 0.09) \gamma = 157.8 \gamma = (157.8 \text{ m}^2) (9.81 \text{ KN/m}^3)$$

$$F_p \approx \underline{\underline{1550 \text{ KN/m}}}$$

* نتایج حاصل از محاسبه F_p نشان می‌دهد که نیروی دینامیکی (Dynamic Force) ناشی از زلزله در صورت محض در مقطع ۲ حائز اهمیت است همین دلیل مقدار نیرو در اورب هیدرواستاتیکی حدود $\frac{\text{KN/m}}{100}$ بیشتر بدست آمده است. بنابراین اورب مورسوم (یا نیروی زلزله) دقیق‌تر است.

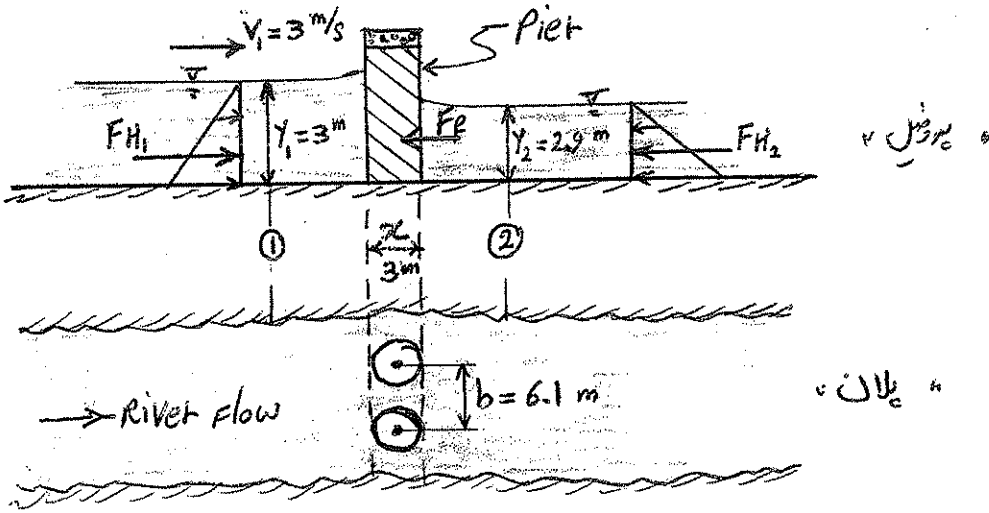
مثال کاربرد نیروی هیدرواستاتیکی

هیدرولیک انبار

فاصله بین پایه‌های یک پل (Piers) ، از مرکز یکی تا مرکز دیگری (center to center) برابر با (6.1 m) است. در فاصله کمی در بالادست پایه‌ها ، محق آب رودخانه برابر (3 m) و سرعت آب (3 m/s) است.

محق آب در پایین دست پایه‌ها - پس از آنکه حالت تلاطم در اثر برخورد آب با پایه‌ها از بین نرفت - به (2.9 m) میرسد.

در صورتیکه از شیب و مقاومت کف بستر رودخانه صرف نظر گشته و تغییرات فشار آب در محق ، هیدرواستاتیکی باشد ، تعیین کنید : نیروی وارد بر هر یک از پایه‌های پل (F_p) ؟



در واقعیت :

$$(F_p / \gamma) = M_1 - M_2 = \left(\frac{q^2}{g \gamma_1} + \frac{\gamma_1^2}{2} \right) - \left(\frac{q^2}{g \gamma_2} + \frac{\gamma_2^2}{2} \right)$$

دب در واقعیت رودخانه : $q = V_1 \gamma_1 = 3 \times 3 = 9\text{ CMS/m}$

$$F_p = \gamma \left[\left(\frac{9^2}{9.81 \times 3} + \frac{3^2}{2} \right) - \left(\frac{9^2}{9.81 \times 2.9} + \frac{2.9^2}{2} \right) \right] = (9.81\text{ KN/m}^3)(0.2\text{ m}^2)$$

$F_p = 1.96\text{ KN/m}$ نیروی وارد - در واقعیت رودخانه

$F = F_p \times b = (1.96\text{ KN/m})(6.1\text{ m}) \approx 12\text{ KN}$ نیروی وارد بر هر پایه پل

در مثال فوق ، اگر طول هر یک از پایه‌ها - در استاندارد جریب $(x = 3\text{ m})$ باشد ، تعیین کنید :

الف) مقدار نیروی (T : Surface Drag) را بر روی هر پایه پل ؟

ب) نیروی (Surface Drag) چند درصد از (F : Total Drag) را شامل می‌شود ؟

۲/۲

عمق آب بین پایه‌های پل ($Y_0 = 2.8 \text{ m}$) در سمت آب نیز ($V_0 = 3.5 \text{ m/s}$) است.
 دمای آب رودخانه ($T = 15^\circ \text{C}$) می‌باشد ($\nu = 1.131 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

حل:

$$F = F_n + T$$

T : surface Drag : نیروی برشی که در اثر تماس جریان آب با جداره پایه ایجاد می‌شود

F_n : Form (Normal) Drag : نیروی وارد بر سطح تقویر (عمود بر جهت جریان) پایه پل

F : Total Drag : نیروی کل وارد بر پایه پل

$$T = C_f \times \left(\frac{1}{2} \rho V_0^2 \right) \quad , \quad C_f = f(\text{Pier Form} , Re)$$

$$\begin{cases} C_f = \frac{1.32}{Re^{1/2}} & \text{for } Re = \frac{V_0 x}{\nu} < 5 \times 10^5 & : \text{Laminar Boundary Flow} \\ C_f = \frac{0.074}{Re^{1/5}} & \text{for } Re = \frac{V_0 x}{\nu} > 5 \times 10^5 & : \text{Turbulent} \end{cases}$$

الف:

$$x = 3 \text{ m} , V_0 = 3.5 \text{ m/s} , \nu = 1.131 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} , \rho = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \left(\frac{\text{N} \cdot \text{s}^2}{\text{m}^4} \right)$$

$$Re = \frac{V_0 x}{\nu} = \frac{3.5 \times 3}{1.131 \times 10^{-6}} = 9.3 \times 10^6 > 5 \times 10^5 \rightarrow C_f = \frac{0.074}{Re^{1/5}}$$

$$C_f = \frac{0.074}{(9.3 \times 10^6)^{1/5}} = 3.0 \times 10^{-3}$$

$$T = C_f \times \left(\frac{1}{2} \rho V_0^2 \right) = (3.0 \times 10^{-3}) (3) \left(\frac{1}{2} \right) (1000) (3.5)^2 = 55 \text{ N/m}$$

نیروی کشش سطحی در واحد عمق آب

$$T = T \times Y_0 = 55 \times 2.8 = 154 \text{ N}$$

نیروی کشش سطحی در یک سمت پایه

$$T' = 2T = 2 \times 154 = 308 \text{ N}$$

نیروی کشش سطحی در دو طرف پایه

ب:

$$F = 12 \text{ kN} = 12000 \text{ N}$$

از حال قبل:

که نیروی وارد بر یک پایه پل

$$\frac{T}{F} \times 100 = \frac{308}{12000} \times 100 = 2.6 \%$$

* در Re خیلی زیاد، مقدار C_f بسیار کم بوده و تاثیر Form Drag را غالباً می‌توان نادیده گرفت.

اصل چهارم^۴ هیدرولیک مجاری روباز :

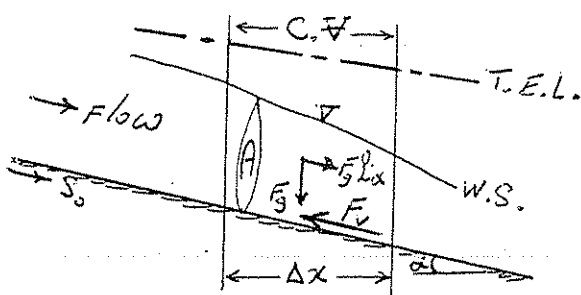
مقاومت در برابر جریان (Flow Resistance)

کاربرد :
 ۱- محاسبه دبی : ۲- محاسبه افت انرژی اصطلاحی : ۳- محاسبه نالیقور مقاومت جریان
 و زبری بستر : ۴- طراحی هیدرولیکی کانال ها

نیروها مؤثر در جریان

۱- نیروی ثقل (F_g) : مؤلفه نیروی ثقل آب روی سیب ($\sin \alpha$) ، مهمترین نیروی حرکتی را ایجاد میکند.
 ۲- برآیند نیروی فشاری (ΔF_p)
 ۳- نیروی برش بستر جریان (F) : نیروی مقاوم و در خلاف جهت جریان است.

فرضیات
 ۱- سیب کف (S_0) کم است ← فرض توزیع هیدرواستاتیکی فشار در عمق ($F_p = \gamma h_c A$)
 ۲- در طول کوتاه کانال (Δx کوچک) ، تغییر عمق آب (ΔH) کم است ، در این صورت برآیند نیروی فشاری ناچیز خواهد بود . ($\Delta F_p \approx 0$)



Newton's 2nd Law : $\vec{F} = m\vec{a} = m \left(\frac{dv}{dt} \right)$

But, $v = f(x, t)$

$$\therefore F = m \left(\frac{dv}{dt} \right) = m \frac{\partial x}{\partial t} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = m v \frac{dv}{dx}$$

در جهت جریان : $\sum F = m v \frac{dv}{dx}$

$$(F_g \sin \alpha - F_v) = m v \frac{dv}{dx} \quad : (1)$$

حالت الثابت (Steady - Uniform Flow) جریان پایدار و یکنواخت

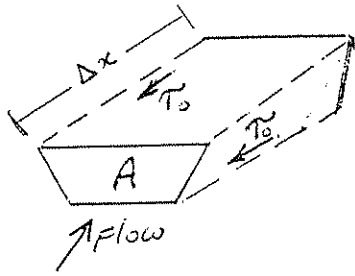
$$\frac{dv}{dt} = 0, \quad \frac{dv}{dx} = 0 \Rightarrow \Delta v = 0$$

$$\text{From Eq. (1)} \Rightarrow F_g \sin \alpha = F_v \quad : (2)$$

But:

$$F_g \sin \alpha = (\gamma \nabla_{c.v}) \sin \alpha = \gamma (A \cdot \Delta x) \sin \alpha \quad : (3)$$

$$F_v = \tau_0 (P \cdot \Delta x) \quad : (4)$$



در رابطه (۴):
 $\tau_0 = \text{تنش برش متوسط استقراری (Boundary Shear Stress)}$
 $P = \text{محیط ترشده (wetted Perimeter)}$

From Eqs. (2), (3), (4) $\Rightarrow \gamma(A \Delta x) L \alpha = \tau_0 (P \cdot \Delta x) \Rightarrow \gamma \frac{A}{P} L \alpha = \tau_0$

برای زاویه α کوچک (سین کم) $\Rightarrow L \alpha \approx \alpha_{\text{radian}} = \gamma \alpha = S_0$
 $\frac{A}{P} = R$ (شعاع هیدرولیکی)

$\therefore \tau_0 = \gamma R S_0$: (5) رابطه تنش برش متوسط - در جریان یکنواخت پایدار با سین کم

حالت ب) جریان پایدار - غیر یکنواخت (Steady, non-uniform flow)

$\frac{dy}{dt} = 0$, $\frac{dv}{dx} \neq 0$

$\tau_0 = \gamma R S_f$: (6)

where, $S_f = \frac{H_f}{\Delta x}$: slope of energy line (friction slope)

$\tau_0 = \gamma R S$: (7)

- SI: $\tau_0 : N/m^2$
 $\gamma : N/m^3$
 $R : m$
 $S : \text{برو و شیب}$

تعریف

سرعت برش (U_* : Shear velocity)

مقدار سرعت دارد (تنش برش با بُعد سرعت)

ولی سرعت نیست.

$U_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{gRS}$: (8)

$[U_*] = LT^{-1}$

؟

Chezy () : $\tau_0 \propto V^2$ بر جریان متلاطم :

$\tau_0 = \alpha \rho V^2$: (9) و با کاربرد روش تحلیل ابعادی :

$[\alpha] = 1$ (بدون بُعد) , $\alpha = F$ (یکنواخت جریان ، زبری کمتر و سطح صاف)

From Eqs. (7), (9) $\Rightarrow \alpha P V^2 = \gamma R S \Rightarrow V^2 = \left(\frac{\gamma}{\alpha}\right) R S = C^2 R S$

$\therefore \begin{cases} V = C \sqrt{RS} \\ Q = AV \end{cases} : (10) \text{ Chezy Eq.}$

where, $C = F(\text{Flow, Roughness}) : \text{Chezy Coeff.}$

$C = \frac{V}{\sqrt{RS}} = F\left(R_e, \frac{e}{R} = \frac{K_s}{R}\right)$

$e = K_s$: ارتفاع معادله زبری بستر (Roughness Height)

$C \leftarrow \begin{cases} \text{Modified} \\ \text{moody Diag.} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \text{زبری نسبی (Relative Roughness)} : \frac{e}{R} \\ \text{عدد رینولدز} : R_e = \frac{4VR}{\nu} \end{array} \right.$

به گدافت ضریب چزی (C) در مثال طراحی کانال به روش Chezy مراجعه شود.

رابطه دارسی-وایزباخ در بحاری روباز :

Darcy - Weisback Eq.

$H_L = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$ OR $\frac{H_L}{L} = \frac{f}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$ درجهت در لوله ها :

در بحاری روباز $\left\{ \begin{array}{l} D = 4R \\ \frac{H_L}{L} = S \end{array} \right\} \Rightarrow f = \frac{f}{4R} \cdot \frac{V^2}{2g} \Rightarrow V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \cdot \sqrt{RS} : (11)$

$C = \sqrt{\frac{8g}{f}} : (12)$

به جای رابطه (10) و (11) :

Manning Equation

رابطه مانینگ :

بر اساس تجربیات جریان در بحاری روباز (کانال ها و رودخانه ها و نندازه های آزمایشی) :

Kutter and Ganguillet (1869) : $C \propto R^{1/6}$

Manning (1891) : $C = \frac{K}{n} R^{1/6} : (13)$

where, $n = F(\text{Bed Roughness})$ ضریب زبری مانینگ

$\left\{ \begin{array}{l} K=1 : (ST) \\ K=1.49 : (ES) \end{array} \right.$

$V = C \sqrt{RS} = \left(\frac{K}{n} R^{1/6}\right) \sqrt{RS} \Rightarrow V = \frac{K}{n} R^{2/3} S^{1/2}$: (14)

$Q = AV = \frac{K}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$

رابطه مانینگ (Manning Eq.) : رابطه عمومی برای محاسبه جریان در بحاری روباز - تحت شرایط جریان - مناسبات
مزايا : (دقت کاربرد ، سهولت و سادگی کاربرد ، کاربرد عمومی) .

منابع بر آورد ضریب زبری "n":

- ۱- بر حسب "نوع مجاری جریان" و "زبری بست" ← جدول و گراف ها و عکس ها
- ۲- برای رودخانه های طبیعی با بست شنی و درشت رانه ، بر حسب اندازه شاخص ساربتزی (D_s) ، روابط تجربی مختلف به فضا کلی $n = \alpha D_s^b$ ارائه شده است . به طور مثال :
 (D₇₅ = اندازه 75٪ ساربتزی ، بست) $n = 0.038 D_{75}^{1/6}$ (Stickett Eq.)

تعریف دانسیویا

بین ضرایب مقاومت جریان (ضرایب زبری) ارائه شده توسط Chezy ، Darcy ، Manning و رابطه زیر برقرار است .

$$C = \sqrt{\frac{89}{f}} = \frac{K}{n} R^{1/6} \quad (15)$$

← ضرایب f ، n ، C را از نظر "پایه علمی و تجربی" ، از نظر "ابعاد" و از نظر "سهولت بر آورد حرکت" در حل جریان در مجاری روباز مقایسه نمایند .

طراحی هیدرولیکی کانال ها - برای جریان پایدار و یکدست

الف) طراحی کانال های پوشش (Lined channel) یا غیر فرسایشی (non-erodible) با هندسه مقاطع متشور

- کاربرد معادله Manning برای محاسبه هندسه هیدرولیکی (رابطه دبی - عرض - عمق آب - پهنای - عرض و شیب)
- انتخاب شکل مناسب مقطع عرضی کانال (مستطیلی ، ذوزنقه ، دایره ای و ...)
- انتخاب نوع پوشش مناسب (بتن ، سنگریزه ، آسفالت و ...)
- رعایت ضوابط و توصیه های مری ، هیدرولیکی ، اقتصادی و زیست شناسی .

← محاسبه هیدرولیکی برای جریان Steady-Uniform : رابطه عمومی Manning :

$$Q = \frac{K}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} SI : K=1 \\ ES : K=1.49 \end{array} \right. \Rightarrow Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

$$\Rightarrow Q = \frac{1.49}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$



جدول (۳): مقادیر ضرایب زبری برآوردی از روابط تجربی در طین بازه پورفانده آبی

شماره	محقق	فرمول ارائه شده	مقدار ضریب زبری برآوردی
1	Meyer-peter and muller(1948)	$n=0.038D^{90^{1/6}}$ D(m)	0.025
2	Lane and Carlson(1953)	$n=0.026D^{75^{1/6}}$ D(inch)	0.03
3	Henderson(1966)	$n=0.034D^{50^{1/6}}$ D(ft)	0.0243
4	Henderson(1966)	$n=0.031D^{75^{1/6}}$ D(ft)	0.0235
5	Limerinos(1970)	$n=0.113R^{1/6}/1.16+2\log(R/D_{84})$	0.032
6	Raudkivi(1976)	$n=0.013D^{65^{1/6}}$ D(mm)	0.025
7	Grade and Raja(1978)	$n=0.039D^{50^{1/6}}$ D(ft)	0.027
8	Bray(1979)	$n=0.0593D^{50^{0.179}}$ D(m)	0.0334
9	Bray(1979)	$n=0.0581D^{65^{0.176}}$ D(m)	0.0331
10	Bray(1979)	$n=0.0495D^{90^{0.16}}$ D(m)	0.0332
11	Subramanya(1982)	$n=0.047D^{50^{1/6}}$ D(m)	0.0276
12	Yasi (2001)	$n = 0.025 \log\left(\frac{d}{D_{84}}\right) + 0.012$ بزرگترین دانه با سواد بیشتر دست داده d: عمق متوسط آب در بازه پورفانده D ₈₄ : اندازه ۸۴٪ سواد بیشتر	



ماینک "۶"

جدول (۶): ضرایب زیری ارائه شده در مدل HEC - RAS برای رودخانه های طبیعی

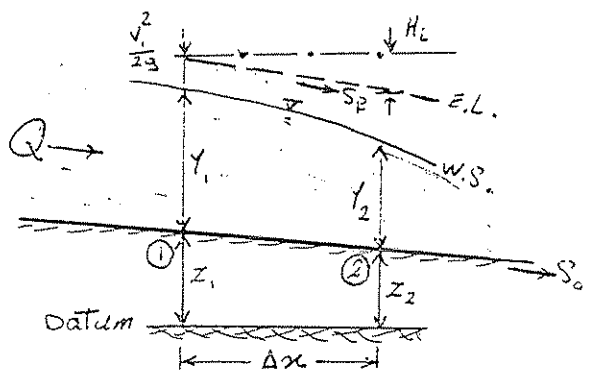
Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
A. Natural Streams			
1. Main Channels			
a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools	0.025	0.030	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	0.030	0.035	0.040
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.033	0.040	0.045
d. Same as above, but some weeds and stones	0.035	0.045	0.050
e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections	0.040	0.048	0.055
f. Same as "d" but more stones	0.045	0.050	0.060
g. Sluggish reaches, weedy. Deep pools	0.050	0.070	0.080
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush	0.070	0.100	0.150
2. Flood Plains			
a. Pasture no brush			
1. Short grass	0.025	0.030	0.035
2. High grass	0.030	0.035	0.050
b. Cultivated areas			
1. No crop	0.020	0.030	0.040
2. Mature row crops	0.025	0.035	0.045
3. Mature field crops	0.030	0.040	0.050
c. Brush			
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.070
2. Light brush and trees, in winter	0.035	0.050	0.060
3. Light brush and trees, in summer	0.040	0.060	0.080
4. Medium to dense brush, in winter	0.045	0.070	0.110
5. Medium to dense brush, in summer	0.070	0.100	0.160
d. Trees			
1. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.030	0.040	0.050
2. Same as above, but heavy sprouts	0.050	0.060	0.080
3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches	0.080	0.100	0.120
4. Same as above, but with flow into branches	0.100	0.120	0.160
5. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200
3. Mountain Streams, no vegetation in channel, banks usually steep, with trees and brush on banks submerged			
a. Bottom: gravels, cobbles, and few boulders	0.030	0.040	0.050
b. Bottom: cobbles with large boulders	0.040	0.050	0.070

1

پروفیل سطح آب در جریان غیرکنواخت تدریجی

Water Surface Profile - in G.V.F.

معادله عمومی پروفیل سطح آب



Total Energy : $H = z + y + \frac{v^2}{2g}$

$\frac{dH}{dx} = \frac{d}{dx} (z + y + \frac{v^2}{2g}) = \frac{dz}{dx} + \frac{d}{dx} (E_s)$
 : (1)

if $\Delta x \rightarrow 0 \Rightarrow \frac{dH}{dx} = -S_p$, $\frac{dz}{dx} = -S_0$

$\frac{dE_s}{dx} = \frac{dE_s}{dy} \cdot \frac{dy}{dx} = (1 - F^2) \frac{dy}{dx}$ ثابت کنید که :

Eq. (1) $\Rightarrow -S_p = -S_0 + (1 - F^2) \frac{dy}{dx}$

OR : $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_p}{1 - F^2}$: (2) معادله دیندنن عمومی (O.D.E.)
 (تفسیر محقق آب در جریان G.V.F. - بر مبنای معادله انرژی)

where, $\left\{ \begin{array}{l} \text{Friction Slope : } S_p = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \text{ (Using Manning Eq. \& SZ)} \\ \text{Froude NO. : } F^2 = \frac{v^2}{gD} = \frac{Q^2 B}{gA^3} \end{array} \right.$: (3)

از معادله (3) و (4) : $S_p = F(\frac{1}{y})$; $F^2 = G(\frac{1}{y})$

برای نادگی نمایش ، یک مقطع مستطیلی عرضی را در نظر بگیرید .

Wide-Rectangular Channel $\Rightarrow R \approx y$, $P = B$, $q = \frac{Q}{B}$, $A = By$

$S_p = \frac{q^2 \cdot B^2}{y^{10/3}}$, $F^2 = \frac{q^2}{g y^3}$

if $y \uparrow \Rightarrow F \downarrow$, $S_p \downarrow$

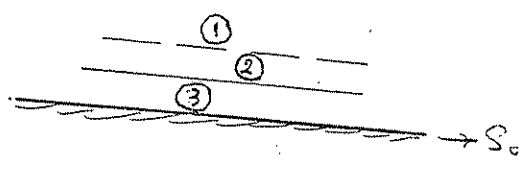
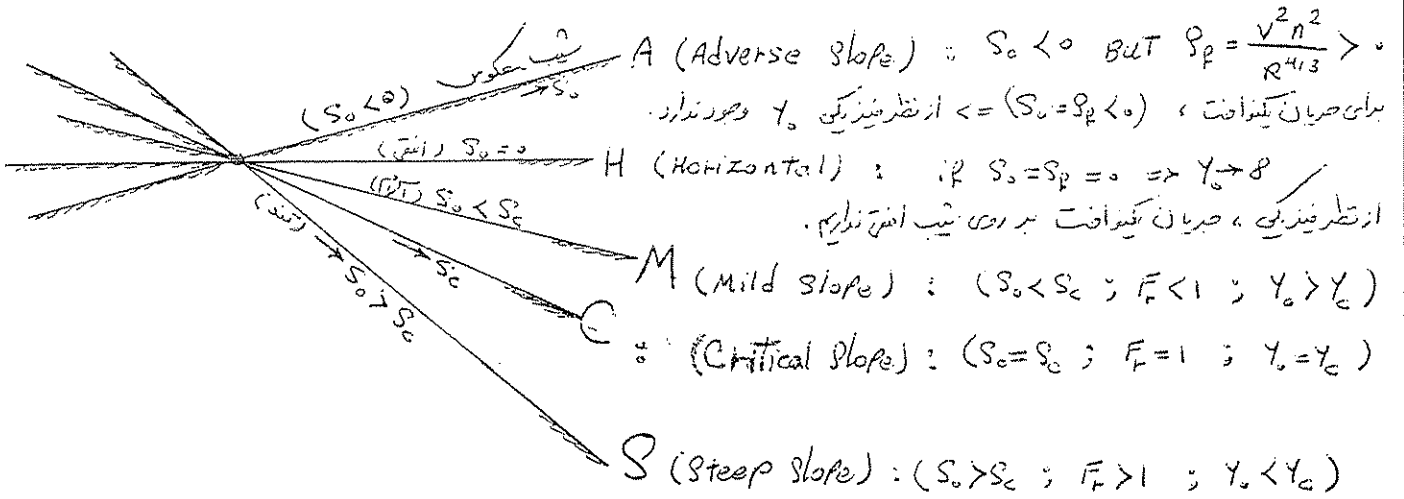
when, $y = y_0$ (uniform flow) $\Rightarrow S_p = S_0$

Then, $\left\{ \begin{array}{l} y > y_0 \Rightarrow S_p > S_0 \\ y < y_0 \Rightarrow F > 1 \end{array} \right.$

$y =$ عمق واقعی آب در کانال ، و $S_p =$ شیب انرژی جریان غیرکنواخت در مقطعی با عمق y

طبقه بندی پروفیل‌ها سطح آب

الف) تعیین نوع سبب کانال ← نوع پروفیل سطح آب در کانال



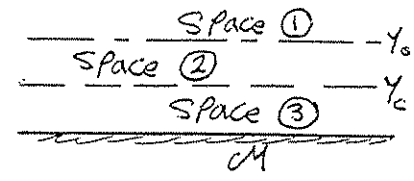
ب) تعریف فضاها (Spaces)
 برای هر سبب، در حالت کلی، سه فضا داریم.

ج) نامگذاری پروفیل‌ها سطح آب

بر اساس، نوع سبب، و اینکه سطح آب در چه فضایی است، و سبب تغییر سطح آب.

ج-۱) پروفیل‌ها M

- روی سبب آرام (Mild) : $(S_0 < S_c ; y_0 > y_c ; F_r = \frac{V_0}{\sqrt{gD_0}} < 1)$



ج-۱-۱) پروفیل M₁ :
 محدودده‌ای از جریان که سطح آب در فضای ① قرار دارد.

$$y > y_0 > y_c \Rightarrow \begin{cases} S_p < S_0 \\ F_r < 1 \end{cases} \Rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_p}{1 - F_r^2} = \frac{+}{+} > 0$$

یعنی: افتشای عمیق آب در پایین دست، در فضای ①

≤ سستی یا پروفیل M₁ (Backwater Curve) - برگشت آب

خط $y = y_c$ (مجاوب منتهی در بالا است)

$$M_1 \text{ منتهی} \begin{cases} y \rightarrow y_0 \Rightarrow S_p \rightarrow S_0 \Rightarrow \frac{dy}{dx} \rightarrow 0 \\ y \rightarrow \infty \Rightarrow (S_p \rightarrow 0, F_r \rightarrow 0) \Rightarrow \frac{dy}{dx} \rightarrow S_0 \end{cases} \Rightarrow$$

اولی: $\frac{dy}{dx} = S_0 = -\frac{dz}{dx}$ (مجاوب منتهی M₁ در پایین دست، خط افقی است)

۳

ج-۱-۲) پروفیل M_2 :

in Space ② $\Rightarrow y_0 > y > y_c \xrightarrow{\text{نایت کنید}} \frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} < 0$

معنی: افت سطح آب در پایین دست در فضای ② M_2 : Draw Down Curve

فضای M_2 مستقیم

$$\left\{ \begin{array}{l} y \rightarrow y_0 \Rightarrow (\text{خط } y=y_0 \text{ : بجانب بالارت}) \\ y \rightarrow y_c \Rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_p}{1 - F_r^2} \rightarrow \infty \quad (\text{از نظر فیزیکی، نسبت قائم سطح آب غیر واقعی است}) \\ \text{at } y=y_c \Rightarrow \begin{cases} S_0 = S_p = S_c \\ F_r = 1 \end{cases} \Rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{0}{0} \xrightarrow{\text{باز رفع ابهام}} \frac{dy}{dx} = C < 0 \end{array} \right.$$

(یک سیب معین و مثبت است \Rightarrow سطح آب با شیب مثبت و ثابتی خط y_c را قطع میکند)

ج-۱-۳) پروفیل M_3 :

in Space ③ $\Rightarrow y < y_c < y_0 \xrightarrow{\text{نایت کنید}} \frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} > 0$

معنی: افزایش ارتفاع سطح آب در پایین دست در فضای ③

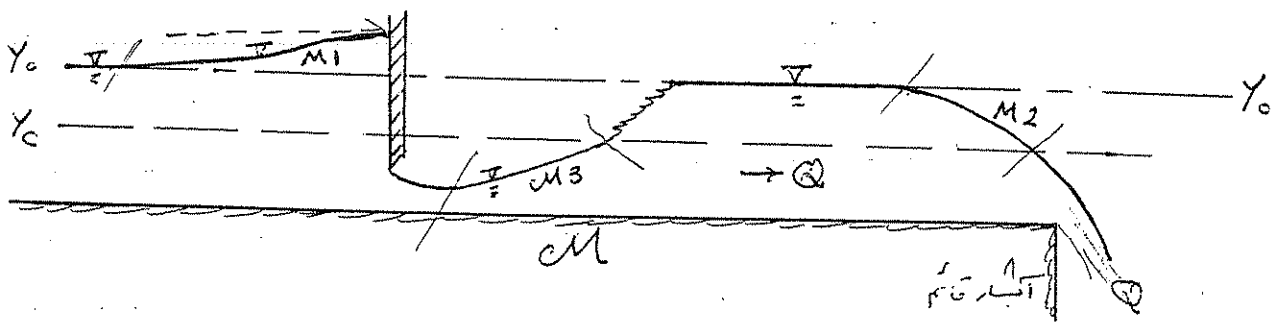
فضای M_3 مستقیم

$$\left\{ \begin{array}{l} y \rightarrow 0 \text{ (در بالارت)} \Rightarrow \begin{cases} S_p \rightarrow \infty \\ F_r \rightarrow \infty \end{cases} \Rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{\infty}{\infty} \xrightarrow{\text{باز رفع ابهام}} \frac{dy}{dx} = K > 0 \\ y \rightarrow y_c \text{ (در پایین دست)} \Rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{0}{0} \text{ و } \frac{dy}{dx} = K' > 0 \end{array} \right.$$

(سطح آب با شیب مثبتی نزادی نسبت کن کانال در بالارت تمام دارد)

(سطح آب با شیب مثبتی خط y_c را در پایین دست قطع می‌کند)

مثال: جریان در یک کانال با شیب آرام و حضور یک دریاچه در سانه کانال و آبشار در انتها.



ج-۲) پروفیل های S : S_1 , S_2 , و S_3 \Rightarrow دانستنیها مطابق روش (ج-۱) انجام دهند.

ج-۳) پروفیل های C : C_1 و C_3 \Rightarrow چرا پروفیل C_2 وجود ندارد؟

ج-۴) پروفیل های H : H_1 و H_2 \Rightarrow چرا پروفیل H_3 وجود ندارد؟

ج-۵) پروفیل های A : A_2 و A_3

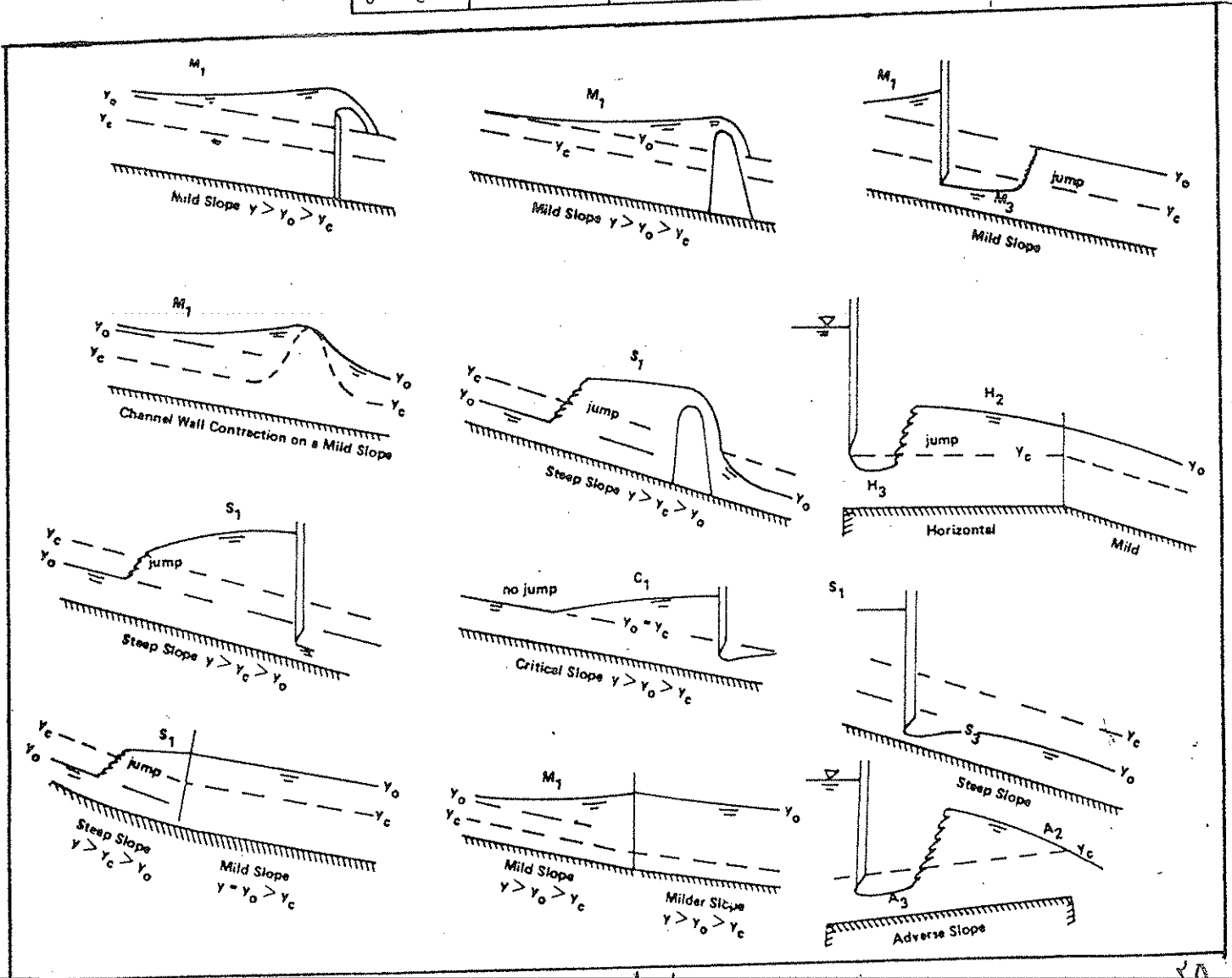
* خلاصه تمام پروفیل‌های مختلف و نمایش مثال‌های مختلف جریان در مطالب ضمنی ارائه شده است.

۱۳

طبقه بندی پروفیل سطح آب

Table 37-1. Gradually varied flow profiles.

Slope of Channel Bottom	Profile Identification	Sign Associated with Eq. 37.2	
Mild $y_o > y_c$	M_1 $y > y_o > y_c$ M_2 $y_o > y > y_c$ M_3 $y_o > y_c > y$	$dy/dx = +$ $dy/dx = -$ $dy/dx = +$	
Steep $y_o < y_c$	S_1 $y > y_c > y_o$ S_2 $y_c > y > y_o$ S_3 $y_c > y_o > y$	$dy/dx = +$ $dy/dx = -$ $dy/dx = +$	
Horizontal $y_o = \infty > y_c$	H_2 $y_o > y > y_c$ H_3 $y_o > y_c > y$	$dy/dx = -$ $dy/dx = +$	
Critical $y_o = y_c$	C_1 $y > y_o = y_c$ C_3 $y_o = y_c > y$	$dy/dx = +$ $dy/dx = +$	
Adverse (or negative slope) $y_o = \infty > y_c$	A_2 $y_o > y > y_c$ A_3 $y_o > y_c > y$	$dy/dx = -$ $dy/dx = +$	



(9)

طبقه بندی پروفیل سطح آب

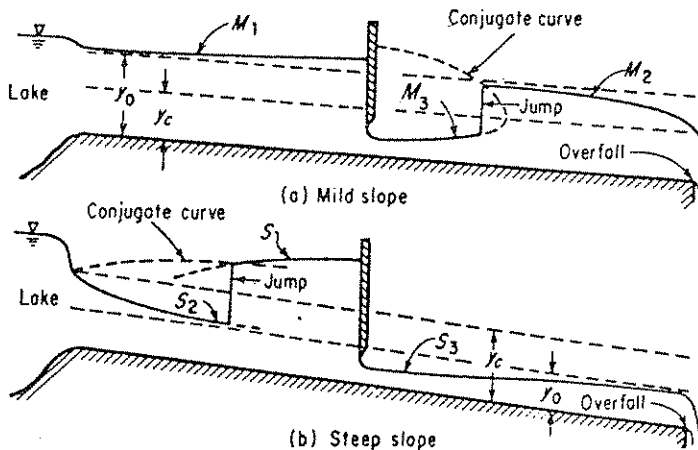
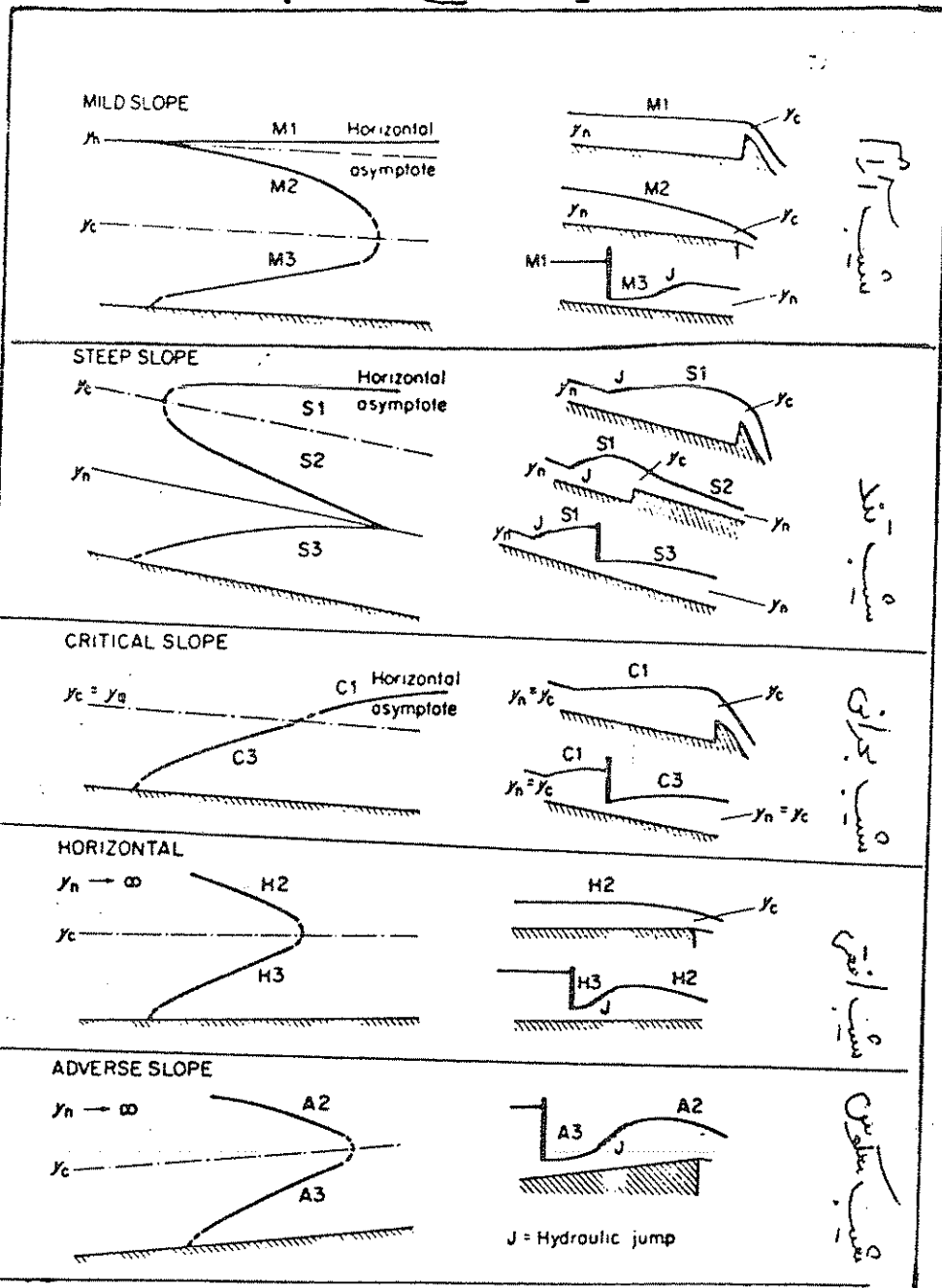
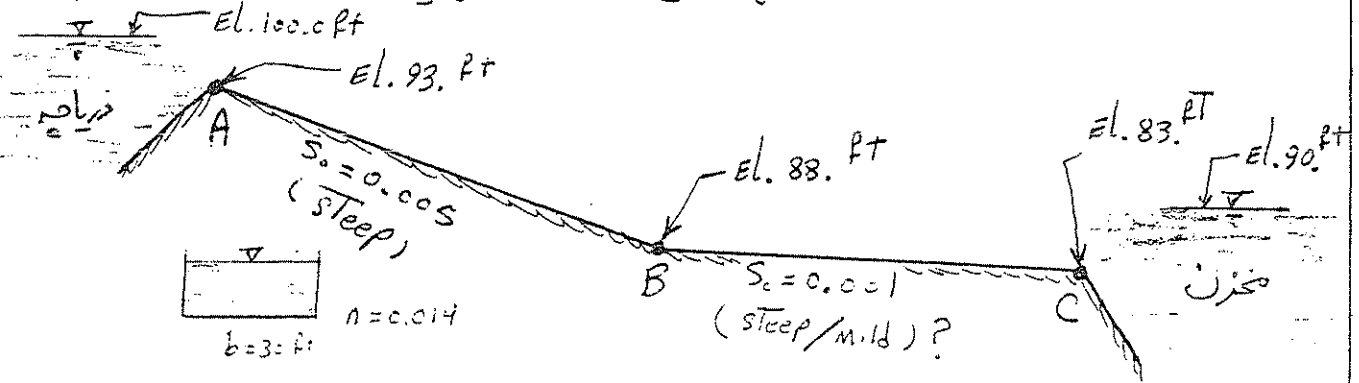


Figure 4-10. Examples of Composite Longitudinal Profiles



سوال کاربردی (۲)

پروژه طولی یک کانال مستطیل شکل، در زیر نشان داده شده است.
عرض کانال ($b=30\text{ ft}$) و نوع کانال بتنی است ($n=0.014$).
آب توسط کانال فوق از یک دریاچه به یک مخزن در پایین دست انتقال می یابد.



مطلوبت:

- الف) دبی کانال (Q)؟
 ب) آیا چشم صید رویی در کانال اتفاق می افتد؟
 اگر بله! در بالاتر نقطه B است یا پایین دست آن؟
 ج) پروژه سطح آب را بر روی کانال رسم نموده و آنها مشخص نمایید!

حل:

الف) سی کانال در قطعه AB از نوع steep است. بنابراین نوع جریان بر روی آن فوق بحرانی بوده و لذا در محل ورودی آن بحرانی می گردد.

$$E_A = E_C = 100. - 93. = 7.0 \text{ ft}$$

$$y_c = \frac{2}{3} E_C = \frac{2}{3} (7.0) = 4.67 \text{ ft}$$

$$q = \sqrt{3 y_c^3} = \sqrt{3 \times 4.67^3} = 57 \text{ cfs/ft}$$

$$Q = q \times b = 57 \times 30 = 1710 \text{ cfs} \quad \text{دبی ورودی به کانال}$$

(در واقع ماگزیم دبی ورودی ممکن به ورودی است.)

ادامه سوال ... (۲)

ب : Y_c و Y_o برای کانال باید مشخص کرد.
مقطع کانال در قطعات \overline{AB} و \overline{BC} یک است بنابراین :

$$Y_{c1} = Y_{c2}$$

$$Y_{o1} = Y_{o2} \quad ?$$

$$Q = \frac{1.49}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \quad \text{یا} \quad AR^{2/3} = \frac{Q \times n}{1.49 S^{1/2}}$$

AT \overline{AB} :

$$AR^{2/3} = \frac{1710 \times 0.014}{1.49 (0.005)^{1/2}} = 227.2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{AR^{2/3}}{b^{3/3}} = 0.026 \\ z = 0 \end{array} \right. \rightarrow \frac{Y_o}{b} = 0.12$$

\overline{AB} در عمق نرمال در $Y_o = 3.7 \text{ Ft}$

AT \overline{BC} :

$$AR^{2/3} = \frac{1710 \times 0.014}{1.49 (0.001)^{1/2}} = 508.1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{AR^{2/3}}{b^{3/3}} = 0.0585 \\ z = 0 \end{array} \right. \rightarrow \frac{Y_o}{b} = 0.21$$

\overline{BC} در عمق نرمال در $Y_o = 6.3 \text{ Ft}$

کانال	Y_o (Ft)	Y_c (Ft)	نوع جریان	نوع سبب
\overline{AB}	3.7	4.67	super critical	steep slope
\overline{BC}	6.3	4.67	sub critical	mild slope

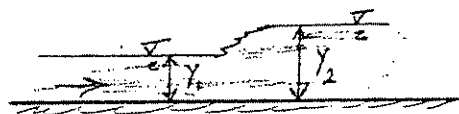
بنابراین حتماً (Jump) تشکیل می‌شود تا جریان فوق بحرانی در \overline{AB} به جریان زیر بحرانی در \overline{BC} تبدیل شود. یعنی در اثر تغییر سبب کف کانال، یک جهش اتفاق می‌افتد. محل تشکیل Jump در کد آن سبب است ؟

خصوصیات جهش تحت تأثیر خصوصیات جریان فوق بحرانی در بالادست است. بنابراین به ازای عمق $Y_1 = Y_{o1}$ ، عمق لازماً در جهش آزار (Y_2) را می‌توانیم

$$Y_1 = 3.7 \text{ Ft}$$

$$V_1 = Q/Y_1 = \frac{57}{3.7} = 15.4 \text{ Ft/s}$$

$$F_{r1}^2 = \frac{V_1^2}{g Y_1} = \frac{15.4^2}{32.2 \times 3.7} = 1.99 > 1$$



9

ادامه سوال (۲)

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} (\sqrt{1+8F_1^2} - 1) = \frac{3.7}{2} (\sqrt{1+8 \times 1.99} - 1) = 5.76 \text{ Ft}$$

عمق آب بعد از جهش (در شرایط آناز Free Jump) باید (5.76 Ft) باشد.
 در عمق نرمال آب اورب شیب BC برابر (6.3 Ft) است.

$$Y_2 < Y_0 \text{ (at } BC \text{)}$$

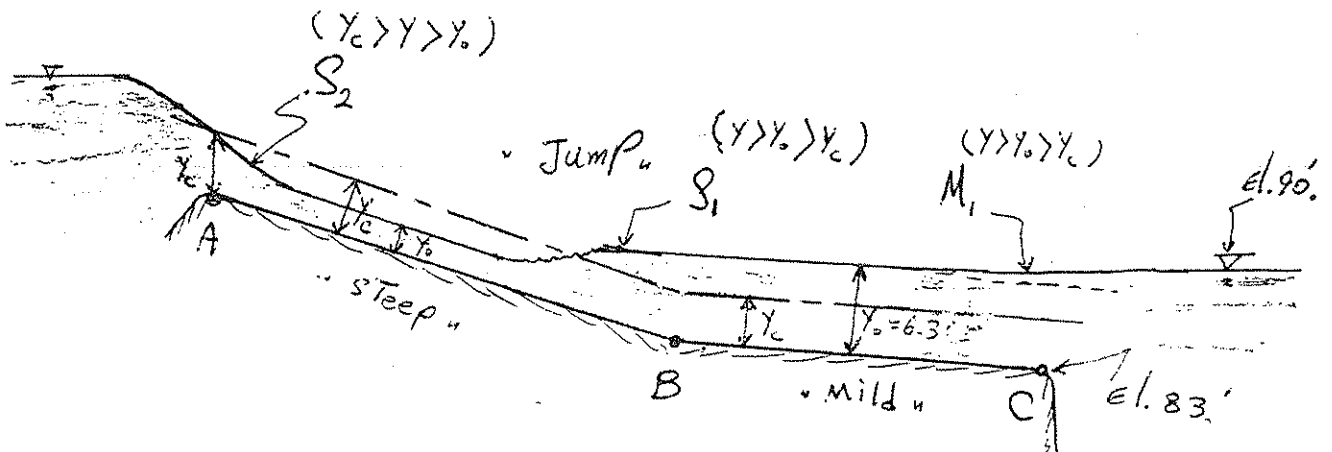
بنابراین تأثیر Backwater باعث می‌شود تا جهش به بالادست نقطه B رانده شود.

* نکته مهم: محاسبات جهش برای کانال افق انجام یافت.

در کانالای شیب دار، نحوه محاسبات عمق مزروع جهش و همچنین
 موقعیت وقوع جهش متفاوت می‌شود که به سبب ارائه شده در
 بخش جهش مراجعه کنید.

برطال عمق Y_2 در کانال شیب دار کمتر بوده و در نهایت نتایج فوق
 صادر می‌باشد (یعنی جهش در بالادست نقطه B تثبیت می‌یابد).

حج : ۳۳ پروژین سطح آب :



Example 8.7

A long rectangular concrete-lined channel ($k = 0.3 \text{ mm}$) 4.0 m wide on a slope $1:500$ is fed by a reservoir via an uncontrolled inlet. Assuming uniform flow is established a short distance from the inlet and that entrance losses $= 0.5 V^2/2g$ determine the discharge and depth of uniform flow in the channel when the level in the reservoir is 2.5 m above the bed of the channel at inlet.

Figure 8.20 is an example of natural channel control; the discharge is affected both by the resistance of the channel and the energy available at the inlet.

Two simultaneous equations therefore need to be solved:

(i) Apply the energy equation to sections 1 and 2

$$2.5 = y + \frac{V^2}{2g} + h_L = y + \frac{V^2}{2g} + \frac{0.5 V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{(by)^2 2g} (1 + 0.5) \quad (ii)$$

$$\text{or } Q_2 = by \sqrt{\frac{2g(2.5 - y)}{1.5}} \quad (iii)$$

(ii) Resistance equation applied downstream of section 2:

$$Q_3 = -A \sqrt{32g R S_0} \log \left[\frac{k}{14.8 R} + \frac{1.255 V}{R \sqrt{32g R S_0}} \right]$$

Solution:

Equation (ii) could be incorporated in (iii) to yield an implicit equation by which could then be found iteratively. However a graphical solution can be obtained by generating curves for Q v. y from (ii) and (iii).

y (m)	0.4	0.8	1.2	1.6	2.0	2.4	2.5
Q_2 (m^3/s)	8.38	15.09	19.79	21.95	20.45	10.98	0
Q_3 (m^3/s)	2.14	5.94	10.50	15.51	20.80	26.30	27.70

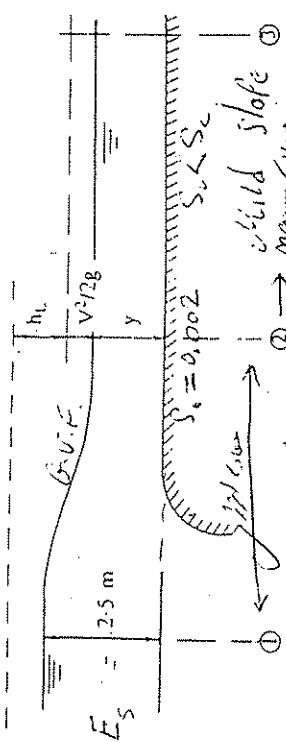


Figure 8.20 Channel inlet

Q_2 and Q_3 are plotted against y in fig. 8.21 whence discharge $= 20.5 \text{ m}^3/\text{s}$ at a uniform flow depth of 1.98 m , given by the point of intersection of the two curves.

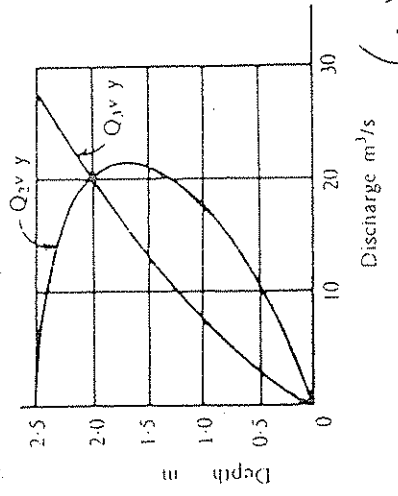


Figure 8.21 Depth at inlet vs. discharge

Note: Care must be taken in treating this method of solution as a universal case. For example, if the channel slope is steep the flow may be supercritical and the plots of equations (ii) and (iii) would appear thus (see fig. 8.22).

The solution is not now the point of intersection of the two curves. The depth passes through the critical depth at inlet and this condition controls the discharge. Channel resistance no longer controls the flow and the depth of uniform flow corresponds with Q_c on the curve of equation (iii).

Example 8.8

Using the data of Example 8.7 but with a channel bed slope of $1:300$ calculate the discharge and depth of uniform flow.

Solution: $S_0 = 0.00333$ (Step 1)
 The discharge (y_c) depth curve using the inlet energy relationship, equation (ii) of Example 8.7 is unaffected by the bed slope. Q_3 is recomputed from equation (iii) of Example 8.7 with $S_0 = \frac{1}{300}$.

y (m)	0.4	0.8	1.2	1.6	2.0	2.4	2.5
Q_2 (m^3/s)	8.38	15.06	19.79	21.95	20.45	10.98	0
Q_3 (m^3/s)	3.94	10.91	19.27	28.44	38.14	48.20	50.77

The plotted curves of Q_2 v. y and Q_3 v. y appear as in fig. 8.22. The flow at

سوال کاربردی (۳)

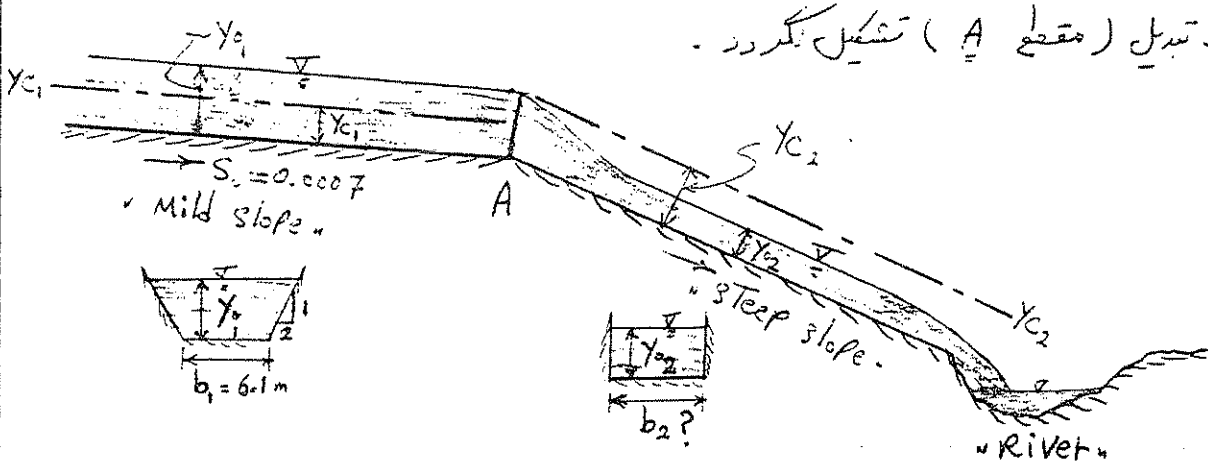
آب از یک کانال ذوزنقه‌ای با شیب آرام (Mild slope) با مشخصات زیر:

$Q = 21 \text{ cms}$, $Z = 2$, $n = 0.022$, $b = 6.1 \text{ m}$, $S_0 = 0.0007$

دارد یک کانال مستطین شکل سیمانی یا شیب تند (Steep slope) گردیده و در انتها به رودخانه‌ای می‌ریزد.

کانال ذوزنقه‌ای توسط یک تبدیل کوتاه و صاف (short and smooth Transition) به کانال مستطین وصل شده است. محل این تبدیل درست در انتهای کانال ذوزنقه‌ای و قبل از شروع کانال مستطین است.

تعیین کنید عرض کانال مستطین (b_2) چه رانید باشد تا پروزین (M_1) یا (M_2) در ابتدای تبدیل (مقطع A) تشکیل نگردد.



در کانال ذوزنقه‌ای، سببقت از نوع (Mild) است بنابراین پروزین (M_1) داریم. برای اینکه پروزین (M_1) نباشد ← حالت «Backwater» واقع نشود.

«Draw Down» ← « M_2 » بنابراین شرایط پائین دست نباید اوی پروزین سطح آب در کانال ذوزنقه‌ای تأثیر ندارد. یعنی در مقطع A: $Y = Y_{d1}$

دری جریان اوی کانال مستطین صفاً فوق بحرانی (super critical) خواهد بود. لذا در ابتدای کانال جریان لزوماً بحرانی خواهد شد. یعنی عمق آب در مقطع A: $Y = Y_{c2}$

بنابراین برای اینکه M_1 و M_2 در مقطع A تشکیل نشود باید: $Y_{d1} = Y_{c2}$

(18)

18

"امام سال (3)"

حل :

۱- عمق نرمال در کانال دوزنقدهای $P(y_0)$

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$$

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{21 \times 0.022}{(0.0007)^{1/2}} = 17.46$$

$$\left\{ \begin{array}{l} AR^{2/3} / b^{8/3} = \frac{17.46}{6.1^{8/3}} = 0.14 \\ z = 2 \end{array} \right.$$

$$\frac{\text{کمرات}}{\text{عمق نرمال}} \rightarrow \frac{y_0}{b} = 0.27 \rightarrow y_0 = 0.27 \times 6.1$$

$$y_0 = 1.65 \text{ m}$$

۲- عمق بحرانی در کانال مستطیلی $P(y_c)$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

با:

$$y_{c2} = y_{c1} = 1.65 \text{ m}$$

$$q_2 = \sqrt{g y_{c2}^3}$$

$$q_2 = \sqrt{9.81 \times 1.65^3} = 6.64 \text{ CMS/m}$$

۳- عرض کانال مستطیلی $P(b_2)$

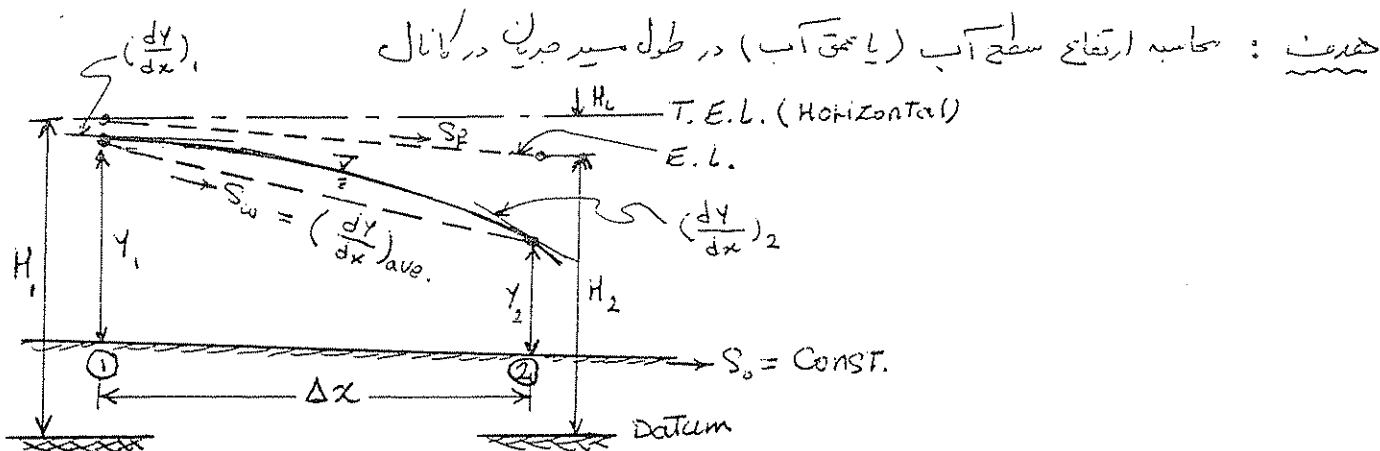
$$b_2 = \frac{Q}{q_2} = \frac{21}{6.64} = 3.16 \text{ m}$$

$$b_2 = 3.2 \text{ m}$$

13

محاسبه پروفیل سطح آب - در کانال‌های مستوی - برای جریان پایدار

Computation of Water-Surface Profile in Prismatic Channels



معادله دیفرانسیل معمولی - مرتبه اول (1st order, O.D.E.)، برای تغییرات محلی آب در طول مسیر:

$$\frac{dY}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2} \quad (1)$$

$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \quad (3) \quad \text{و} \quad F_r^2 = \frac{V^2}{gD} = \frac{Q^2 B}{gA^3} \quad (4)$$

در مقاطع مستوی (یعنی): نوع و ضلع کانال معلوم $n = \text{CONST.}$

شکل مقطع کانال ثابت $A, P, R = F(Y)$

شیب کف ثابت $(S_0 = \text{CONST.})$

در جریان پایدار (یعنی $Q = \text{CONST.}$ و معلوم)

و شرایط جریان غیر یکدست تدریجی (G.V.F.) $A, P, R = F(Y, x)$

$$S_f = f(Y, x) \quad \text{و} \quad F_r = g(Y, x)$$

معادله دیفرانسیل (1) با روش عددی و با استفاده از Finite Difference Method قابل حل است.

using F.D. approximation:

$$\text{if } \Delta x \rightarrow 0 \Rightarrow \left(\frac{dY}{dx}\right)_{\text{ave.}} \approx \frac{1}{2} \left[\left(\frac{dY}{dx}\right)_1 + \left(\frac{dY}{dx}\right)_2 \right] = \left(\frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2}\right)_{\text{ave.}}$$

using Differential Form: $\frac{dY}{dx} \approx \frac{\Delta Y}{\Delta x} = \frac{Y_2 - Y_1}{x_2 - x_1}$

$$\frac{(Y_2 - Y_1)}{\Delta x} = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2}\right)_1 + \left(\frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2}\right)_2 \right] \quad (5)$$

معادله محاسبه تغییرات در طول کانال = محاسبه پروفیل سطح آب نسبت به کف کانال

۱۴

محدودیت‌ها و توصیه‌ها کاربردها معادله شماره (۵)

- ۱- حل خصوصیات جریان یک بعدی (1D Flow) : تغییرات y در جهت جریان (میدانال) محاسبه
- ۲- شرایط جریان پایدار (Steady) : $Q = \text{Const.}$, $\frac{dy}{dx} = 0$
- ۳- شرایط جریان غیریکنواخت تدریجی (G.U.F) : معادله (۱) و (۵) براساس حل معادله انرژی است. اینت انرژی در این اصطلاح و تنش برشی جریان منظور شده است $(S_f = \frac{H_L}{L})$. بنابراین محدوده تشکیل جوش هیدرولیکی (که اینت انرژی چرخش و گردابی جریان زیاد است) یا محدوده تغییرات سریع سطح آب (R.V.F) با معادله انرژی قابل حل نیست (نیاز به معادله مستقیم فرم دارد)

نکته مهم:

معادله شماره (۵) برای محاسبه یک پروفیل ساده (یک نوع رژیم جریان : زیر بحرانی یا فوق بحرانی) صادق است

روش محاسباتی

- ۱- تعیین مقطع کنترل برای شروع محاسبات (مقطع که راجع به آن دبی و عمق معلوم باشد).
- ۲- تشخیص نوع جریان بر حسب F_r
 - اگر جریان در کانال زیر بحرانی است $(F_r < 1)$ ، کنترل جریان در پایین دست خواهد بود.
 - (D/S Control) = حالتی که آب از مقطع کنترل در پایین دست شروع و نسبت بالادست از پایین دست
 - اگر جریان فوق بحرانی است $(F_r > 1)$ ، مقطع کنترل در بالادست قرار می‌گیرد (U/S Control).
- ۳- انتخاب روش مناسب محاسباتی :

کاربرد روش حل "گام به گام استاندارد" (Standard Step Method) تدریجی زیر :

$$(6) \Rightarrow \Delta x = (y_2 - y_1) / \left(\frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2} \right)_{ave}$$

- بر حسب نوع رژیم جریان (F_r) ، مقطع کنترل را مشخص کنید - بالادست یا پایین دست ؟
- در مقطع کنترل (مقطع شروع محاسبات) ، عمق y برای Q معین ، معلوم است .

- known : y_1 at $x_1 \Rightarrow$ Calculate : F_{r1} , S_{f1}

- Choose Δy (as small as possible)

Then $y_2 = y_1 \pm \Delta y$ (علامت + و - براساس درک فیزیکی تغییر عمق آب است)

- Calculate : F_{r2} , S_{f2}

- Calculate Δx From Eq. (6) , then , $x_2 = x_1 + \Delta x$

* روش حل در مثال شماره آمده است .

نکته مهم : برای پروفیل‌ها مرکب (تقاطع جوش در میجران) ، محاسبات پروفیل برای جریان زیر بحرانی - از پایین دست و برای جریان فوق بحرانی - از بالادست - انجام می‌شود . با حل همزمان معادله انرژی و مومنتم موقعیت جوش تعیین می‌گردد . در این خصوص مدل HEC-RAS توسعه یافته و فراهم می‌باشد .

(18)

مثال محاسبه پروژین سطح آب در یک کانال ذوزنقه‌ای - روش Standard Step Method

یک کانال خاکی با مقطع ذوزنقه‌ای - به عرض کف $b = 20 \text{ ft}$ ؛ سیب‌جایی $Z = 2$ ؛ و

سیب کف $S_0 = 0.001$ ؛ و ضریب زبری $n = 0.025$ - جریان با معادل $Q = 1000 \text{ ft}^3/\text{s}$

را عبور میدهد.

آنگاه این کانال به یک آبشار (Overfall) منتهی شود، پروژین سطح آب را به روش استاندارد Q محاسبه و رسم نمایید. نوع پروژین را نیز مشخص کنید.

حل: Manning Eq. (ES): $Q = \frac{1.49}{n} AR^{2/3} S^{1/2}$

① محاسبه عمق نرمال (جریان یکنواخت) در کانال (Y_0)؟

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{1.49 S^{1/2}} = \frac{1000 \times 0.025}{1.49 (0.001)^{1/2}} = 531$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{AR^{2/3}}{b^{8/3}} = \frac{531}{20^{8/3}} = 0.18 \\ Z = 2 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{نوع عمق نرمال}} \frac{Y_0}{b} = 0.312$$

$$Y_0 = 0.312 \times 20 = 6.25 \text{ ft}$$

② محاسبه عمق بحرانی (Y_c)؟

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{1000 \text{ cfs}}{\sqrt{32.2 \text{ ft}^2/\text{s}^2}} = 176.2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Z}{b^{2.5}} = \frac{176.2}{20^{2.5}} = 0.0985 \approx 0.1 \\ Z = 2 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{نوع عمق بحرانی}} \frac{Y_c}{b} = 0.187$$

$$Y_c = 0.187 \times 20 = 3.74 \text{ ft}$$

③ نوع جریان در کانال؟

$$\left\{ \begin{array}{l} Y_0 > Y_c \\ F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{Q}{\sqrt{gA^2D}} < 1 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Subcritical flow}$$

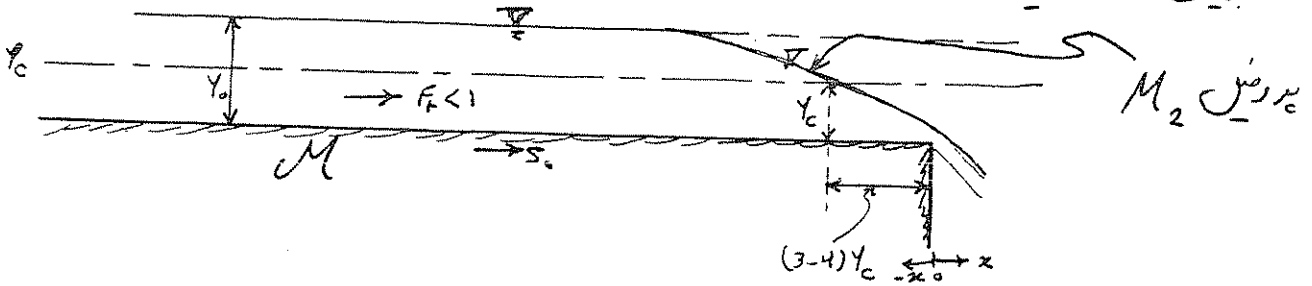
جریان زیر بحرانی در کانال

$F_r < 1 \Rightarrow$ Mild slope (Type M)

④ نوع سیب کانال؟

۱۶

⑤ مقطع کنترل جریان؟
 جریان در کانال زیر جریان است = مقطع کنترل در پائین دست است (D/S Control)
 این مقطع کنترل می تواند محل آبشار باشد.
 جریان در تدریجی آبشار جریان خواهد شد.



⑥ نوع پروفیل سطح آب P
 سطح آب در نزدیکی آبشار شروع به افت میکند (Draw Down).
 از عمق y_0 به عمق y_c کاهش می یابد. در درفاصلی که $y_c < y < y_0$ ، پروفیل M_2 در * فرض کنید که محق جریان درست در محل آبشار ($x=0$) باشد.

⑦ روند محاسبات :

- ۱- نقطه شروع محاسبات ، محل آبشار است . تعیین : ($y_1 = y_c$ at $x_1 = 0$)
- ۲- محاسبات نسبت بالادست انجام میگیرد ($y_c < y_2 < y_0$) .
- ۳- Δy باید کوچک باشد (ابتدائاً که تغییرات سطح آب زیاد است بزرگتر ، بعداً کوچکتر).
- ۴- معادله اصلی :

$$\Delta x = (y_2 - y_1) / \left(\frac{S_0 - S_F}{1 - F_1^2} \right)_{ave}$$

که y_1 و y_2 هر دو عمق متوالی است با اختلاف Δy :
 $y_2 = \Delta y + y_1$

$$S_F = \frac{Q^2 n^2}{K^2 (A^2 R^{4/3})} \quad , \quad K = 1.49 \text{ (ES)} \quad , \quad K = 1.0 \text{ (SI)}$$

$$F_1^2 = \frac{Q^2 B}{g A^3}$$

$$x_2 = x_1 + \Delta x \quad \text{where } y = y_2$$

$$\begin{cases} A = (b + zy)Y \\ P = b + 2Y\sqrt{1+z^2} \\ B = b + 2zy \\ D = A/B \\ R = A/P \end{cases} \quad , \quad V = \frac{Q}{A} \quad , \quad S_0 = 0.001 \quad , \quad z = 2, \quad b = 20 \text{ ft}$$

محاسبات در جدول ضمیمه خلاصه شده است .
 پروفیل سطح آب را رسم کنید و نفع آنرا نشان دهید !

۱۷

جدول محاسبات به روش همگرایی - صبر کنید تا به جواب برسید

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Y	ΔY	A	P	R	V	S_F	F_F^2	$(\frac{S_0 - S_F}{1 - F_F^2})$	$(\frac{S_0 - S_F}{1 - F_F^2})_{ave}$	Δx	x
(ft)	(ft)	(ft ²)	(ft)	(ft)	(ft/s)					(ft)	(ft)
3.74	0.26	103	36.7	2.81	9.71	0.00670	0.996	-1.423	-0.72206	-0.4	0
4.0	0.25	112	37.9	2.95	8.93	0.00530	0.196	-0.0211	-0.01517	-16.5	-0.4
4.25	0.25	121	39.0	3.1	8.26	0.00425	0.648	-0.00924	-0.00729	-34.3	-16.8
4.50	0.25	130	40.1	3.24	7.69	0.00347	0.537	-0.00534	-0.00429	-58.3	-51.1
4.75	0.25	140	41.2	3.4	7.14	0.00288	0.441	-0.00324	-0.00266	-94.2	-109.4
5.0	0.25	150	42.3	3.55	6.67	0.00238	0.368	-0.00207	-0.00172	-145.7	-203
5.25	0.25	160	43.5	3.68	6.25	0.00194	0.311	-0.00136	-0.00111	-224.8	-349
5.5	0.25	170	44.6	3.81	5.88	0.00164	0.265	-0.00087	-0.00067	-371.4	-574
5.75	0.25	181	45.7	3.96	5.52	0.00137	0.225	-0.00048	-0.00034	-732.7	-945
6.0	0.25	192	46.8	4.1	5.21	0.00116	0.193	-0.00020	-0.00016	-2532	-1678
6.25		203	47.9	4.24	4.93	0.0010	0.167	5.4×10^{-6}			-4210

* برای محدودیت حل دستی، مقادیر ΔY بزرگ و یکسان در نظر گرفته شده است.
 شما با استفاده از M.S. Excel، دقیق تر حل کنید!

** تاثير اين سطح در مثال تا ناصه $x = 4210$ (صفر) در حالت استوار است !!

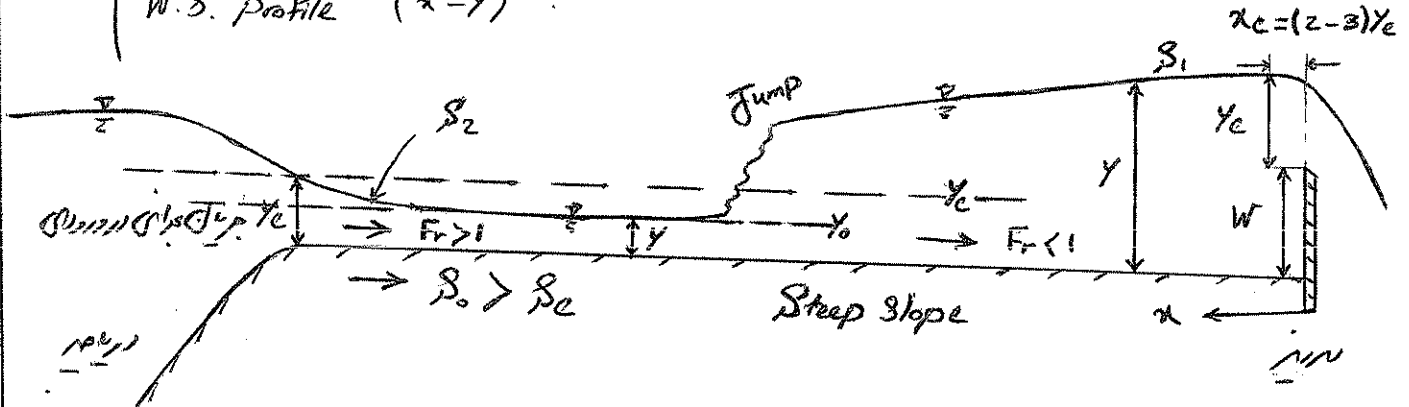
۱۸

19

مشکل حل شده در این جزوه

پیدا کردن پروفیل سطح آب در یک شیب تند (مشکل حل شده)

S_0, b, n, Q : Known
 W.S. profile $(x-y)$?



پروفیل سطح آب در یک شیب تند

مشکل حل شده

O.D.E: $\Delta x = (y_2 - y_1) / \left(\frac{S_0 - S_F}{1 - Fr^2} \right)_{ave}$

پیدا کردن پروفیل سطح آب در یک شیب تند (مشکل حل شده)

D/S Profile, Subcritical flow $\rightarrow S_1$ for

پیدا کردن پروفیل سطح آب در یک شیب تند

Initial depth: $y = y_c + W$ at $x = L$

Variable depth: $y_2 = y_{c1} - \Delta y$, $y_c < y_2 < (W + y_c)$

پیدا کردن پروفیل سطح آب در یک شیب تند (مشکل حل شده)

پیدا کردن پروفیل سطح آب در یک شیب تند (مشکل حل شده)

پیدا کردن پروفیل سطح آب در یک شیب تند: $y' = \frac{y}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$

پیدا کردن پروفیل سطح آب در یک شیب تند (مشکل حل شده)

۲۰

۲) $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$ (U/S profile)

U/S profile, Super critical flow \rightarrow (S_2 curve)

(U/S profile) $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$

Initial depth: $y_1 = y_2$ at $x = 0.0$

Variable depth: $y_2 = y_{2-1} - \Delta y$, $y_1 < y_2 < y_c$

U/S profile $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$

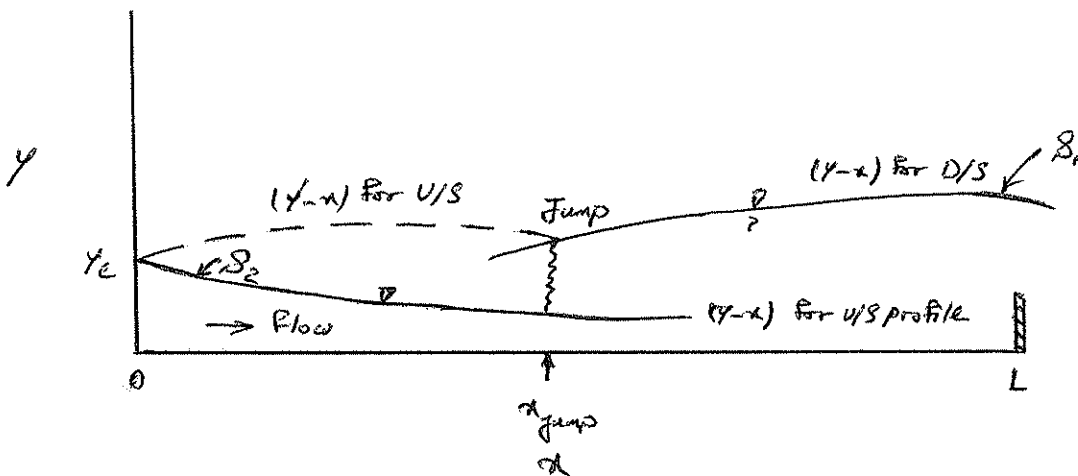
U/S profile $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$

U/S profile: $y' = \frac{y}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$

۳) $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} + 1 \right)$

U/S profile $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} + 1 \right)$

U/S profile $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} + 1 \right)$



۱۴۸

سری مسائل امتحانی گذشته - محاسبه عرض سطح آب
 n سری مسائل شماره ۹

① معادله ریاضی عمومی برای جریان پایدار (Steady) و غیرکنواخت تدریجی (G.V.F.) بصورت زیر است.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2}$$

الف) معادله فوق را برای جریان در یک کانال مستطیل عرض بدست آورید.

ب) ~ ~ ~ مستطیل با عرض b بدست آورید.

ج) ~ ~ ~ ذوزنقه ای با عمق کف b و سبب جانبی m بدست آورید.

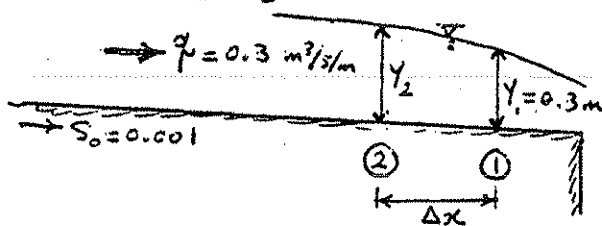
د) ~ ~ ~ مثلثی با سبب جانبی m بدست آورید.

② مطابق شکل زیر، یک کانال مستطیل شکل عرض به یک اسب، منتقل می‌شود. سبب کانال $S_0 = 0.001$ و ضریب زبری $n = 0.02$ و در هر واحد عرض $q = 0.3 \text{ m}^3/\text{s/m}$ است.

عمق آب در مقطع شماره ① برابر $y_1 = 0.3 \text{ m}$ ، و در مقطع شماره ② ده درصد (۱۰٪) بیشتر است.

الف) با محاسبه، نوع پررزش سطح آب را در بازه حدفاصل مقطع ① و ② تعیین کنید.

ب) حدفاصل در مقطع (Δx) را محاسبه کنید.



۱۴

۱۴

عنوان پروژه: "محاسبه پروفیل سطح آب در کانال‌ها"

Design Assignment

Water flows in a wide rectangular channel in which there is a change in grade from a constant mild slope to a constant steep slope. A sluice gate is placed in the flow on the mild slope, resulting in a supercritical flow immediately downstream of the gate.

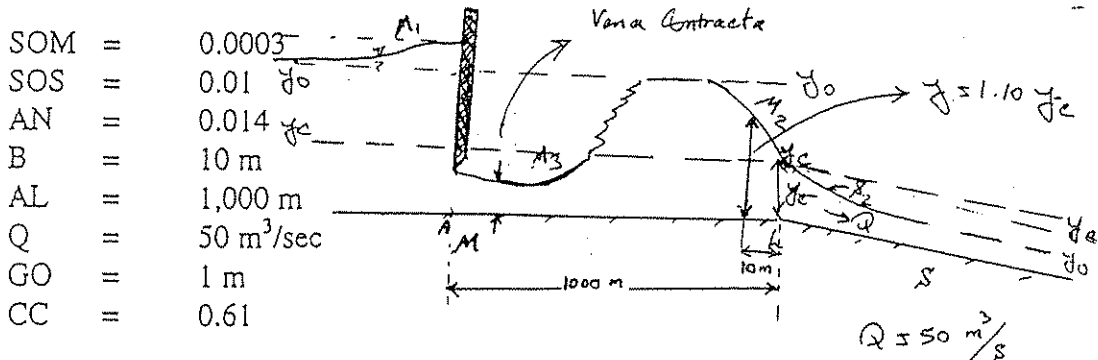
Your assignment is to develop a design tool (computer program or spreadsheet) which calculates the flow profile between the sluice gate and the change in grade. The design tool should be able to determine whether or not a hydraulic jump will occur between the sluice gate and the change in grade.

Given information is:

Mild bed slope	SOM
Steep bed slope	SOS
Manning's roughness coefficient	AN
Channel width	B
Distance between sluice gate and change in grade	AL
Discharge	Q
Sluice gate opening	GO
Contraction coefficient	CC

Use your design tool to solve the following problem.

Determine the water surface profile between the sluice gate and the change in grade given the conditions



Within the procedure you should calculate the depths at the vena contracta of the gate and at the change in grade. The water surface profile should then be determined and, if a hydraulic jump occurs, its position should be calculated. You may assume that the depth 10 m upstream of the change in grade is 10% above critical depth.

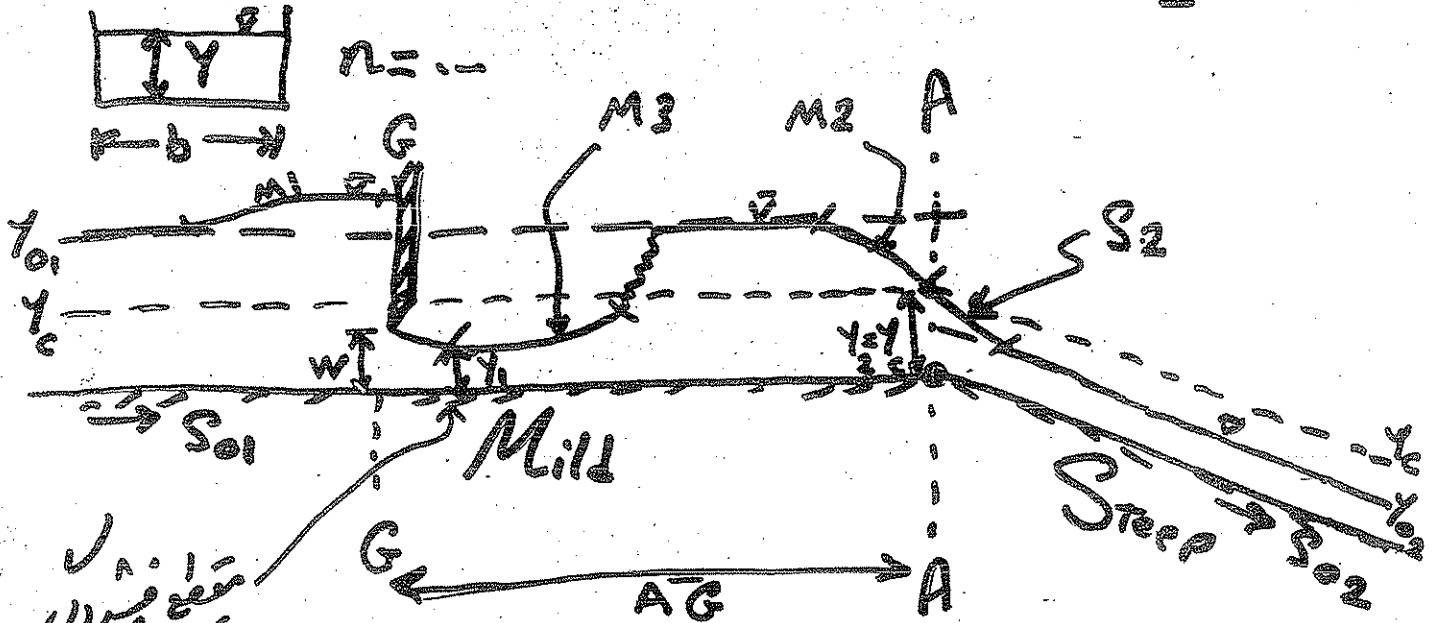
Present a report including the solution algorithm, flow chart, list of symbols, program listing, and program or spreadsheet operating instructions. A diskette containing the design tool should also be included.

۴۴

۱/۴

پروژه حساب پروفیل سطح آب در یک کانال مستطیل شکل

برای یک کانال مستطیل شکل با عرض b و زبری n ، با توجه به شرایط زیر:



مقطع کنترل
(M3)

- ۱- برنامه کامپیوتری را در محیط Windows/office/excel بنویسید که: برای هر جنس از کانال مستقیم، هر طول از AG و هر شیب از S_{01} و S_{02} در مقطع آب در مقطع فردا - بعد از دیدن (مقطع کنترل پروفیل $M3$) را حساب کند. $y_1 \approx C_c \cdot W$
- ۲- مقطع آب در محل تغییر شیب $(A-A)$ - مقطع کنترل پروفیل $M2$ را حساب کند. $y_2 \approx y_c$ at $(A-A)$
- ۳- محاسبه نوبت آب در کانال mild را حساب کند (y_{01}) on mild slope
- ۴- پروفیل سطح آب را در حد فاصل دریاچه تا محل تغییر شیب $(A-A)$ بکشد.
- ۵- برنامه تعیین کند که آیا جوش هیدرولیک در حد فاصل AG رخ می‌دهد یا نه؟ اگر بله، موقعیت آن در کجاست؟

۲/۱۱

جدول اولی (مبتدی) - برآورد داده ها

معماری

پارامتر

پارامتر

g (m/s^2)	9.81
:	
C_e	0.6
S_{01} : شیب کانال کمانه	0.0003
S_{02} : Steep	0.01
b (م): عرض کانال مستقیم	10
n : ضریب زبری (معماری)	0.014
Q : دبی جریان (مترمکعب)	50
W (م): بازگشای درگاه	1.0
\bar{AG} (م): حاصل درگاه تا محل تغییر شیب	1000 m
Y_1 (م): عمق فشرده	حساب - محاسب
Y_c (م): عمق جریان	حساب - محاسب
Y_{01} (م): عمق نرمال کانال کمانه	حساب - محاسب

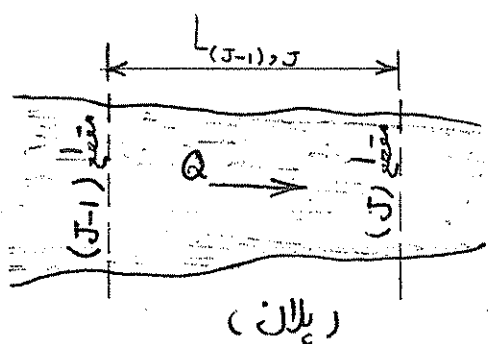
معادلات جریان در شرایط پایدار و غیر یکنواخت تدریجی (Steady - Non uniform) G.V.F

برای محاسبه دبی جریان در این شرایط (مانند جریان در اورخانها) از ترکیب دو روش زیر استفاده می‌شود:

(۱) معادله مانینگ: (Manning Eq.)

(۲) روش سبب-سطح (یا روش داغ آب): (Slope Area Method)

از ترکیب این دو روش معادلات زیر بدست می‌آید:



ضوابط انتخاب بازه (Reach):

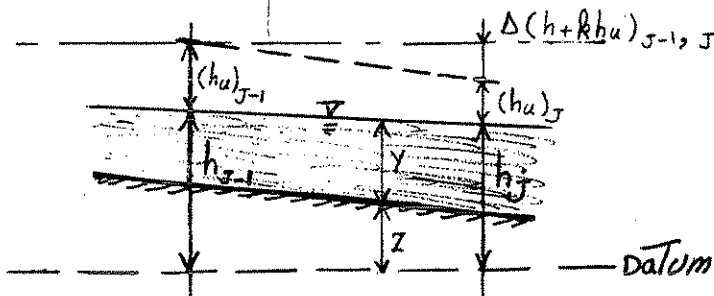
۱- میرینش مستقیم
۲- بازه ترجیحاً در جهت پائین‌ریز در شرایط تک‌گامی باشد (Contraction)

۳- ترجیحاً مقطع ساده داشته باشد.

۴- ملاحظه ۳ مقطع عرضی نیاز است

۵- فاصله بین مقاطع عرضی (L) مجد کافی طولانی باشد بطوریکه افت سطح آب در دور مسافتی باشد.

۶-



(بروزش طولی)

۷- اگر مقاطع عرضی صورت مرکب هستند ضرایب متوسطی n و α محاسبه و جایگزین کردند.

$$Q = \frac{K}{n} \left\{ \frac{(h+hu)_1 - (h+hu)_N - \sum_{J=2}^N (k \Delta hu)_{J-1, J}}{\sum_{J=2}^N \left(\frac{L_{J-1, J}}{(AR^{2/3})_{J-1} \times (AR^{2/3})_J} \right)} \right\}^{1/2}$$

① در سیستم متریک ($K=1$) و در سیستم انگلیسی ($K=1.49$) است.

② $h = z + y =$ ارتفاع سطح آب

③ تعداد کل مقاطع عرضی در طول مورد مطالعه است و J اندیس مربوط به شماره مقطع عرضی

④ ضریب k : برابر مقاطع یکنواخت ($k=0$) و برابر مقاطع غیر یکنواخت در طول مورد نظر ($k=0.5$) است.

⑤ L طول دو مقطع عرضی متوالی است.

⑥ $hu = \alpha \frac{V^2}{2g}$: velocity head

$\Delta hu = (hu)_{J-1} - (hu)_J$

α : ضریب تدریج سرعت (برای یکنواخت $\alpha=1$)

9

سری مسائل (شماره ۱) - جریان پایدار و غیر یکدست در رودخانه‌ها

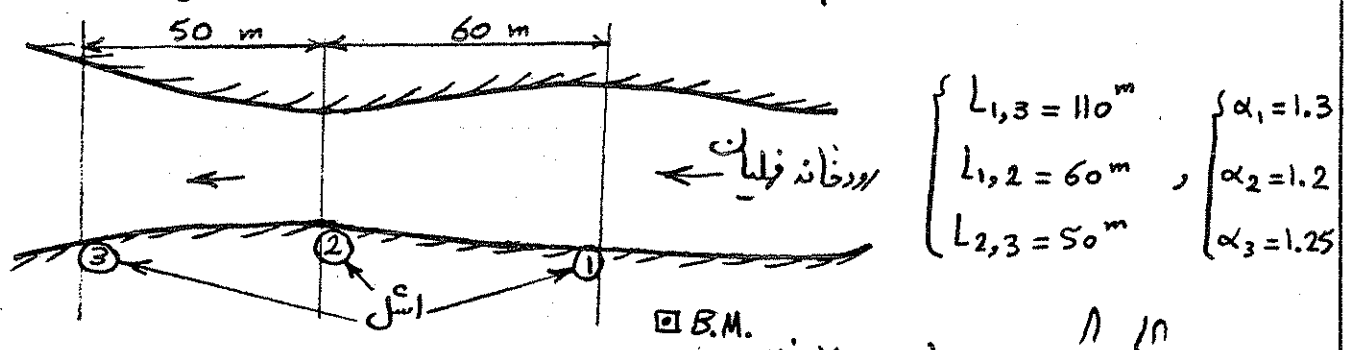
بمنظور مطالعات هیدرولیکی روی رودخانه فولیان (استان فارس)، یک بازه نسبتاً مستقیم و پایدار (Reach) انتخاب شده است. در طول بازه مذکور، سه اصل معمولی نصب گردیده و خصوصیات هندسه هیدرولیکی مقاطع عرضی رودخانه در محل هر اصل - از طریق نقشه برداری و کاربرد یک برنامه کامپیوتری - تعیین گردیده است.

شکل زیر شرایط عمومی "بازه" را نشان میدهد.

اهداف این مطالعه بررسی شرایط پایدار بازه، برآورد سرعت متوسط و برفی پارامترهای هیدرولیکی در شرایط مختلف جریان بوده است.

از آن جهت اندازه گیری مستقیم ضریب توزیع سرعت (α)، ضریب زبری مائینگ (n) و ... می باشد.

در محاسبات هیدرولیکی از روش (Slope-Area-Method) و با استفاده از رابطه (Manning) برای شرایط جریان غیر یکدست تدریجی و پایدار (Steady - G.V.F.) عمل گردیده است.



شکل شماره (۱) : بازه رودخانه فولیان - استان فارس

① در یک مرحله اندازه گیری مستقیم در بازه رودخانه فولیان نتایج زیر بدست آمده است. مطلوبست مقدار ضریب زبری مائینگ (n) ؟

- الف) دبی جریان مستقیماً اندازه گیری شده است : $Q = 136.80 \text{ cms}$
- ب) بطور همزمان، ارتفاع سطح آب در محل اصل‌های (۱) و (۲) و (۳) اندازه گیری شده است. این مقادیر در جدول شماره (۱) منعکس است که براساس آن هندسه هیدرولیکی مقاطع عرضی رودخانه (P ، A و ...) تعیین گردیده است.
- ج) ضرایب توزیع سرعت در مقاطع عرضی رودخانه مستقیماً تعیین گردیده و در شکل شماره (۱) ارائه شده است.

جدول شماره (۱) :

سرعت متوسط $V_m = \frac{Q}{A}$ (m/s)	$AR^{2/3}$ ($m^{8/3}$)	شعاع هیدرولیک (R : m)	محیط ترسده (P : m)	سطح مقطع جریان (A : m^2)	ارتفاع سطح آب (h : m)	شماره مقطع عرضی (i)
		1.180	56.15	66.25	268.25	1
		1.238	53.58	66.32	268.04	2
		1.054	71.11	74.95	267.82	3

$$Q = 136.80 \text{ cms}$$

$$N = 3$$

* لازم است که ضریب زبری (n) در نهایت براساس تجزیه نتایج اندازه گیری های مختلف -
- مشابه مورفوق - تعیین خواهد گردید.

(۲)

بر اساس نتایج مطالعات هیدرولیکی در بازه رودخانه فلپان ($n = 0.036$) - برای شرایط سیلاب بدست آمده است.
باید برآورد حداکثر سیل مشاهده شده احتمالی (گذاری شده) ، ارتفاع دائم آب سیل در محل مقاطع عرضی - از طریق بررسی های محلی و گذارش احوالی - مشخص داده شده است.

در این صورت ارتفاع سطح آب (مقایسه اول) در مقاطع عرضی متوالی معلوم گردیده است.
خصوصیات هندسه هیدرولیکی مقاطع عرضی در شرایط سیلاب مذکور بصورت جدول شماره (۲) محاسبه و تعیین گردیده است.

مکانزیسم سیل احتمالی رودخانه فلپان را برآورد نماید . ($Q_p = ?$)

جدول شماره (۲) :

ضریب توزیع سرعت (α)	$AR^{2/3}$	شعاع هیدرولیک (R : m)	محیط ترسده (P : m)	سطح مقطع جریان (A : m^2)	ارتفاع سطح آب (h : m)	شماره مقطع عرضی (i)
1.3	840.03	2.524	179.49	453.10	271.28	1
1.2	842.84	2.572	174.51	448.92	271.04	2
1.25	958.70	2.390	223.65	535.59	270.83	3

$$Q_p = ?$$

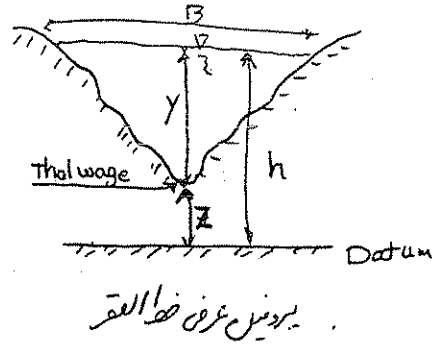
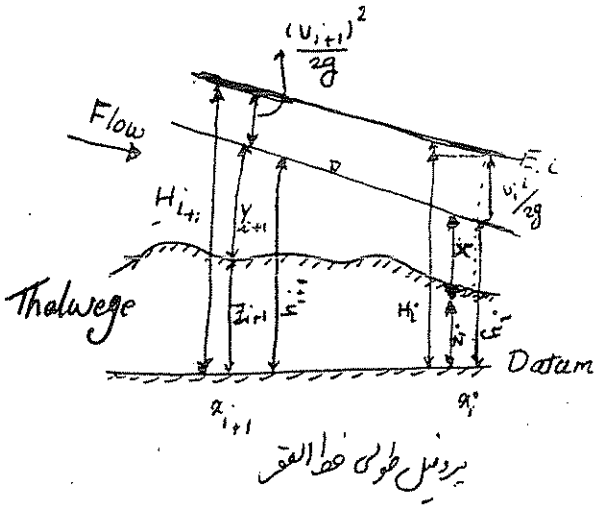
$$N = 3$$

۱/۸

(محاسبه پروفیل سطح آب - جریان پایدار، غیر نفوذات تدریجی - در مجاری طبیعی)

W.S. profile in G.V.F in Irregular channels

نیروی دهنده مقطع عرضی در افتاد x تغییر می کند



نکات مهم برای مجاری طبیعی:

(۱) : از فرم معادله عمومی O.D.E: $\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_F}{1 - F_r^2}$ ، برگردن نمی توان استفاده کرد زیرا:

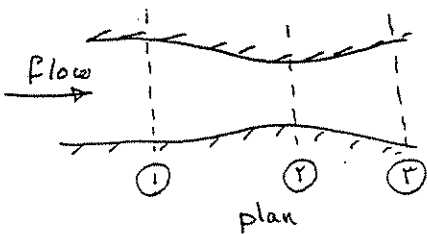
(a) : منحنی (y) در عرض مقطع تغییر است

(b) : هندسه هیدرولیک تابع h از y نیست

(c) : حدت h در y است $\frac{dh}{dx} = ?$

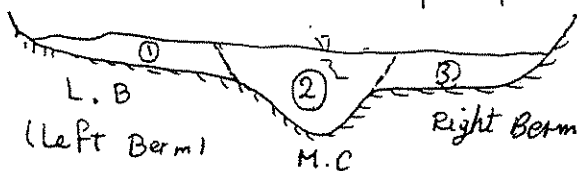
(۲) : فاصله بین مقاطع عرضی (Δx) تا این است از تغییرات هندسه رودخانه (هندسه) ...

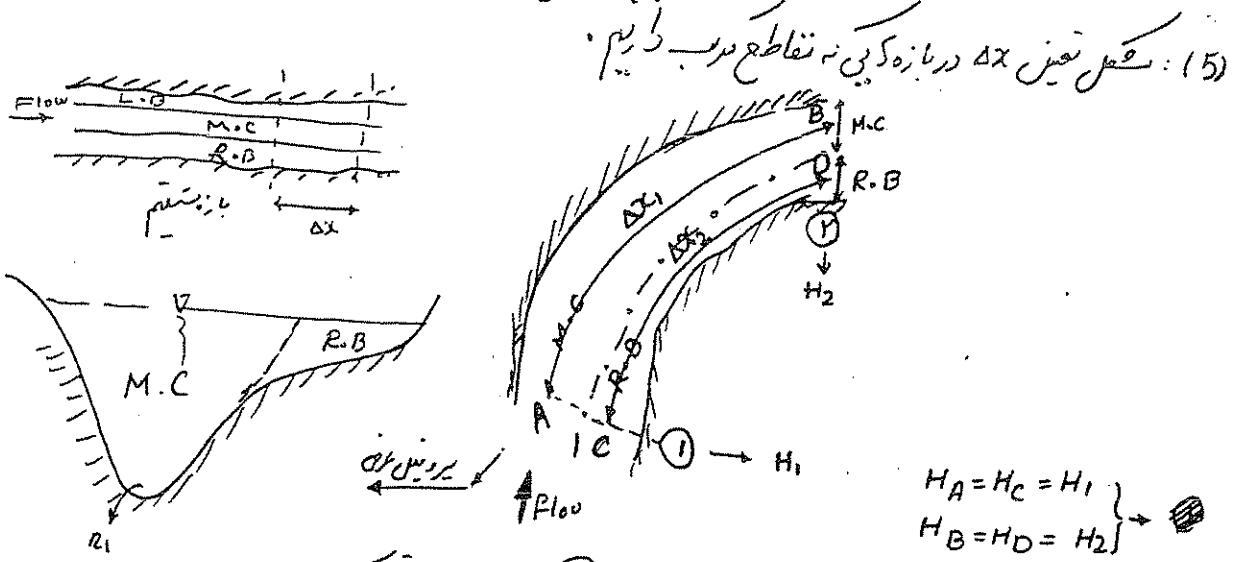
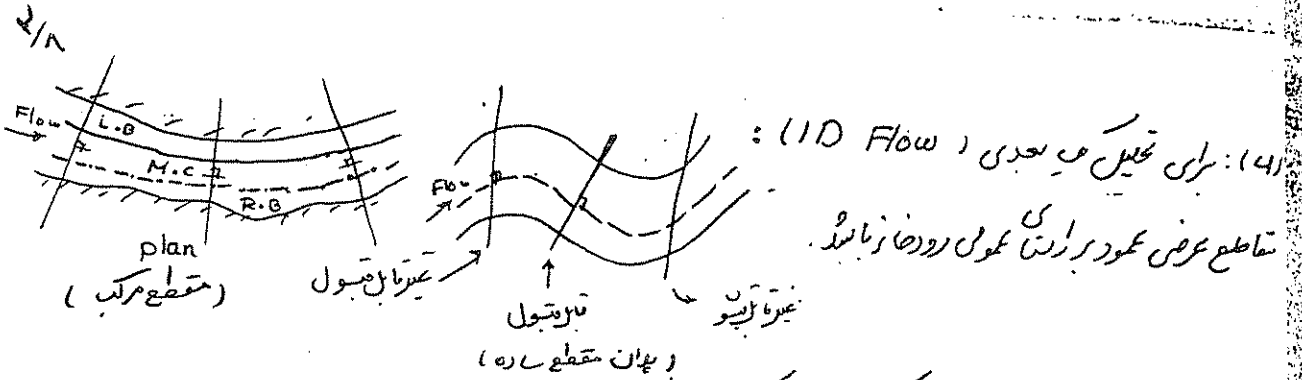
برای تا این G.V.F، Δx از این تقسیم $\frac{\Delta H}{\Delta x}$ تقریب فاصله از $\frac{1}{2} [S_{F_1} + S_{F_2}]$ باشد. یعنی Δx از این تقسیم ...



نقطه Δx تغییر کند (محض می شود و Δh را محاسبه می کنیم) ← سطح آب و خط انحراف در هر فاصله Δx بصورت تدریجی و ناقص نقشه اعطای ... در مقاطع مشوری Δy مشخص می شود بعد Δx

(۳) : اگر برتر رودخانه قرار باشد برتر را بر مقاطع جزئی تقسیم می کنیم





مفهوم رابط بالا : S_f برای M.C و R.B است. آن در تحلیل بعد باید S_f نسبت شود. پس:

نسای طولی در M.C انتخاب می کنیم. $(\Delta x)_{1-2} = \Delta x_{1-2}$ و $(\frac{\Delta H}{\Delta x})_{AB} < (\frac{\Delta H}{\Delta x})_{CD}$ → برای عدض ① و ② → در تحلیل بعدی

$$S = \frac{\Delta H}{\Delta x}, \Delta H = H_1 - H_2$$

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \rightarrow \frac{Q}{AR^{2/3}} = \frac{(\frac{\Delta H}{\Delta x})^{1/2}}{n} \quad (S_f \propto n^2)$$

S_f را با n ضرب زیر تبدیل می کنیم

ΔH₍₁₋₂₎ ثابت فرض شود (فرض تحلیل بعدی) یعنی هم برای M.C و هم برای R.B

$$\left(\frac{Q}{AR^{2/3} (\Delta H)^{1/2}} \right) = \frac{1}{n (\Delta x)^{1/2}} \Rightarrow \therefore n (\Delta x)^{1/2} = \text{const.} \rightarrow n_1 (\Delta x_1)^{1/2} = n_2 (\Delta x_2)^{1/2}$$

$$\frac{n_2}{n_1} = \left(\frac{\Delta x_1}{\Delta x_2} \right)^{1/2} \Rightarrow (n_2)_{\text{equivalent}} = (n_2)_{\text{actual}} \cdot \left[\frac{(\Delta x)_{\text{act}}}{\Delta x_{\text{equv}}} \right]^{1/2}$$

برای M.C: $n = n_1, \Delta x = \Delta x_1$

برای R.B: $\Delta x = \Delta x_2$

$$n_{2 \text{ New}} = n_2 \left(\frac{\Delta x_2}{\Delta x_1} \right)^{1/2}$$

(طول دوباره تعیین)

یعنی برای یک افت انرژی معین (ΔH)، رابطه تعادلی بین طول مسیر (Δx) و مقاومت جریان (n) وجود دارد.

(۲)

۴/۸


(6) - افت انرژی (ΔH) :

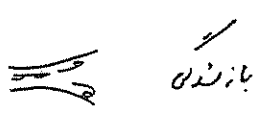
Energy Loss $\Delta H = H_{i+1} - H_i = h_f + h_e + h_b$

1) Friction Loss : $h_f = \frac{1}{2} \Delta x (S_{f_{i+1}} + S_{f_i}) \rightarrow$ where : $S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$
 due to Friction

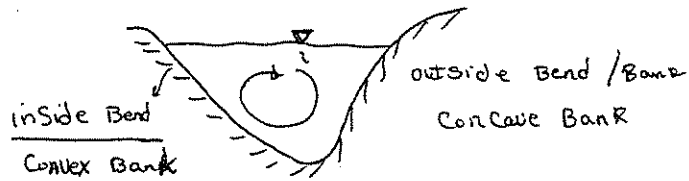
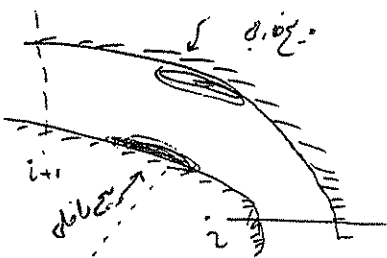
2) Eddy Loss : $h_e = C_e \left[\alpha_i \frac{V_i^2}{2g} - \alpha_{i+1} \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right] \rightarrow$ due to changes in Cross Sections
 افت انرژی

For uniform flow : $C_e = 0$

For Converging flow (Contraction) : $C_e = (0.0 - 0.2) \approx 0.1$ 

For Diverging flow (expansion) : $C_e = 0.5$ 

3) Bend Loss $h_b = C_b \cdot \frac{1}{2} \left[\alpha_i \frac{V_i^2}{2g} + \alpha_{i+1} \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right]$ due to secondary current
 جریان ثانویه - استقامت در جهت راست

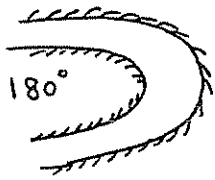


* عرض انتخابی

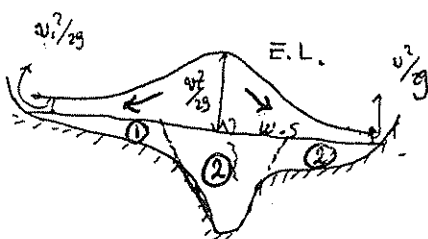


$C_b = 1$ ← For right angle bend

For a slope 60° Bend $\rightarrow C_b = 0.5$ 60° بزرگ کرد



$C_b = 1$ 180° بزرگ کرد



(7) : در هر دو طرف و جریان لغزنده

$v_2 > v_1, v_3 \rightarrow \frac{v_2^2}{2g} > \frac{v_1^2}{2g}, \frac{v_3^2}{2g}$

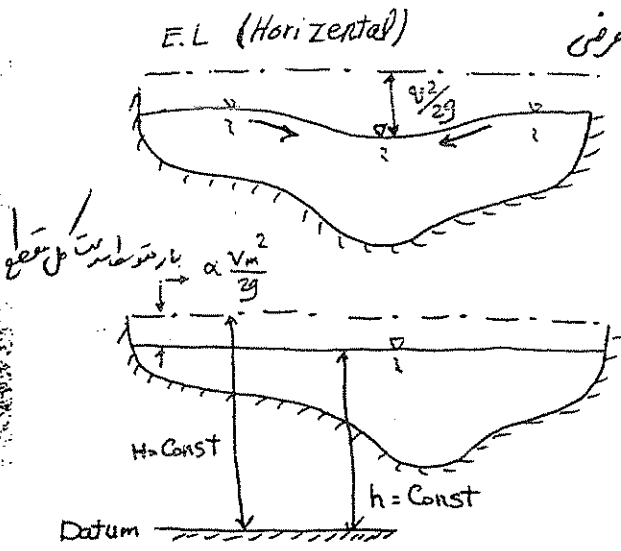
(۳)

۴/۸

خط انرژی افقی (موازی سطح آب) است ← جریان عرضی از M.C درست Berms بوجود می آید
 Moment transfer ← جزء نیست.

در تحلیل یک بعد جریان ← خط انرژی (E.L) باید افقی باشد ← در این شرط بین سطح آب افقی نخواهد بود.

در مقطع عرضی {
 الف - سطح آب افقی
 ب - خط انرژی افقی
 شرط تحلیل یک بعد صحیح:



$$V_m = \frac{Q}{A} \quad \alpha = \frac{\sum V_i^3 A_i}{V_m^3 A} = \frac{(\sum A_i)^2}{(\sum Q_i)^3} \sum \left(\frac{Q_i}{A_i} \right)^3$$

$$S_f = \frac{(\sum Q_i)^2}{(\sum K_i)^2} = \frac{Q^2}{(\sum K_i)^2} = \frac{(\sum A_i)^2}{(\sum K_i)^2} \sum \frac{K_i^3}{A_i^2}$$

where $\rightarrow K = \frac{AR^{2/3}}{n}$ conveyance factor

در تحلیل (1D)، فرض افق بودن سطح آب (متوسط سطح آب در مقطع) را داریم

* سطح آب به رواج در دوازده افق خواهد بود (مجتبانه)

معادلات

فرض: افت انرژی در اثر اصطکاک بیشتر جریا است (د.ت.ف.ف. (G.V.F.))

$$\frac{dH}{dx} = -S_f$$

Diff. Form: $\frac{\Delta H}{\Delta x} = -(S_f)_m$ متوسط بین دو مقطع

$$\frac{H_{i+1} - H_i}{x_{i+1} - x_i} = -\frac{1}{2} [S_{f_{i+1}} + S_{f_i}] \quad S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}}$$

(a) در مقاطع ساده
 (b) در مقاطع مربع *

$$K = \frac{AR^{2/3}}{n} \rightarrow S_f = \frac{Q^2}{(\sum K_i)^2}$$

$$H = h + \alpha \frac{V_m^2}{2g} = (Z + y) + \alpha \frac{V_m^2}{2g}$$

از طرفی :

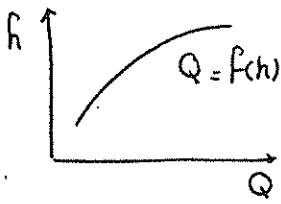
$$\Delta H = H_{i+1} - H_i = h_f + h_e + h_b \rightarrow \text{in general } h_f \gg h_e, h_b$$

8/2

Solution procedure

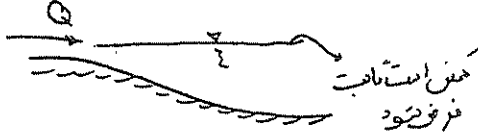
روش حل

→ using step method: (1) Q (2) River survey (3) h_i (ارتفاع آب)



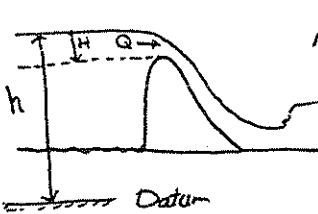
برای $Fr < 1$: مقطع کنترل پایین دست است و h_i برای Q ؟

روشها بچین h_i ؟

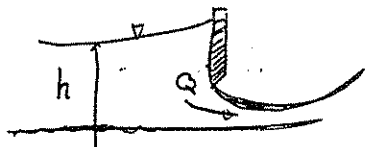


(1) مقطع کنترل که با استفاده هیدرومتری

شرایط مختلف



(2) - فصل مخزن یا دریاچه (ارتفاع h در مخزن معلوم است) همین است ثابت فرقی ندارد



سوال: برای جریان زیر بحرانی در یک بازه اورخانه، اگر مقطع کنترل (ارتفاع هیدرومتری) در بالای بازه باشد چگونه عمل می شود؟ (4) - اگر شرایط فوق وجود نداشته باشد.

روش کاربرد: { Slope - Area method, Manning Eq } → برود تقریبی رابطه $(Q-h)$ در یک بازه تا از رودخانه (Control reach) مراحل:

- (II) انتخاب یک بازه (reach) مناسب در محدوده کنترل (برای $Fr < 1$ ، دریا من دست باشد)
- 1- میر مستقیم باشد
 - 2- کف تقریباً یک خطیافت داشته باشد
 - 3- مقطع رودخانه بهتر است ساده باشد
 - 4- مقاطع عرضی نسبتاً کمیافت باشند و بهتر است در حالت Contraction باشد.

4/17
 (5) - حداقل 15 m^3 استتاع عرض در طول reach نظر می‌گیریم فاصله تقاطع از هم طوری باشند اختلاف سطح آب بانی حداقل 60 cm و حداکثر 75 cm باشد، حداقل طول بازه 75 m .

(6) - جریان در این بازه آزاد باشد (Free Flow) - شرایط Back water یا Draw Down نباشد

(7) بازه بتأییر باشد.

(8) - طول reach طوری باشد که امتیاز آب بانی بتدریج در طول بازه از 3 m کمتر نباشد، حداقل طول بازه 300 m یا 75 برابر عمق متوسط رودخانه در شرایط میل مسالمانه، یا هابری عرض رودخانه در شرایط میل مسالمانه

در تاج حدود 10 خطایس نمی‌شود

II - کاربرد معادله جریان ^{Manning} در شرایط ^{تدریجی} (بعد از اراضی است)

Steps of solution:

$$\begin{cases} \frac{\Delta H}{\Delta x} = -\frac{1}{2} [S_{f_{i+1}} + S_i] \\ \Delta H = H_{i+1} - H_i = h_f + h_e + h_b \end{cases}$$

using iterative procedure / کاربرد روش تدریجی

Trial and Error iterative procedure

(1) Calculate $A, R, P, V, \frac{V^2}{2g}, S_f$ and H at x_i with known h_i

(2) Guess h_{i+1} as h_{i+1} (Trial) at x_{i+1}

(3) use this trial value (h_{i+1}) to calculate $A, P, R, V, \frac{V^2}{2g}, S_f$ and H at x_{i+1}

(4) Name $H_{i+1} = h_{i+1} + \alpha \frac{V_{i+1}^2}{2g}$ as H_{i+1} (Trial)

(5) Calculate $H_{i+1} = H_i + (h_f + h_e + h_b)$ as H_{i+1} (calculated)

(6) inspect the value of error in H :

$$H_E = [H_{i+1} (\text{Trial}) - H_{i+1} (\text{calculated})] \rightarrow \text{if } H_E < \text{Allowable Error (Say, } 0.02 \text{ m)}$$

\rightarrow Then o.k

✓/✓

proceed to the next section upstream (x_{i+1} to x_{i+2}), For which h_{i+1} at x_{i+1} is known

If H_E not acceptable then, adopt a new trial value of h_{i+1} and repeat

Steps (3) to (6)

Assume uniform flow along Δx , then,

$$h_{i+1} (\text{trial}) = \underbrace{h_i}_{\text{فصل}} + \underbrace{S_0 \cdot \Delta x}_{\text{فصل}} : \text{Generally used and pretty safe}$$

$$= h_i + (\Delta Z)_{i, i+1}$$

مثلاً تخمین h_{i+1} (الف)
تخمین اولیه برای h_{i+1}

* اولی که در دسترس است که برتری خاصی ندارد.

(ب): تخمین ثانویه h_{i+1}

Method developed by Henderson (1966) gives very rapid

Convergence as follows:

$$\text{Aim: } H_{i+1} (\text{trial}) = H_{i+1} (\text{calculated})$$

$$\text{where: } H_{i+1} (\text{trial}) = h_{i+1} (\text{trial}) + \alpha \frac{V_{i+1}^2}{2g} \quad (1)$$

$$H_{i+1} (\text{calculated}) = H_i + \left\{ \frac{1}{2} \Delta x (S_{f_{i+1}} + S_{f_i}) + C_e \left(\frac{V_i^2}{2g} - \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right) + C_b \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{V_i^2}{2g} + \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right) \right\} \quad (2)$$

$$\text{Error } H_E = H_{i+1} (\text{trial}) - H_{i+1} (\text{calculated}) \quad (3)$$

هدف: $(H_E \rightarrow 0)$ با تغییر جزئی در h_{i+1}

تقریباً $\frac{dH_E}{dh_{i+1}}$. But $h = Z + y$ since $Z_{i+1} = \text{const}$, and known,

Z_{i+1} , S_{f_i} , V_i , H_i ثابت هستند پس مشتق را عبارات بر مبراست پس:

$$\therefore \frac{dH_E}{dh_{i+1}} = \frac{dH_E}{dy_{i+1}} = \frac{d}{dy_{i+1}} (H_{i+1} (\text{trial}) - H_{i+1} (\text{calculated}))$$

$$\frac{dH_E}{dy_{i+1}} = \frac{d}{dy_{i+1}} \left[\left\{ y_{i+1} (\text{trial}) + \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right\} - \left\{ \frac{1}{2} \Delta x S_{f_{i+1}} - C_e \frac{V_{i+1}^2}{2g} + \frac{C_b}{2} \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right\} \right] \quad (V)$$

$$\frac{dH_E}{dy_{i+1}} = \frac{d}{dy_{i+1}} \left[y_{i+1} (Trial) + (1 + C_e - \frac{C_b}{2}) \left(\frac{V_{i+1}^2}{2g} \right) - \frac{1}{2} \Delta x \cdot S_{f_{i+1}} \right]$$

$$\frac{dH_E}{dy_{i+1}} = 1 + (1 + C_e - \frac{C_b}{2}) \left(\frac{1}{2g} \cdot \frac{dV^2}{dy} \right)_{i+1} - \frac{1}{2} \Delta x \cdot \frac{dS_{f_{i+1}}}{dy_{i+1}} \quad (4)$$

prove that $\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2g} \cdot \frac{dV^2}{dy} = -F_r^2 \quad (5) \\ \frac{dS_f}{dy} = \frac{-3S_f}{R} \quad (6) \end{array} \right.$

From eqs. (4), (5), (6): $\frac{dH_E}{dh_{i+1}} = 1 - (1 + C_e - \frac{C_b}{2}) F_{r_{i+1}}^2 + \frac{3}{2} \Delta x \cdot \frac{S_{f_{i+1}}}{R_{i+1}} \quad (7)$

OR :

Diff. form: $\Delta h_{i+1} = \frac{\Delta H_E}{1 - \alpha_{i+1} (C_e - \frac{C_b}{2} + 1) F_{r_{i+1}}^2 + \frac{3}{2} \Delta x \cdot \frac{S_{f_{i+1}}}{R_{i+1}}} \quad (8)$

احساب α_{i+1} در تمام 8 شرایط معمولی است

هدت: $(\frac{dH_E}{dh} \rightarrow 0) \leftarrow$ یا $(\Delta H_E \rightarrow 0)$: برآورد آزمون قطعی

برآورد آزمون مورد نظر $\Delta H_E = H_E = H_{Trial} - H_{Calc}$

$\Delta h_{i+1} = \frac{\ominus H_E}{1 - \alpha_{i+1} (1 + C_e - \frac{C_b}{2}) F_{r_{i+1}}^2 + \frac{3}{2} \Delta x \cdot \frac{S_{f_{i+1}}}{R_{i+1}}}$

علامت منفی: برای این که اگر H زیاد برآورد شده
 این h باید کمتر شود.

Then $h_{new(i+1)} = h_{old(i+1)} + \Delta h_{i+1}$

۳۰۰۰

هندسه رودخانه

Standard Step Method در حساب عرض رودخانه

مسئله (20-5) از کتاب Henderson در سیم 87

ریگ محلی ضعیف رودخانه، سیلاب مازاد برای توسعه به سیلاب $3000 \frac{m^3}{Sec}$ دارد شده است. در طول بازه مورد نظر، به سیلاب در کنار محلی اصلی (Main Channel) قرار دارد. هر یک از دو محلی مجاری (Berm, M.C) به شکل مقطع مستطیل مطابق با یکدیگر شکل داده شده، تغییر زوایا شده اند، و اندازه کان عرضی همانند که طول عرض سطح P به محیط آن شده (P) برابر در نظر گرفته. مشخصات هر یک از مقاطع در جدول زیر ارائه شده است:

ردیف	طول (m)	ارتفاع خط العطف از سطح مبدا (m)	Manning (n)	Berm	M.C
(Km)	M.C (B ₁)	Berm (B ₂)	M.C	Berm	M.C
13 + 250	120	110	0.03	16.8	15.3
13 + 750	150	100	0.03	17.0	15.5
14 + 250	130	140	0.03	17.5	15.8
14 + 750	200	90	0.03	18.7	16.9

بین مقاطع 13+250 و 14+250، در هر دو مقطع از دست گرفته شده است.

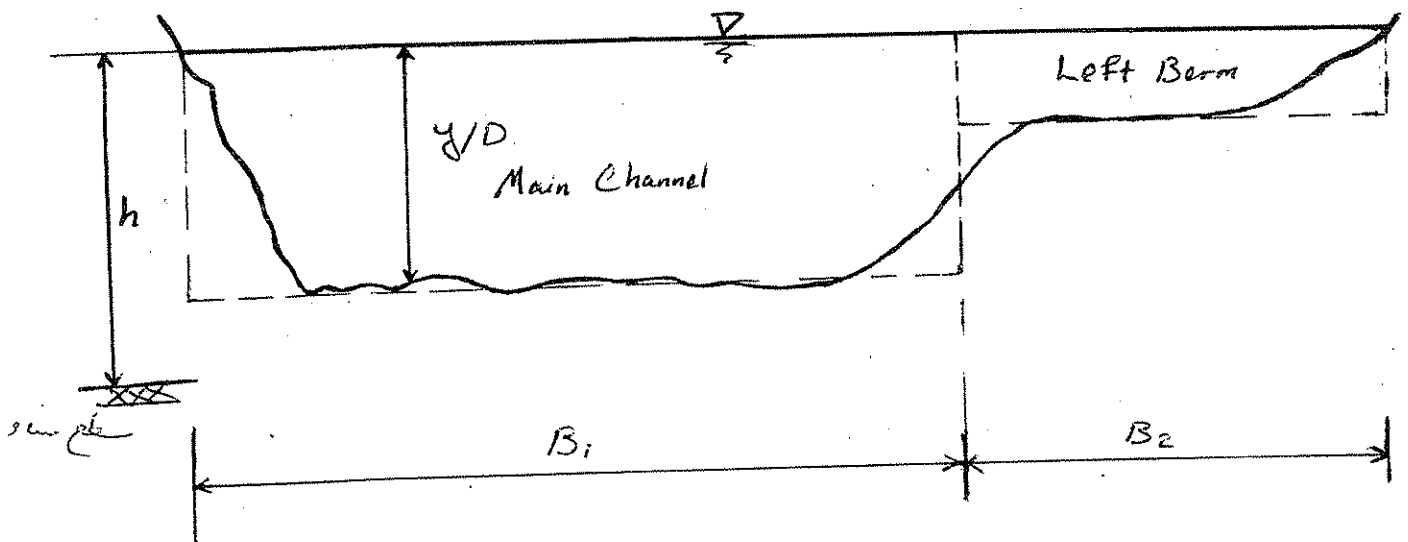
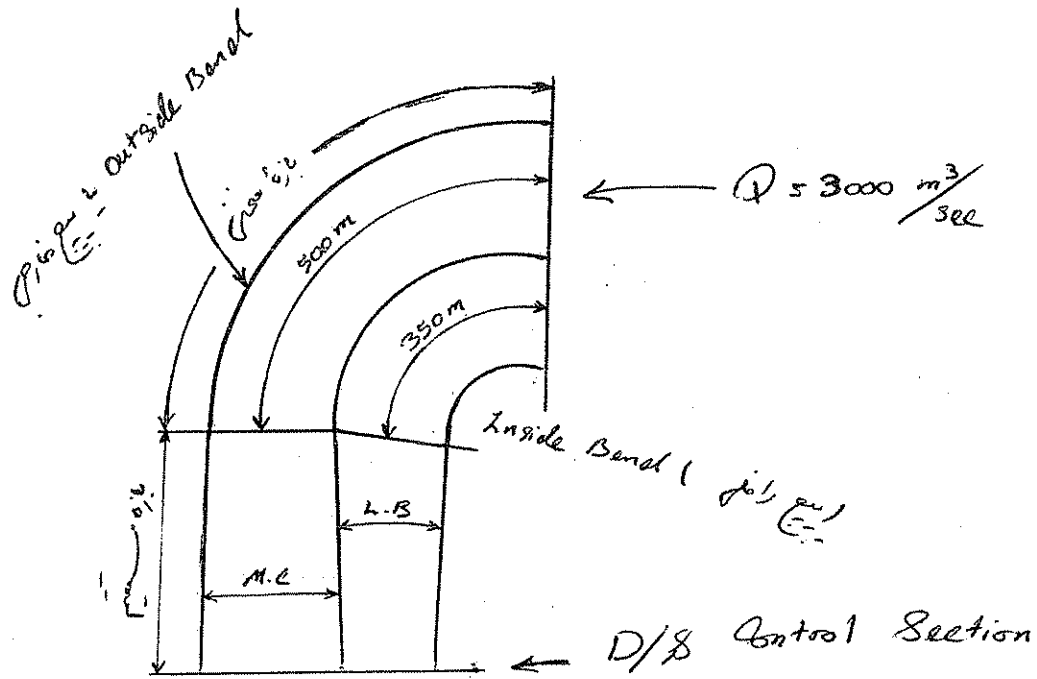
بین مقاطع 14+250 و 14+750، در هر دو مقطع از دست گرفته شده است.

برای Berm (Berm) در کنار رودخانه (M.C) در هر طرف عمق 350 m
 است و مقطع آن 500 m عمق (M.C) در هر طرف است. در این رودخانه در هر طرف
 است و عمق آن 0.2 متر است. در این رودخانه در هر طرف عمق 350 m

در مقطع 13+250 در هر طرف عمق 3000 m³ / sec (river stage) -

در هر طرف عمق 19.5 m است. در این رودخانه در هر طرف عمق 350 m

Standard Step Method در هر طرف عمق 350 m
 در هر طرف عمق 350 m



: نکات

$$h = 19.5 \text{ m}, \quad Q = 3000 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$: \text{نویس } (13+250 - 13+750) \text{ مقطع } Q -$$

: در جدول

$$h_{i+1} = h_i + S_0 \Delta x = h_i + \Delta Z$$

$$= h_i + \text{تغییر ارتفاع} = 19.5 + 0.2 = 19.7 \text{ m}$$

در این مقطع، چون آب در حالت جریان است، باید از معادله انرژی استفاده کرد. در این حالت، معادله انرژی در دو مقطع (مقطع 1 و 2) به صورت زیر نوشته می‌شود:

: در جدول

$$\Delta h = \frac{H_E}{1 - \alpha \left(1 + C_e - \frac{C_b}{2} \right) R_{i+1}^2 + \frac{3 S_{f,i+1} \Delta x}{2 R_{i+1}}}$$

$$H_E = H(\text{calculated}) - H(\text{trial}) = 21.71 - 20.41 = 1.30 \text{ m}$$

$$\therefore \Delta h = \frac{1.30}{1 - 1.25 \left(\frac{3.33^2}{9.81 \times 3.6} \right) + \frac{3 \times 0.00212 \times 500}{2 \times 3.6}} = 1.24 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{در جدول } h = 19.7 + 1.24 = 20.94 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{(\sum A_i)^2}{(\sum K_i)^3} \sum \left(\frac{K_i^3}{A_i^2} \right), \quad K = \frac{AR^{2/3}}{n}$$

8/13

$$H_E = 21.39 - 21.33 = 0.06 \text{ m} > 0.02 \text{ m} \quad \text{: } \text{در حد مجاز}$$

$$\Delta h = \frac{0.06}{1 - 1.24 \left(\frac{2.48^2}{9.81 \times 4.84} \right) + \frac{3 \times 0.0084 \times 500}{2 \times 4.84}} = 0.06 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h = 20.94 + 0.06 = 21 \text{ m} \quad \checkmark \underline{\underline{\text{OK}}}$$

: $\text{موج (13+750 - 14+250)}$ موج
 : در حد مجاز

$$h_{i+1} = h_i + \text{موج (موج)} \approx 21.00 + 0.4 = 21.4 \text{ m} \quad \checkmark \underline{\underline{\text{OK}}}$$

$\Delta x = 500 \text{ m}$: $\text{موج (14+250 - 14+750)}$ موج
 : در حد مجاز

$$h_{i+1} = 21.40 + 1.2 = 22.60 \text{ m}$$

$$H_E = 22.16 - 22.83 = -0.67 \quad \text{: } \text{در حد مجاز}$$

$$\Rightarrow \Delta h = \frac{-0.67}{1 - 1.12 \left(\frac{2.01^2}{9.81 \times 5.14} \right) + \frac{3 \times 0.0045 \times 500}{2 \times 5.14}} = -0.69$$

$$\text{موج} \quad h = 22.60 - 0.69 = 21.91 \text{ m}$$

$$H_E = 22.24 - 22.22 = 0.02 \quad \checkmark \underline{\underline{\text{OK}}}$$

12/10

Standard Step Method $\left(\frac{V_m}{g} \right)^2 = \frac{h_b}{h_e} \left(\frac{V_m}{g} \right)^2$ - 1 step first mass & last mass done -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	
River Sec. (km)	Sub Sec.	Stage h (m)	Z_{channel} (m)	B (m)	D (m)	A (m ²)	P (m)	R (m)	$\frac{2}{3}R$	n	$K \times 10^{-4}$	$\frac{3}{2} \frac{K}{A^2} \times 10^{-8}$	α	V_m (m/s)	F_r^2	$\alpha \frac{V_m^2}{g}$ (m)	(Total) H (m)	$S_F \left(\frac{Q^2}{gA^3} \right)$	Mean S_F	Δx (m)	h_F (m)	h_e (m)	h_b (m)	(Total) H (m)	H_e (m)	
13.25	M.C	19.5	15.3	120	4.2	504	120	4.2	2.60	0.03	4.37	3.29	1.32	3.75	0.41	0.94	20.44									
	L.B		16.8	110	2.7	297	110	2.7	1.94	0.05	1.15	0.17														
	Total			201							5.52	3.46					20.44									
13.75	M.C	19.7	15.5	150	4.2	630	150	4.2	2.60	0.03	5.46	4.10	1.25	3.33	0.31	0.71	20.41								21.71	1.3
	L.B		17.0	100	2.7	270	100	2.7	1.94	0.05	1.05	0.16														
	Total			200		900		3.6			6.51	4.26					20.41									21.71
14.25	M.C	20.94	15.5	150	4.2	816	150	5.44	3.09	0.03	8.40	8.90	1.23	2.48	0.14	0.39	21.33								21.33	0.06
	L.B		17.0	100	2.7	394	100	3.94	2.49	0.05	1.96	0.49														
	Total			200		1,230		4.84			10.36	9.39					21.33									21.33
14.75	M.C	21.00	15.5	150	4.2	825	150	5.50	3.12	0.03	7.65	8.45	1.23	2.45	0.125	0.38	21.38								21.38	0.01
	L.B		17.0	100	2.7	400	100	4.00	2.52	0.05	2.71	0.67														
	Total			200		1,225		4.90			10.36	9.12					21.38									21.38
14.75	M.C	21.40	15.8	130	5.60	728	130	5.60	3.15	0.03	7.65	8.45	1.33	2.35	0.120	0.38	21.72								21.72	0.01
	L.B		17.5	140	3.9	546	140	3.9	2.48	0.05	2.71	0.67														
	Total			200		1,274		4.72			10.36	9.12					21.72									21.72
14.75	M.C	22.60	16.9	200	5.70	1140	200	5.70	3.19	0.03	12.13	13.72	1.12	2.01	0.08	0.23	22.83							0.06	22.76	0.47
	L.B		18.7	90	3.90	351	90	3.90	2.48	0.05	2.07	0.72														
	Total			200		1,491		5.14			14.20	14.44					22.83									22.83
14.75	M.C	21.91	16.9	200	5.01	1002	200	5.01	2.93	0.03	9.78	9.32	1.13	2.32	0.123	0.31	22.22							0.07	22.24	0.02
	L.B		18.7	90	3.21	289	90	3.21	2.18	0.05	1.50	0.40														
	Total			200		1,291		4.45			11.28	9.72					22.22									22.22

DMP

OK

سؤال (۱۱) : متابع در زمانه

سؤال (۱۲) : از متابع عرض در زمانه (شماره M.C , Borm)

سؤال (۱۳) : ارتفاع سطح آب در زمانه (h)

سؤال (۱۴) : ارتفاع خط اعتراف در زمانه از یک سطح مسطح (Z)

سؤال (۱۵) : عرض در زمانه (B)

سؤال (۱۶) : عرض سطح در زمانه (D)

$$D = \frac{A}{B} \approx (h - Z)$$

$$A = B \cdot D = B(h - Z)$$

سؤال (۱۷) : سطح مقطع (A)

$$P \approx B$$

سؤال (۱۸) : سطح در زمانه (P)

$$R = \frac{A}{P}$$

سؤال (۱۹) : سطح در زمانه (R)

$$R^{\frac{2}{3}}$$

سؤال (۱۱۱) : فرمول Manning ، M.C ، Borm

فرمول Manning ، M.C ، Borm در زمانه Δx : $n_{Borm} = n_{actual} \left(\frac{\Delta x_{actual}}{\Delta x_{equivalent}} \right)^{\frac{1}{2}}$

$$(n_{Borm})_{equivalent} = n_{actual} \left(\frac{\Delta x_{actual}}{\Delta x_{equivalent}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

سؤال (۱۱۲) : ضریب انتقال (K)

$$K = \frac{AR^{\frac{2}{3}}}{n}$$

سؤال (۱۱۳) : $\frac{K^3}{A^2}$ (معمولاً α)

سؤال (۱۱۴) : فرمول انتقال در زمانه α

$$\alpha = \frac{(\sum A)^2}{(\sum K)^3} = \sum \left(\frac{K^3}{A^2} \right)$$

3/10

$$V_m = \frac{Q_t}{A_t}$$

معادله (11): سرعت متوسط مقطع (V_m)

$$F_r^2 = \frac{V_m^2 B_T}{g A_T} = \frac{V_m^2}{g \times R}$$

معادله (12): ضریب فرود (F_r^2)

معادله (13): ضریب انرژی α $\propto \left(\alpha \frac{V_m^2}{2g} \right)$

معادله (14): انرژی کل $H = h + \alpha \frac{V_m^2}{2g}$ (تجزیه)

$$\delta_F = \left(\frac{Q}{\Sigma K} \right)^2$$

معادله (15): ضریب خسارت (δ_F)

معادله (16): متوسط ضریب انرژی در مقطع $\delta_{F(m)} = (\delta_{F_i} + \delta_{F_{i+1}}) / 2$

معادله (17): ضریب در مقطع (Δx)

$$h_f = (\delta_F)_{mean} \times \Delta x$$

معادله (18): ارتفاع اصطکاک (h_f)

معادله (19): ارتفاع ضریب انرژی (h_e)

$$h_e = C_e \left[\alpha_i \frac{V_i^2}{2g} - \alpha_{i+1} \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right]$$

معادله (20): ارتفاع ضریب انرژی در مقطع (h_b)

$$h_b = C_b \cdot \frac{1}{2} \left[\alpha_i \frac{V_i^2}{2g} + \alpha_{i+1} \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right]$$

معادله (21): انرژی محاسبه شده $H_{(calculated)}$

$$H_{(calculated)} = H_i + (h_f + h_b + h_e)$$

معادله (22): اختلاف انرژی محاسبه شده و انرژی واقعی $H_{(calculated)}$ و $H_{(Trial)}$

$$H_E = H_{(calculated)} - H_{(Trial)}$$

N/10

محور ۱۵

طول مقطع (متر) $(14 + 250 - 14 + 750)$

- 1) River Sec. : 14.75 (km) $\frac{\text{km}}{\text{m}}$ $14 + 750$
- 2) Sub Sec. : M.C , L.B
- 3) h (ارتفاع) : $h_{i+1} = h_i + \Delta Z = 21.40 + 1.2 = 22.60 \text{ (m)}$
- 4) Z (ارتفاع خط القعر) : $Z_{M.C} = 16.9 \text{ (m)}$, $Z_{L.B} = 18.7 \text{ (m)}$
- 5) B (عرض) : $B_{M.C} = 200 \text{ (m)}$, $B_{L.B} = 90 \text{ (m)}$
- 6) D (عمق) : $D = h - Z \rightarrow D_{M.C} = 22.60 - 16.9 = 5.70 \text{ (m)}$
 $D_{L.B} = 22.60 - 18.7 = 3.90 \text{ (m)}$
- 7) A (مساحت مقطع) : $A = B \cdot D \rightarrow A_{M.C} = 200 \times 5.70 = 1140 \text{ (m}^2\text{)}$
 $A_{L.B} = 90 \times 3.90 = 351 \text{ (m}^2\text{)}$
 $A_{Total} = 1140 + 351 = 1491 \text{ (m}^2\text{)}$
- 8) P (محیط) : $P \approx B \rightarrow P_{M.C} = 200 \text{ (m)}$
 $P_{L.B} = 90 \text{ (m)}$
 $P_{Total} = 200 + 90 = 290 \text{ (m)}$

9/10

$$9) R \text{ (میانگین)} : R = \frac{A}{P} \rightarrow R_{M.C} = \frac{1140}{200} = 5.7 \text{ (m)}$$

$$R_{L.B} = \frac{351}{90} = 3.9 \text{ (m)}$$

$$R_{Total} = \frac{A_{Total}}{P_{Total}} = \frac{1491}{290} = 5.14 \text{ (m)}$$

$$10) R^{\frac{2}{3}} \rightarrow R_{M.C}^{\frac{2}{3}} = 5.70^{\frac{2}{3}} = 3.19$$

$$R_{L.B}^{\frac{2}{3}} = 3.90^{\frac{2}{3}} = 2.48$$

$$11) n \text{ (Manning)} : n_{M.C} = 0.03 \rightarrow n_{L.B} = 0.05 \left(\frac{350}{500} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.042$$

$$n_{L.B} = 0.05 \left(\frac{350}{500} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.042$$

at L.B

$$12) K \text{ (میانگین)} : K = \frac{AR^{\frac{2}{3}}}{n} \rightarrow K_{M.C} = \frac{1140 \times 3.19}{0.03} = 12.13 \times 10^4$$

$$K_{L.B} = \frac{351 \times 2.48}{0.042} = 2.07 \times 10^4$$

$$K_{Total} = K_{M.C} + K_{L.B} = 14.20 \times 10^4$$

$$13) \frac{K^3}{A^2} : \rightarrow \left(\frac{K^3}{A^2} \right)_{M.C} = \frac{(12.13 \times 10^4)^3}{(1140)^2} = 13.72 \times 10^8$$

$$\left(\frac{K^3}{A^2} \right)_{L.B} = \frac{(2.07 \times 10^4)^3}{(351)^2} = 0.72$$

$$\left(\frac{K^3}{A^2} \right)_{Total} = \left(\frac{K^3}{A^2} \right)_{M.C} + \left(\frac{K^3}{A^2} \right)_{L.B} = 14.44 \times 10^8$$

$$14) \alpha \text{ (میانگین)} : \alpha = \frac{(\sum A)^2}{(\sum K)^3} \sum \left(\frac{K^3}{A^2} \right) = \frac{(A_{Total})^2}{(K_{Total})^3} \times \sum \left(\frac{K^3}{A^2} \right)$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{(1491)^2}{(14.20 \times 10^4)^3} \times 14.44 \times 10^8 = 1.12$$

$$15) V_m \text{ (میانگین سرعت): } V_m = \frac{Q_t}{A_t} \rightarrow V_m = \frac{3000}{1491} = 2.01 \text{ (m/s)}$$

$$16) Fr^2: Fr^2 = \frac{V_m^2}{g \cdot R} \rightarrow Fr^2 = \frac{2.01^2}{9.81 \times 5.14} = 0.08$$

$$17) \alpha \frac{V_m^2}{2g}: \rightarrow \alpha \frac{V_m^2}{2g} = 1.12 \times \frac{2.01^2}{2 \times 9.81} = 0.23 \text{ (m)}$$

$$18) H_{(Trial)}: H_{(Trial)} = h_i + \alpha \frac{V_m^2}{2g} = 22.60 + 0.23 = 22.83 \text{ (m)}$$

$$19) S_f: S_f = \left(\frac{Q}{\Sigma K} \right)^2 \rightarrow S_f = \left(\frac{3000}{14.2 \times 10^4} \right)^2 = 0.00045$$

$$20) (S_f)_m: (S_f)_m = \frac{1}{2} (S_{f_i} + S_{f_{i+1}}) = \frac{1}{2} (0.00045 + 0.00084) = 0.00065$$

$$21) \Delta x: \rightarrow \Delta x = 500 \text{ (m)} \quad (\text{M.C. } J_{2.5})$$

$$22) h_f \text{ (سرریز): } h_f = S_m \times \Delta x = 0.00065 \times 500 = 0.32 \text{ (m)}$$

$$23) h_e \text{ (سرریز): } h_e = 0.0 \text{ (m)}$$

$$24) h_b \text{ (سرریز): } h_b = 0.2 \times \frac{1}{2} \left(\alpha_i \frac{V_i^2}{2g} + \alpha_{i+1} \frac{V_{i+1}^2}{2g} \right)$$

$$h_b = 0.2 \times \frac{1}{2} (0.23 + 0.38) = 0.06 \text{ (m)}$$

$$25) H_{(calculated)} \text{ (سرریز): } H_{(calculated)}_{i+1} = H_i + (h_f + h_e + h_b)_{(Trial)}$$

$$= 21.78 + (0.32 + 0 + 0.06)$$

$$= 22.16$$

$$25) H_E \text{ (سرریز): } H_E = H_{(calculated)} - H_{(Trial)} = 22.16 - 22.83$$

$$= -0.67$$

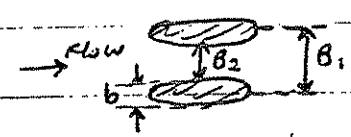
مرکز سازه نمونه انتقالی سازه - پل ۱۳۷۸ (راه شاه ارباب)

۱ جدول زیر، در سه مقطع شمالی از رودخانه سورا، تغییرات محیطی ترسبه (P) و مساحت (A) را با اسل (stage) ارائه میکند. مقطع ۱ در پایین رست رودخانه قرار دارد. در نازه رودخانه، مقاطع عرضی بصورت ساده بوده و Beam ندارند. فاصله بین مقطع ۱ تا ۲ برابر 2000^{ft} و بین مقطع ۲ و ۳ برابر 2300^{ft} است. ضریب زبری Manning برابر 0.035 است. برای شرایطی که $Q = 7500 \text{ cfs}$ باشد، مقدار اسل در مقطع ۱ برابر با 108^{ft} است. تغییر اسل ستاخر در مقاطع ۲ و ۳ رودخانه را محاسب نمایید.

Stage ft اسل	Section ①		Section ②		Section ③	
	P (ft)	A (ft ²)	P (ft)	A (ft ²)	P (ft)	A (ft ²)
107	264	1150	224	900		
108	298	1428	325	675	0	0
109	332	1743	395	1035	105	70
110	355	2086	422	1443	141	193
111			444	1876	170	348
112			466	2330	190	528
113			486	2806	212	729
114			507	3303	230	950
115					248	1189
116					266	1446
117					282	1720
118					300	2011

۲ پایه ها یک پل (Bridge Piers) که فاصله ۱۲ متری از یکدیگر قرار دارند (فاصله مرکز یک Pier تا مرکز Pier دیگر) دارای ۷.۶ متر متر ضخامت می باشند. در فاصله کمی پایین رست پایه ها، سرعت آب در رودخانه برابر ۳ متر در ثانیه و عمق آب برابر ۲.۴۴ متر می باشد. برای حالات زیر، اقدامات محقق آب را در مازات پل (تقاطع تصویر پایه ها) محاسب نمایید.

الف) با کاربرد اصل مونتگم، رابطه (7-33) از کتاب Henderson را بدست آورید و با استفاده از رابطه $K = \frac{C_D(1-\sigma)}{2}$ ، $\sigma = \frac{B_2}{B_1}$ برای دو حالت $C_D = 2$ و $C_D = 2.5$



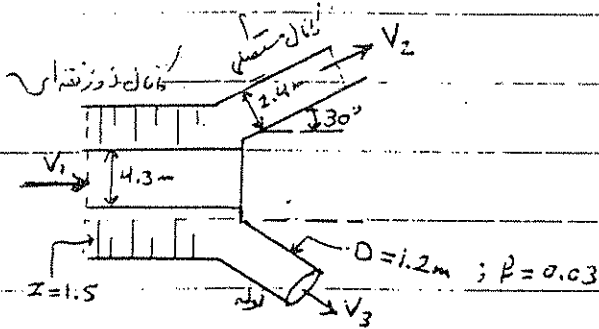
ب) با استفاده از رابطه Yarnell (رابطه (7-34) از کتاب Henderson) برای سه حالت $K = 0.9$ و $K = 1.05$ ، $K = 1.25$

* $K = \text{ضریب نیروی آب مثل Pier}$

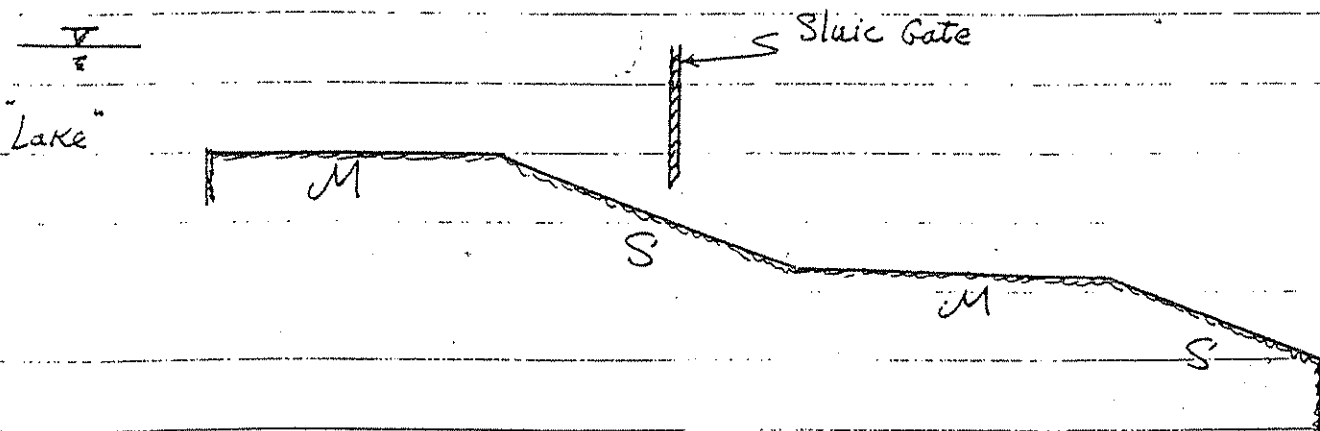
۳) یک کانال ذوزنقه‌ای شکل با عرض کف ۴.۳ متر، سبب جانبی (۱.۵H:۱V) که در آن آب با دبی ۱۲.۷ متر مکعب در ثانیه جریان دارد، به دو قسمت بشرخ زیر تقسیم می‌شود. الم (۱) کانال مستطیل شکل با دبی ۹.۱ متر مکعب در ثانیه، عرض کف ۲.۴ متر و عمق آب ۰.۶۱ متر و با امتداد کانال ذوزنقه‌ای زاویه ۳۰° می‌سازد. (ب) فوله‌ای به قطر ۱.۲ متر که با امتداد کانال ذوزنقه‌ای شکل زاویه ۴۵° می‌سازد. طول این فوله برابر ۴.۵۷ متر و اختلاف ارتفاع ابتدای و انتهای آن برابر ۳.۳۵ متر می‌باشد.

فشار دینامیکی آب در خروجی از این فوله برابر ۲.۷ آکسفورد می‌باشد.

سطح بالایی فوله پایین تر از سطح آب در کانال ذوزنقه‌ای بوده و بنابراین آب در فوله بصورت پند در جریان است. ضریب اصطکاک دارسی - ویزباخ (f) فوله برابر ۰.۰۳ می‌باشد. برآیند نیروی وارده بر این سازه را محاسبه کنید.



۴) پروفیل سطح آب در کانال شکل زیر رسم بخورده و نامگذاری کنید.



نظر افزار هیدرولیک رودخانه - انجمن مهندسان ارتش آمریکا (USACE)

U.S.
Army
CORPS of Engineers.

HEC-RAS

Hydrologic
Engineering
Center

River
Analysis
system

فصل ۱

مقدمه

به سیستم تحلیل رودخانه انجمن مهندسان ارتش آمریکا (HEC-RAS) که توسط مرکز مهندسی هیدرولوژی تهیه شده است، خوش آمدید. این نرم افزار برای شما امکان انجام محاسبات یک بعدی در حالت جریان ماندگار و غیرماندگار را فراهم می آورد. محاسبات انتقال رسوب در نسخه بعدی افزوده خواهد شد.

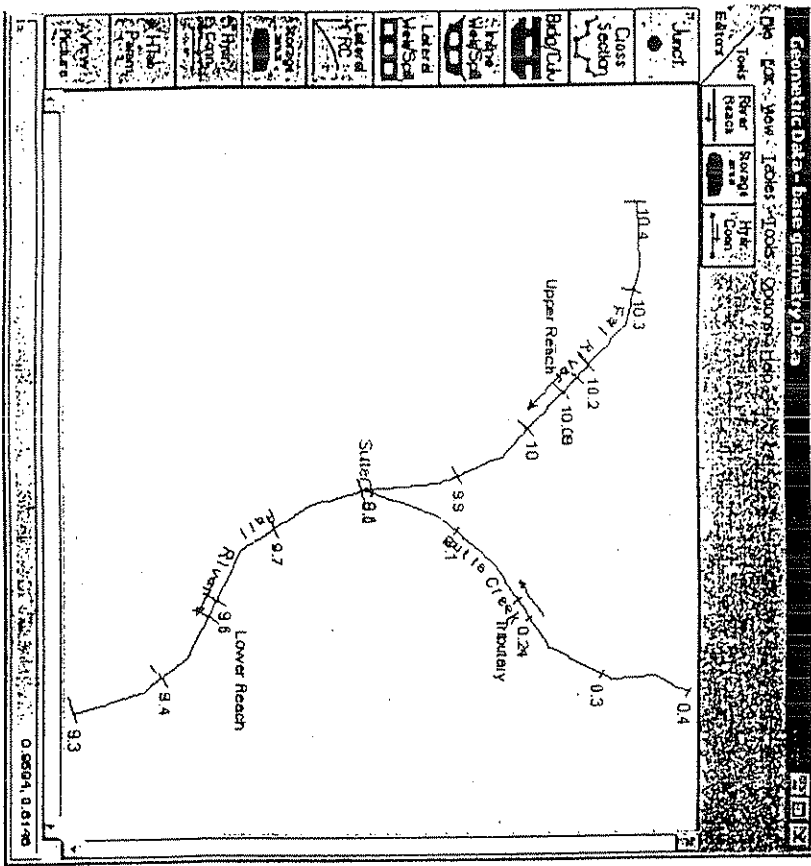
سیستم مدل سازی HEC-RAS بعنوان بخشی از "تولید آتی" (Nex Gen) نرم افزار مهندسی هیدرولوژی مرکز مهندسی هیدرولوژی توسعه یافته است. پروژه تولید آتی در بردارنده چندین جنبه از مهندسی هیدرولوژی نظیر: تحلیل بارش - رواناب؛ هیدرولیک رودخانه؛ شبیه سازی سیستم مخزن؛ تحلیل خسارت سیلاب؛ و پیش بینی بلادرنگ رودخانه برای عملکردهای مخزن می باشد. در این فصل فلسفه کلی HEC-RAS تشریح گردیده و مرور مختصری بر قابلیت های سیستم مدل سازی ارائه می شود. توضیحاتی درباره مستندات HEC-RAS و نیز مروری کلی بر این راهنما بیان می گردد.

مدرجات

- فلسفه کلی سیستم مدل سازی
- مروری بر قابلیت های برنامه
- مستندات HEC-RAS
- مروری بر این راهنما

وارد کردن داده های هندسی

کارآمدی، وارد کردن داده های هندسی مورد نیاز است که شامل اطلاعات اتصال برای سیستم آبراهه (دلیج شمشیک سیستم رودخانه)، داده های مقاطع عرضی و داده های ستاره های هندرولیکی (پل ها)، کلورت ها، پدیمها و غیره) است. می بایست داده های هندسی با انتخاب گزینه Geometric Data از منوی Edit در پنجره اصلی HEC-RAS وارد می شوند. پس از انتخاب این گزینه، پنجره داده های هندسی همانند شکل ۲-۳ پدیدار خواهد گردید (مکانی که این صفحه برای یک پروژه جدید برای اولین بار احضار می شود، این صفحه خالی خواهد بود).



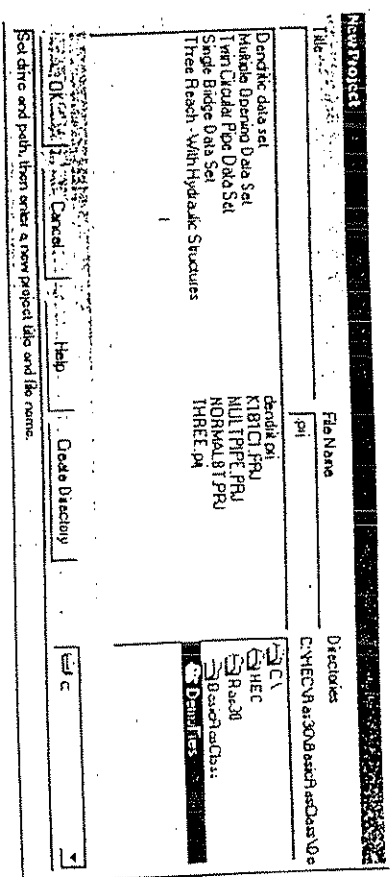
شکل ۲-۳: پنجره داده های هندسی

برنامه الزام HEC-RAS

- وارد کردن داده های جریان و شرایط مرزی
- انجام محاسبات هندرولیکی
- مشاهده و چاپ نتایج

شروع یک پروژه جدید

اولین گام در ایجاد یک مدل هندرولیکی با HEC-RAS عبارتست از تعیین شاخه ای که می خواهید در آن کار کنید و وارد کردن یک عنوان برای پروژه جدید. برای شروع یک پروژه جدید، به منوی File در پنجره اصلی HEC-RAS رفته و New Project را انتخاب نمایید. با این کار پنجره New Project همانند شکل ۲-۴ احضار خواهد شد.



شکل ۲-۴: پنجره پروژه جدید

مانگونه که در شکل ۲-۴ نشان داده شده است، شما باید ابتدا درایو و مسیری که می خواهید در آن کار کنید را انتخاب کرده (برای انتخاب عملی یک مسیر، شما باید بر روی شاخه مورد نظر در کنار شاخه دایر کلیک کنید) و سپس عنوان پروژه و نام فایل را وارد نمایید. نام فایل پروژه باید دارای پسوند ".prj" باشد، کارر مجاز به تغییر این پسوند نمی باشد. پس از وارد کردن کلیه اطلاعات، برای پذیرش آنها دکمه OK را فشار دهید. پس از فشار دادن دکمه OK، یک کادر پیام با عنوان پروژه و شاخه ای که پروژه باید در آن قرار بگیرد، پدیدار خواهد شد. اگر این اطلاعات صحیح هستند، دکمه OK را فشار دهید. اگر اطلاعات صحیح نیستند، دکمه Cancel را فشار داده تا به پنجره New Project باز گردید.

توجه: قبل از وارد کردن داده های هندسی و داده های جریان، کارر باید سیستم واحدهای مورد نظر خود (متریک یا انگلیسی) را انتخاب نماید. این امر توسط انتخاب Unit System از منوی Options پنجره اصلی HEC-RAS صورت می پذیرد.

EM 1110-2-1416
15 Oct 93

key features of the flow and the boundary movement. The usual approach is to start with the same geometry that was developed for fixed bed calculations. Note that, as most fixed bed data sets are prepared to analyze flood flows, they may be biased towards constrictions such as bridges and deficient of reach-typical sections that are important for long term river behavior. There may also be cases when some of these cross sections must be eliminated from the data set to preserve model behavior, such as at deep bends or junctions where the shape is

molded by turbulence and not one-dimensional sediment transport, but those are usually exceptions.

b. *River mile.* Show the cross sections on a map, as in Figure 7-4, for future reference. Use of river mile as the cross section identification number is recommended. It is much easier to use or modify old data if the cross sections are referenced by river mile rather than an arbitrary section number.

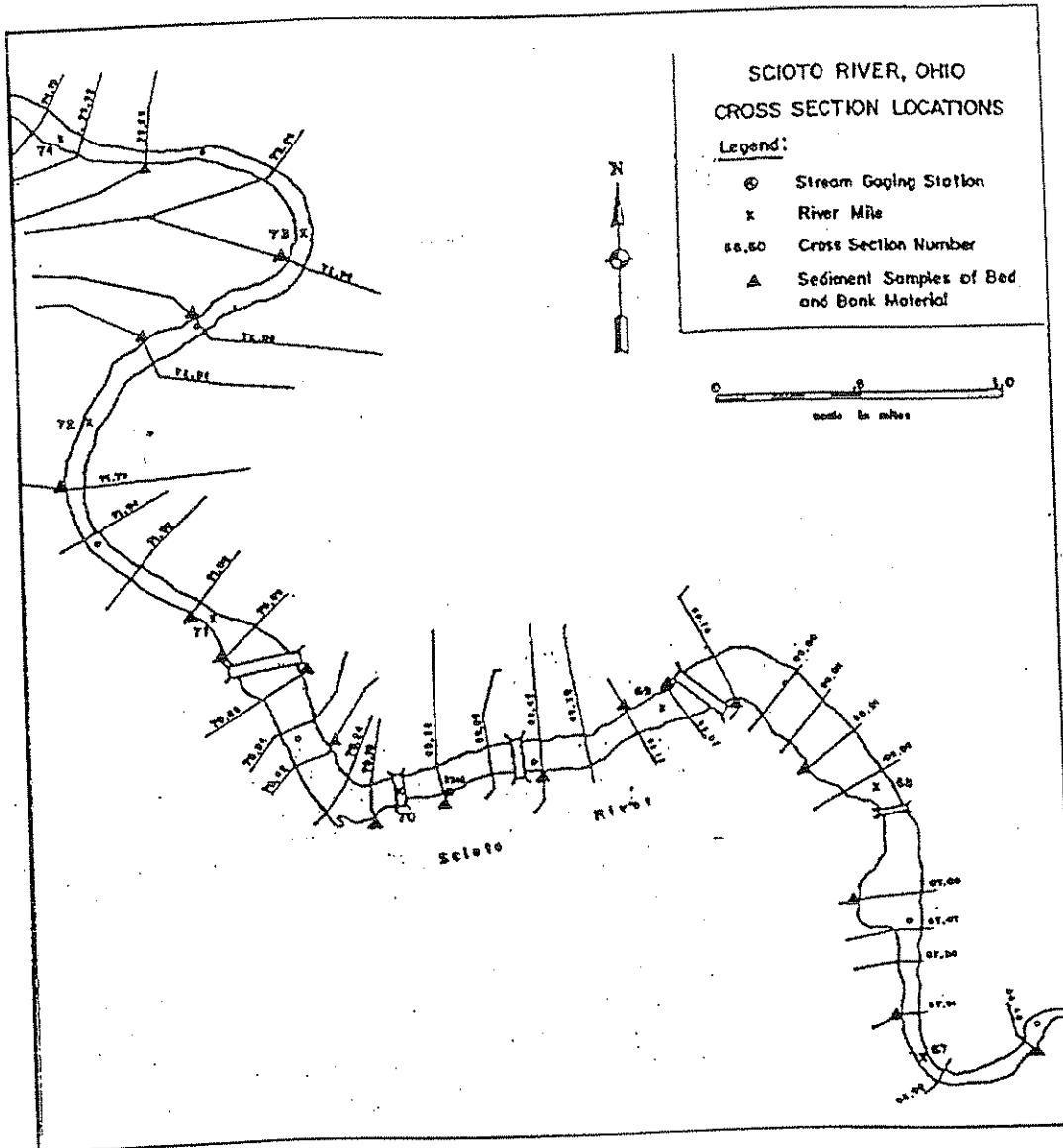
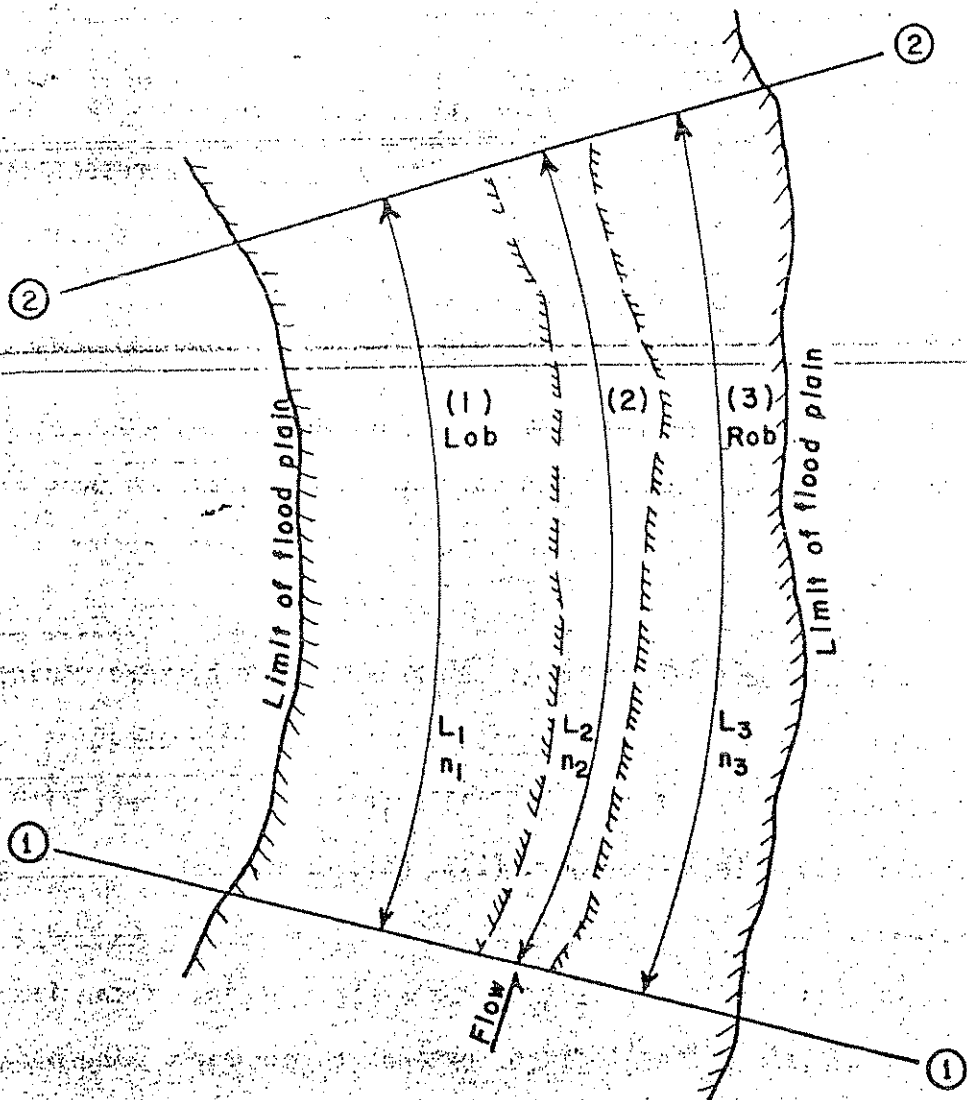


Figure 7-4. Cross section locations

7-6



5.02 Distribution of reach lengths and n-values

The strips subdivide the cross sections into portions called subsections. These subsections form the basic framework from which distributed properties are converted to averages for use in the energy equation. In the general case, three strips or subsections are not

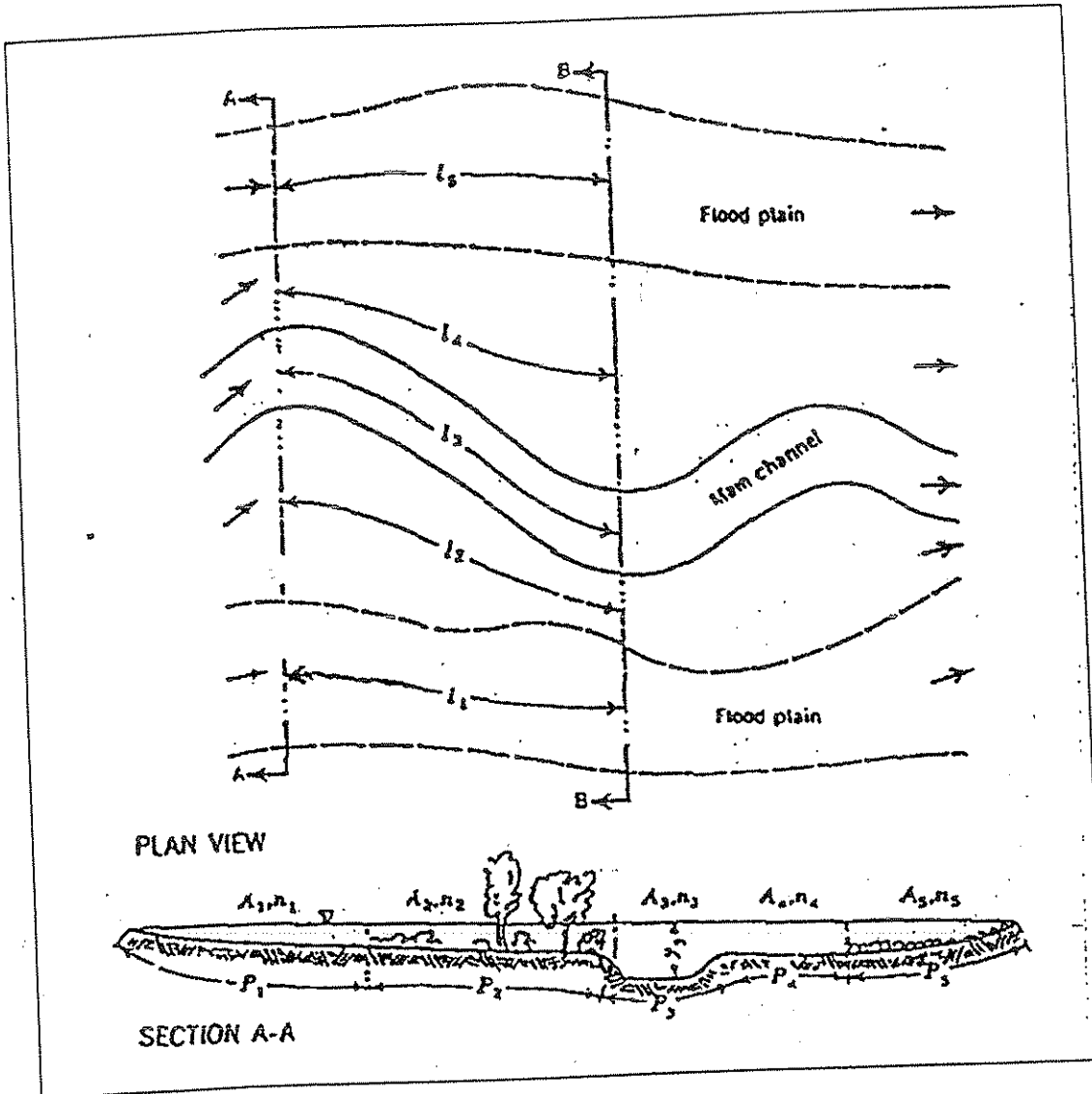


Figure 6-4. Compound channel with laterally varying Roughness and flow depth

پروژه محاسبات پروفیل سطح آب در تعیین حد بسته سیلاب در روزخانه نازلو
با استفاده از مدل کامپیوتری HEC-RAS

۱/۱۱

در یک بازه از روزخانه نازلو (ارومیه) طول تقریبی ۵۳۰ متر - در محدوده
پل نازلو (جاده ارومیه - سرو) ،

۹ مقطع عرضی محور برداشته عمومی روزخانه نقشه برداری شده است. (جدول ۱ و ۲، شکل ۱).
محضات پل نازلو برداشت شده است (جدول ۳).
تقاطع پل در جریان در بازه مورد نظر در جدول (۴) ارائه شده است.
جریان در بالارست پل و پایین رست پل بصورت طبیعی زیر جریان است. ولی در محدوده پل
جریان خفیف از دهانه (در محل آبشارها بعد از پل) فوق جریان شده و سپس جریانی
تکسیر شده و مجدداً زیر جریان می‌گردد. (جریان مختلط : Mixed flow).

تقاطع کنترل پایین رست (مقطع ۸۱) است
تقاطع کنترل بالارست (مقطع ۸۹) است در شکل (۱) و (۲) ارائه شده است.
ضریب زیرین ماسینگ برای روزخانه معادل $n=0.033$ از زیربانی شده است.
تقاطع روزخانه صورت ساده و سوار بستری شن در رست و ملوه سنگ است.

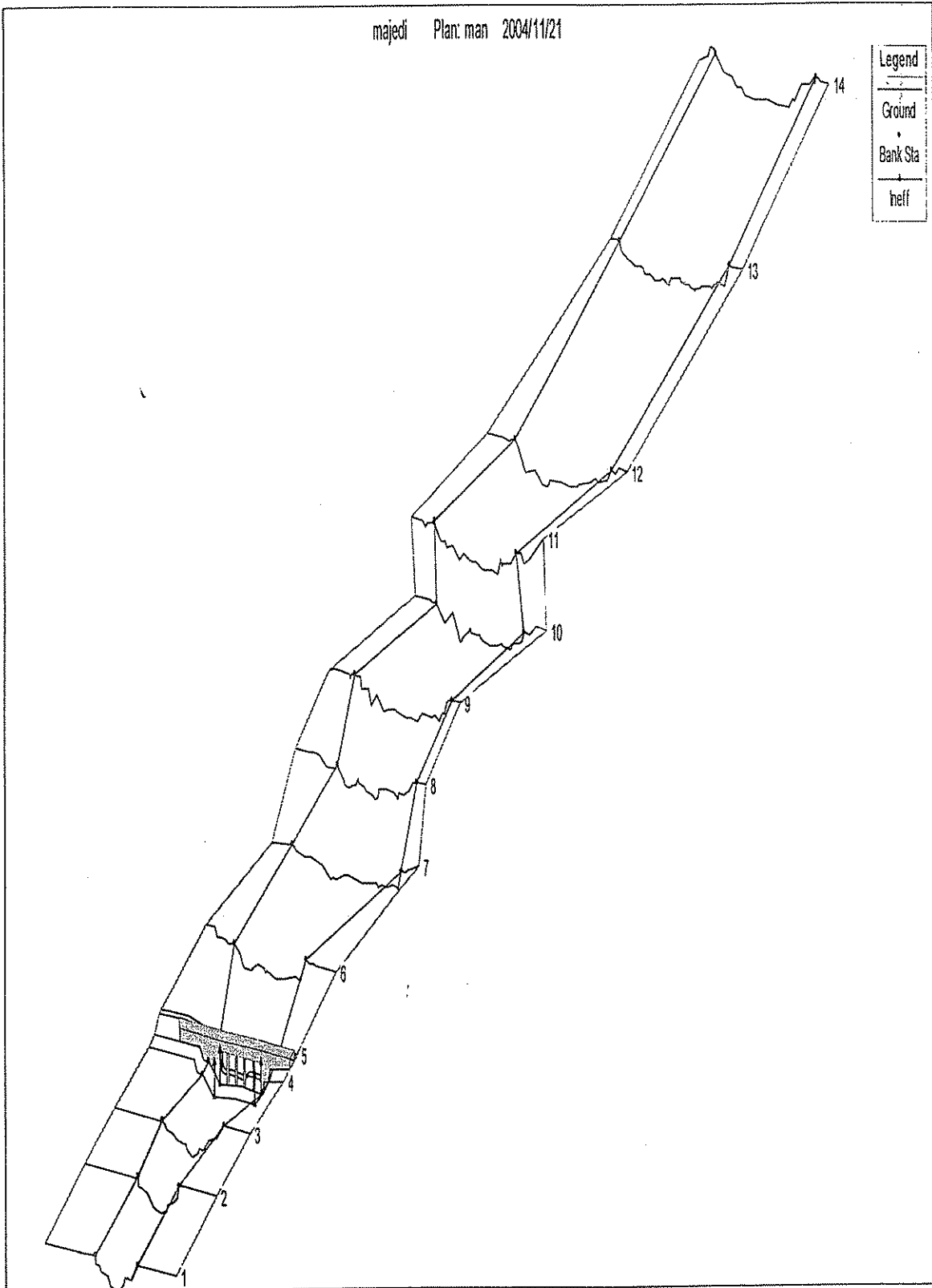
برای جریان سیلاب با ظرفیت $Q=150 \text{ m}^3/\text{s}$ در بازه نازلو ،
محاسبات پروفیل سطح آب را با مدل HEC-RAS بر اساس شرایط جریان پایدار
(Steady Flow) و شرایط جریان مختلط (Mixed flow) انجام دهید.

جدول محاسب پارامترهای مهم هیدرولیکی را در مقاطع مختلف بازه ارائه کنید.
پلان و مقاطع عمودی روزخانه را با نمایش ارتفاع سطح آب و محدوده پیش‌رود
بسته سیلاب ۱۵۰ متر مکعب بر ثانیه ارائه نمایید.

* برای سنجایی مقاطع عمودی ، حداکثر فاصله دو مقطع عمودی ۵۰ متر باشد.

۲۰
۱۴

شکل (۱) : پلان رودخانه نازلو در بازه پل نازلو





جدول (۱): مقاطع عرضی در بازه نازلو - رودخانه نازلو (بازه ما بین پل نازلو و بند انحرافی شهید کشتگر)

شماره	S 2		اشل (3)
	فواصل از چپ (m)	ارتفاع نسبت به مبدا (m)	ملاحظات
1	0.00	1344.764	ساحل چپ
2	45.17	1344.764	
3	50.48	1344.724	
4	52.00	1344.725	L.B.
5	53.57	1343.324	
6	60.46	1342.664	
7	66.89	1342.394	
8	68.27	1341.684	
9	70.17	1341.584	
10	75.00	1341.414	Talweg
11	80.00	1341.434	محور C.L.
12	82.74	1341.564	
13	86.42	1341.684	
14	88.20	1342.074	
15	89.50	1342.274	
16	95.00	1343.004	
17	100.70	1343.284	L-Road
18	105.70	1343.564	R-Road
19	106.00	1344.504	R.B. & IERB
20	109.67	1344.294	
21	118.66	1344.204	
22	178.00	1344.204	ساحل راست

شماره	S 1		ملاحظات
	فواصل از چپ (m)	ارتفاع نسبت به مبدا (m)	
1	0.000	1344.344	ساحل چپ
2	52.20	1344.344	L.B.
3	56.39	1343.494	
4	60.49	1342.674	
5	67.10	1342.864	
6	70.00	1342.664	
7	71.40	1342.024	
8	74.5	1341.504	
9	77.50	1341.334	
10	78.20	1341.234	Talweg
11	84.92	1341.374	محور C.L.
12	88.31	1341.504	
13	90.04	1341.624	
14	92.92	1342.404	
15	101.42	1342.654	
16	103.70	1343.284	L-Road
17	108.70	1343.334	R-Road
18	109.07	1344.274	R.B. & IERB
19	125.53	1344.064	
20	177.00	1344.064	ساحل راست

اصطلاحات مربوط به جدول (۱)

1 :
2 : L-Road = سمت چپ جاده
3 : R-Road = سمت راست جاده
4 : C-Road = وسط جاده
5 : L.B. = دیواره چپ رودخانه
6 : R.B. = دیواره راست رودخانه
7 : Talweg = خط القعر
8 : IELB = دیواره چپ برای جریان های غیر موثر
9 : IERB = دیواره راست برای جریان های غیر موثر
10 : C.L. = محور رودخانه
11 : S = Section = مقطع

۴
/ ۱۴

المانه جدول (۱)

S 4		مقطع پایین دست پل	
شماره	فواصل از چپ (m)	ارتفاع نسبت به میدا (m)	
1	0.00	1347.50	
2	27.93	1346.94	
3	28.50	1345.85	L.B.
4	40.68	1344.15	
5	68.89	1344.23	
6	101.11	1343.93	
7	115.00	1346.00	
8	115.97	1345.88	
9	116.48	1345.94	N.C.C.
10	119.98	1345.91	
11	125.00	1347.27	R.B.
12	185.00	1347.27	

S 3		ملاحظات	
شماره	فواصل از چپ (m)	ارتفاع نسبت به میدا (m)	
1	0.00	1345.614	
2	27.37	1345.614	
3	36.00	1345.594	L.B.
4	46.11	1344.194	
5	56.32	1343.594	
6	65.86	1342.474	
7	70.21	1342.504	
8	72.30	1342.124	
9	77.50	1341.284	Talweg
10	79.11	1341.454	
11	81.30	1341.584	محور C.L.
12	85.39	1342.054	
13	86.74	1342.144	
14	88.05	1342.604	
15	99.54	1342.734	
16	106.32	1343.204	
17	108.50	1343.514	L-Road
18	113.50	1343.584	R-Road=R.B.
19	119.29	1344.574	IERB
20	120.46	1344.304	
21	127.99	1344.294	
22	184.50	1344.294	



0/11

ارائه جدول (1)

S 6			
شماره	فواصل از چپ (m)	ارتفاع نسبت به مبدا (m)	ملاحظات
1	0.00	1346.624	
2	27.00	1346.624	L-Road
3	32.00	1346.724	R-Road
4	36.20	1346.624	
5	41.80	1347.014	L.B. & IELB
6	49.36	1344.764	
7	56.38	1344.884	
8	72.35	1344.484	
9	79.56	1344.354	
10	83.00	1344.164	Talweg
11	87.05	1344.244	C.L. محور
12	89.25	1344.524	
13	96.49	1344.724	
14	98.91	1344.414	
15	100.28	1344.994	
16	108.37	1345.264	
17	113.46	1344.844	
18	116.38	1344.634	
19	119.29	1344.334	
20	122.94	1344.314	
21	126.31	1344.334	
22	128.49	1344.544	
23	130.11	1344.734	
24	133.40	1345.524	
25	134.81	1345.974	
26	142.00	1346.614	R.B. & IERB
27	150.70	1346.364	
28	154.50	1346.734	L-Road
29	161.00	1346.724	R-Road
30	165.46	1346.654	
31	168.43	1347.734	
32	180.50	1347.734	

مقطع بالادست پل			
شماره	فواصل از چپ (m)	ارتفاع نسبت به مبدا (m)	ملاحظات
1	0.00	1347.55	
2	8.50	1347.56	L-Road
3	20.00	1347.49	R-Road
4	29.00	1346.25	L.B
5	42.00	1345.13	
6	47.15	1344.48	
7	65.20	1344.56	
8	72.00	1344.02	Talweg
9	91.54	1344.27	C.L. محور = 78
10	96.85	1343.97	
11	98.50	1344.06	
12	103.15	1344.30	
13	110.00	1345.60	R.B.
14	117.00	1346.52	
15	132.00	1348.03	L-Road
16	142.00	1348.44	
17.00	187.00	1348.44	



9/1/14

اداره جدول (1)

S 8			
شماره	فواصل از چپ (m)	ارتفاع نسبت به مبدا (m)	ملاحظات
1	0.00	1347.064	
2	13.50	1347.064	L-Road
3	18.50	1346.914	R-Road
4	22.92	1346.034	L.B. =19
5	30.70	1345.374	
6	37.08	1345.374	
7	38.14	1344.844	
8	40.16	1344.944	
9	43.58	1345.384	
10	54.37	1345.424	
11	64.69	1345.294	
12	65.72	1344.884	
13	66.90	1344.414	
14	70.02	1344.104	Talweg
15	73.61	1344.504	
16	77.34	1344.624	
17	82.32	1344.794	
18	85.03	1345.174	
19	93.50	1345.334	محور C.L.
20	94.68	1345.704	
21	95.27	1345.574	
22	96.79	1345.044	
23	102.27	1344.984	
24	103.79	1344.634	
25	107.87	1344.534	
26	111.99	1344.624	
27	113.84	1345.094	
28	120.33	1346.244	
29	122.33	1346.614	IERB
30	124.36	1346.134	
31	137.95	1346.184	
32	147.27	1347.264	R.B. =145.5
33	149.00	1347.084	L-Road
34	155.00	1347.114	R-Road
35	160.20	1347.104	
36	180.60	1347.104	

S 7			
شماره	فواصل از چپ (m)	ارتفاع نسبت به مبدا (m)	ملاحظات
1	0.00	1348.16	
2	15.00	1347.44	
3	17.50	1347.14	L-Road
4	20.00	1347.08	CL-Road
5	23.50	1347.20	R-Road
6	24.50	1346.97	L.B.
7	28.23	1345.32	
8	30.88	1345.44	
9	35.01	1345.49	
10	42.81	1345.26	
11	45.04	1345.05	
12	50.28	1345.19	
13	55.79	1344.88	
14	58.39	1345.17	
15	78.25	1344.74	
16	97.54	1345.27	
17	103.38	1345.23	
18	114.00	1344.56	محور C.L.
19	117.83	1344.63	
20	122.50	1344.20	Talweg
21	133.15	1345.52	
22	149.16	1346.12	
23	157.51	1345.87	R.B. =168
24	169.50	1346.61	L-Road
25	172.50	1346.77	CL-Road
26	175.50	1346.79	R-Road & IERB
27	179.02	1346.71	
28	203.00	1346.41	



ادامه جدول (1)

شماره	S 10 فاصل از چپ (m)	ارتفاع نسبت به مبدا (m)	ملاحظات
1	0.00	1348.014	
2	13.80	1348.014	
3	22.70	1346.994	L-Road
4	27.70	1346.994	R-Road
5	29.60	1347.004	L.B.
6	32.69	1346.034	
7	36.78	1345.864	
8	44.80	1345.554	
9	46.77	1345.214	
10	48.75	1344.824	
11	51.21	1345.084	
12	55.24	1344.904	
13	59.62	1345.094	
14	60.55	1345.354	
15	64.93	1345.064	
16	70.50	1344.854	
17	78.50	1344.644	محور C.L.
18	81.19	1344.864	
19	86.01	1345.014	
20	89.81	1345.314	
21	90.64	1345.624	
22	93.78	1345.374	
23	102.01	1345.564	
24	103.56	1345.914	
25	104.69	1345.594	
26	111.48	1345.054	
27	113.00	1344.734	
28	115.80	1344.444	
29	116.83	1344.364	Talweg
30	118.04	1344.524	
31	119.81	1345.024	
32	123.04	1345.684	
33	127.83	1347.094	IERB
34	139.07	1345.704	
35	141.73	1346.134	R.B.=149.5
36	150.50	1347.564	L-Road
37	156.50	1347.634	R-Road
38	159.50	1347.794	
39	180.0	1347.794	

شماره	S 9 فاصل از چپ (m)	ارتفاع نسبت به مبدا (m)	ملاحظات اشل (2)
1	0.00	1347.52	
2	10.80	1347.52	L-Road
3	13.30	1347.47	CL-Road
4	15.80	1347.40	R-Road
5	18.70	1347.21	L.B.
6	21.29	1346.03	
7	24.29	1345.99	
8	28.80	1345.03	
9	34.79	1345.51	
10	38.29	1345.27	
11	40.30	1345.22	
12	52.79	1345.39	
13	59.50	1344.37	Talweg
14	68.29	1344.60	
15	74.00	1344.50	
16	87.35	1344.88	محور C.L.
17	89.58	1345.11	
18	99.10	1344.80	
19	104.83	1344.55	
20	114.76	1345.88	
21	122.86	1344.81	
22	126.76	1346.37	IERB
23	136.79	1346.12	
24	138.01	1347.33	R.B.
25	142.50	1347.27	L-Road
26	145.50	1347.39	CL-Road
27	148.50	1347.40	R-Road
28	150.12	1347.37	
29	152.04	1346.89	
30	152.86	1347.39	
31	174.43	1347.41	
32	180.60	1347.22	

جدول (۲): مشخصات مقاطع عرضی در بازه نازلو - رودخانه نازلو

ملاحظات	ضریب زیری مانینگ (n)		فاصله دیواره از سمت چپ برای جریان های غیر موثر (m)		فاصله دیواره از ساحلی از چپ (m)		فاصله از سمت چپ (m)			تعداد نقاط برداشتی در هر مقطع عرضی		فاصله از مقطع پایین دست		موقعیت		دریچه شماره مقطع عرضی		
	LOB	Channel	ROB	چپ IELB	راست IERB	L.D.	R.D.	دیواره چپ (L.B.)	خط القعر (Talweg)	راست (R.B.)	مقطع عرضی	ساحل چپ LOB	ساحل محور ROB	طول	عرض (m)			
																	C.L.	دیواره
	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33				
دریچه کنترل پایین دست درسدل																		
مقطع کنترل پایین دست بازه R102 - (۳)	0.33	0.33	0.33	-	109.0			52.2	78.2	109	20	0	0	0	0	0	0	S1
مقطع اشل (۳)	0.33	0.33	0.33	-	106.0			52.0	75.0	106.9	22	72.6	73.3	71.6	73			S2
	0.33	0.33	0.33	-	119.3			36.0	81.30	113.5	22	69.3	53	45.3	126			S3
مقطع پایین دست پل	0.33	0.33	0.33	49.5	105.6			31.0	-	125.0	12	47.1	48.2	47.3	174			S4
پل نازلو	0.33	0.33	0.33	-	-			-	-	-	-	-	-	-	189			محور
مقطع بالا دست پل	0.33	0.33	0.33	47.5	103.2			29.0	78.00	110.0	17	24.5	24.5	24.5	199			S5
	0.33	0.33	0.33	41.8	142.0			41.8	87.05	142.8	32	75	85	67.1	284			S6
	0.33	0.33	0.33	-	175.5			24.5	114.0	168.0	28	98.6	93.5	100	377			S7
	0.33	0.33	0.33	-	122.3			19.0	93.50	145.5	36	22.5	78.3	111	455			S8
مقطع اشل (۲) - R92	0.33	0.33	0.33	-	126.8			18.7	87.35	138.0	32	71.3	71.8	72.4	527			S9
	0.33	0.33	0.33	-	127.8			29.6	78.50	149.5	39	83.1	75.4	67.5	603			S10
	0.33	0.33	0.33	33.5	149.0			37.0	70.50	149.0	33	58.7	63.3	72.7	666			S11
	0.33	0.33	0.33	-	-			22.4	91.50	151.0	27	114	84.9	51.3	751			S12
	0.33	0.33	0.33	-	-			17.9	112.7	170.1	47	144	191	234	948			S13
آخرین مقطع مدل R80A	0.33	0.33	0.33	-	160.2			17.9	101.3	155.5	29	190	171	157	1113			S14

جدول (۳): مشخصات مربوط به پل نازلو- رودخانه نازلو

پارامترها	مقادیر	توضیحات
Distance	4.2 (m)	فاصله بین وجه بالادست عرشه پل و مقطع عرضی بلافاصله بالادست پل
Width	8.6 (m)	پهنای عرشه پل در امتداد رودخانه
High Chord	1348.58 (m)	ارتفاع سطح فوقانی عرشه پل
Low Chord	1347.28 (m)	ارتفاع سطح پایینی عرشه پل
Pier Width	2.0 (m)	عرض پایه پل
Coef Drag (Cd)	1.33	ضریب کششی (برشی)
Pier Shape Coeff.	0.90	ضریب شکل پایه ها
Pier Skew angle	15 (Degree)	زاویه پایه پلها نسبت به عرشه پل
Max Submergence	0.95	حداکثر نسبت استغراق مجاز
Weir Coeff.	2.6	ضریب جریان سرریز شونده از روی عرشه پل در معادله استاندارد
Weir Crest Shape	Broad crested	نوع عرشه پل به عنوان سرریز(سرریز تخت)
Use Equation for Bridge	Energy	معادلاتی که برنامه برای محاسبات جریان در محل پل استفاده می کند و روش مومتم به عنوان مناسب نهایی مورد استفاده قرار گرفته است.
	Momentum	
	Yarnell	
	WSPRO	

ادامه جدول (۳)

فاصله مرکز به مرکز پایه پل های پل نازلو	
از دیواره چپ تا پایه ۱	۱۰٫۶ m
از پایه ۱ تا پایه ۲	۱۱٫۶ m
از پایه ۲ تا پایه ۳	۱۱٫۶ m
از پایه ۳ تا پایه ۴	۱۱٫۶ m
از پایه ۴ تا دیواره راست	۱۰٫۶ m

جدول (۱): جریانهای مختلف در بازه پل نازلو - رودخانه نازلو

شماره	دبی (m ³ /s)	جریانهای مختلف در شرایط طبیعی و موجود	ملاحظات
1	28.8	جریان پر آبی شاهد	
2	60	سیل ۱,۲ ساله (تحلیل مهندس خانی)	
3	77	سیل ۱,۵ ساله (تحلیل مهندس خانی) احتمال وقوع جریان روزانه ۹۹ در صد (گزارش سد مخزنی نازلو)	
4	85	سیل ۲ ساله - گزارش سد مخزنی نازلو دبی اوج هیدرو گراف مصنوعی سیل ۲ ساله (گزارش سد مخزنی نازلو)	
5	100	سیل متوسط ۲ ساله - تعدادی از گزارشات موجود احتمال وقوع جریان روزانه ۹۹,۷ در صد (گزارش سد مخزنی نازلو)	
6	110	میانگین سیل متوسط دوره آماری ۴۳ ساله (۱۳۷۷-۱۳۷۸)	
7	150		
8	180		
9	190	حداکثر ظرفیت انتقال بازه پایین دست پل نازلو	ظرفیت انتقال جریان مقطع (S ۱)
10	210		ظرفیت انتقال جریان مقطع (S ۲)
11	250		
12	280	حداکثر ظرفیت انتقال بازه بالا دست پل نازلو	ظرفیت انتقال جریان مقطع (S ۷)
13	290		
14	300		ظرفیت انتقال جریان مقطع (S ۸)
15	350		ظرفیت انتقال جریان مقطع (S ۶)
16	370		ظرفیت انتقال جریان مقطع (S ۹)
17	400		ظرفیت انتقال جریان مقطع (S ۱۰ و S ۱۳)
18	450		
19	500		
20	730	حداکثر مطلق ظرفیت پل نازلو	

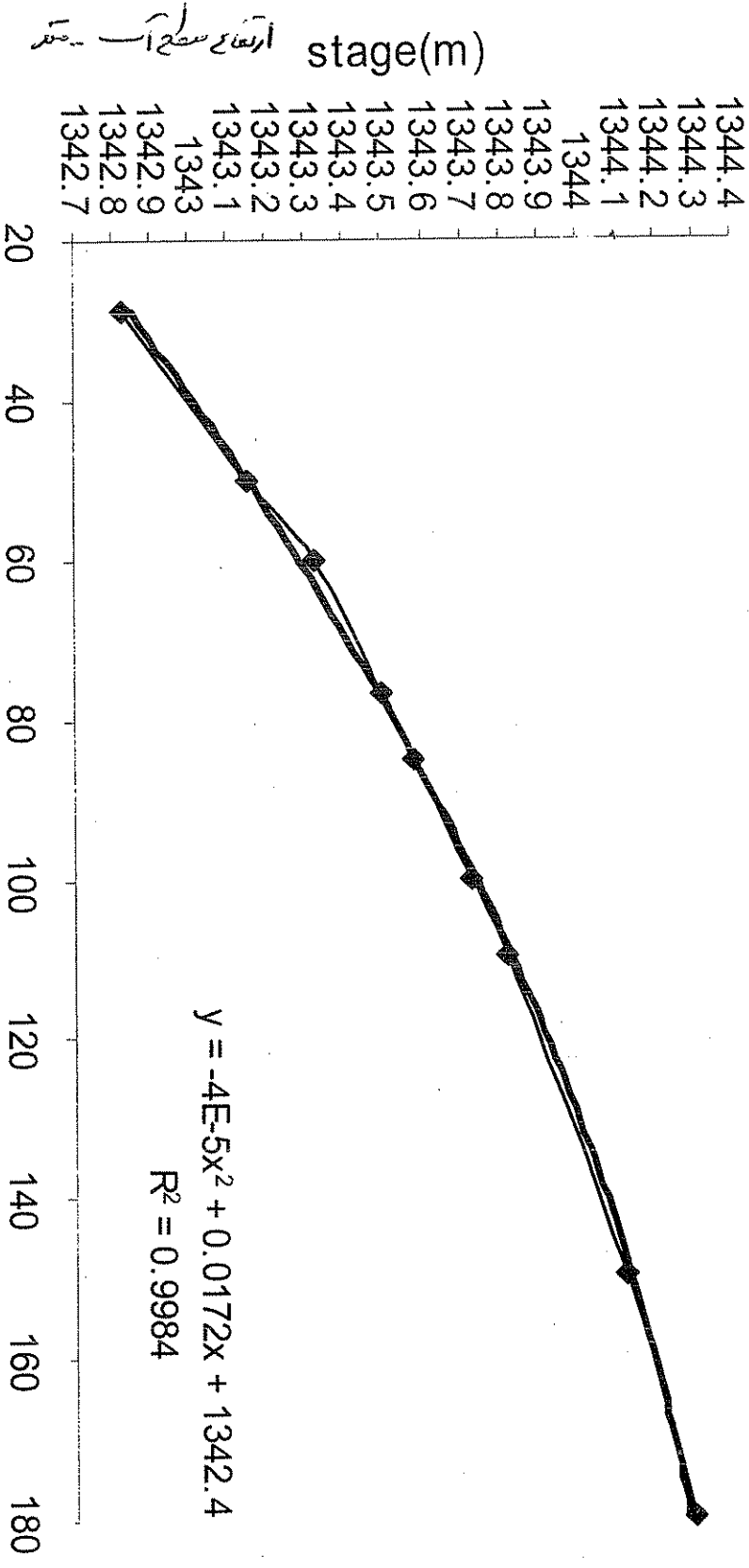
۱۰/۱۰

ارتفاع سطح آب - متر

مقطع ۳۱ (S1) : سطح تراز آب در مقطع شماره ۱

(S1)

مقطع ۱۱ (S11) : منحنی (دبی - اشغال) مقطع شماره ۱



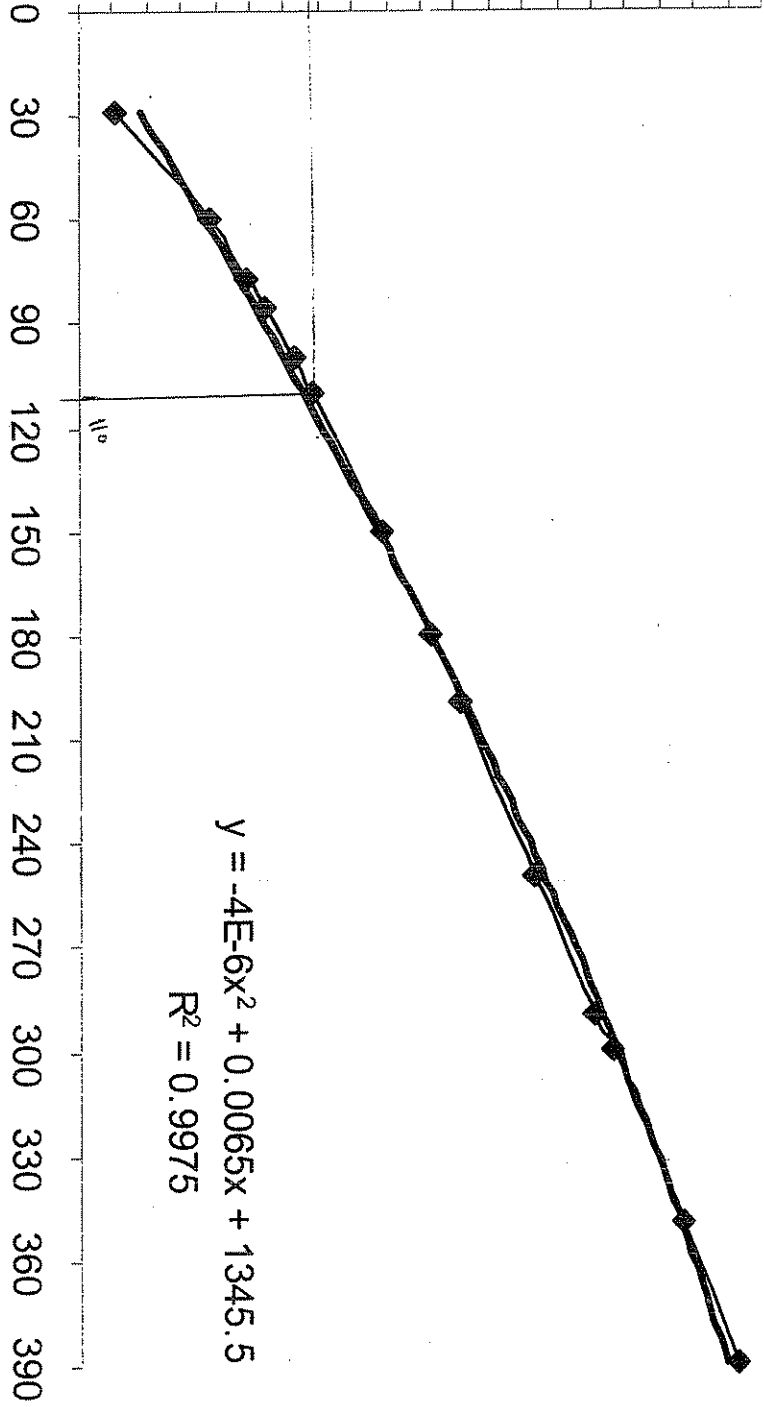
11/11

سطح تراز ۱۰۰ متر : (89)
 شماره ۲۹ :
 (۱۷) :
 (۸۹)

stage(m) : ارتفاع سطح

1347.5
 1347.4
 1347.3
 1347.2
 1347.1
 1347
 1346.9
 1346.8
 1346.7
 1346.6
 1346.5
 1346.4
 1346.3
 1346.2
 1346.1
 1346
 1345.9
 1345.8
 1345.7
 1345.6
 1345.5

دبی - دبی : Q(m³/sec)



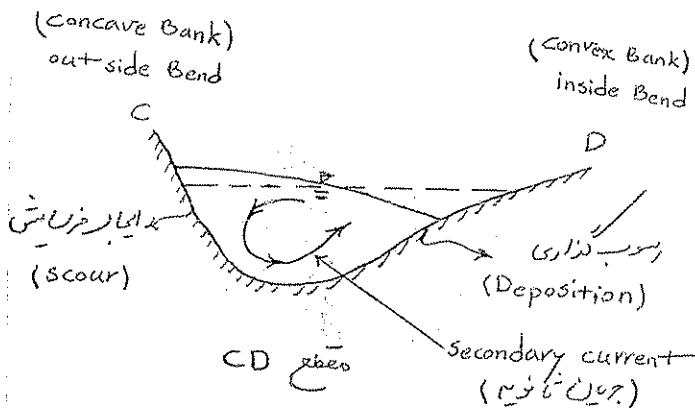
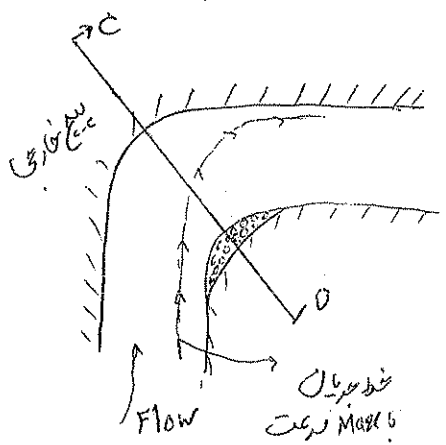
$$y = -4E-6x^2 + 0.0065x + 1345.5$$

$$R^2 = 0.9975$$

✓

جریان در پیچ ها

جریان در پیچ رودخانه (Flow around a channel Bend)



1) جریان اولی (Primary Current) (در راستای اصلی جریان)

دو نوع جریان

2) جریان ثانویه (Secondary Current) (در مقطع عرضی)

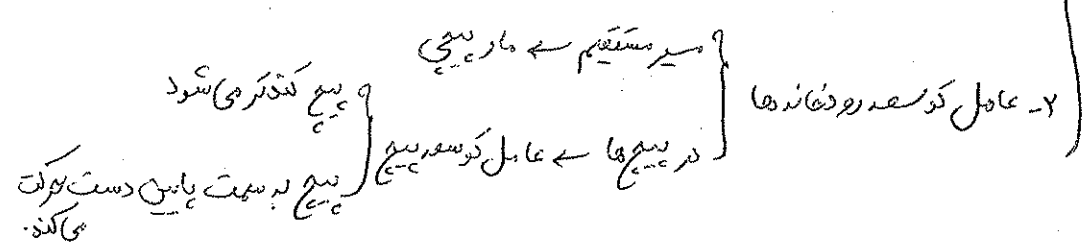
جریان ثانویه همواره وجود دارد حتی در مسیر مستقیم، به علت اختلاف انرژی (که در مقطع عرضی غالباً هموار است)

اختلاف در سرعت خواهد بود (جریان عرضی داریم بنا بر این توزیع سرعت در مقطع عرضی - پیچ غیر متناهی خواهد بود)

در یک سطح افقی $\frac{P}{\rho}$ یکسان به اختلاف انرژی در اثر اختلاف سرعت

1- افت انرژی (پخش جریان در مقطع عرضی در مقابل جریان اولی)

جریان ثانویه عامل



2- وجود کنترل زمین شناسی و کوپوگرافی در مسیر جریان

کوئسده پیچ $\frac{P}{\rho}$ به دلیل بلندی جاری به مارپیچی شکل

پیچ خارجی: کم عمق، با شیب تند (فشار فعال)

در طبیعت

پیچ داخلی: رواج گذاری، آفتاب، گیاه، شیب افتاده و ملایم

اگر سطح رودخانه تند باشد (sharp bend) لز نظر هیدرولیکی :

- 1- باعث افت انرژی بیشتر می شود که منجر به انتقال جریان در پایین دست کاهش می یابد و برای عبور دبی بالا دست لز سطح نیاز به انرژی بیشتر خواهد بود آب را پس می زند (Back water) تا انرژی بیشتری بگیرد (مثل سرریزها) یا جریان لز کند بماند و ... که باعث تخریب می شود.

مقاومت جریان ثانویه در برابر جریان اولیه Bend loss :
$$h_p = C_D \times \frac{1}{2} \left(\alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} \right)$$

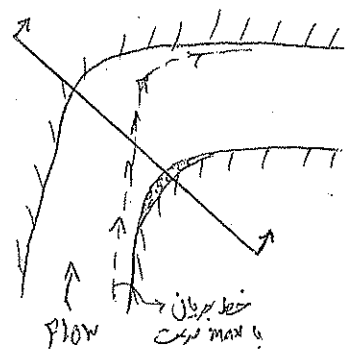
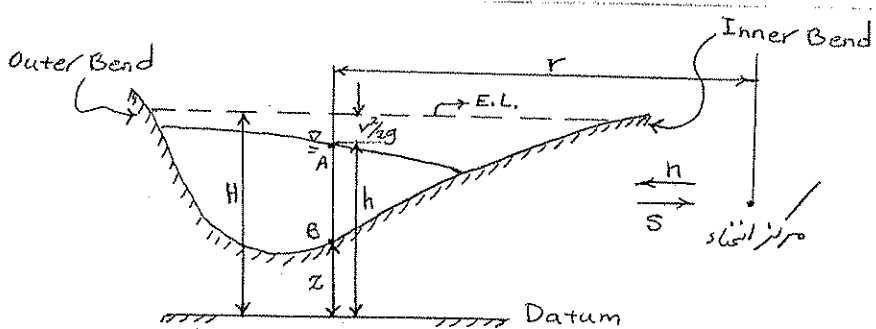
- 2- تغییر در بردار سرعت در سطح که تغییر در مومنتم که اعمال نیرو بر سطح و بالز سطح بر آب و ایجاد مقاومت در برابر جریان در محل سطح که (Back water) در بالا دست سطح

- برگشت آب در بالا دست سطح
- 1- باعث flooding (سیل گیری لرانی سطحی بالا دست سطح)
 - 2- باعث Bank erosion (فروشن دیواره ها) که احتیاج به مدل و افت سطح آب که تخریب دیواره ها

- 3- تغییر در سرعت که در جهت خطوط جریان که باعث آشفتگی جریان (Flow Disturbance) در پایین دست سطح که توزیع غیر یکنواخت سرعت و تنش برشی
- باعث Bank Erosion
- که در اثر موجهای سطحی در پایین دست سطح (افزایش شدت تلاطم جریان)

نکته : در طول یک سطح h (یا h_p) معمولاً ناچیز است ولی عوامل 2 و 3 مهم هستند .

خصوصیات جریان در سطح رودخانه : (با فرض جریان یک بعدی)



مقطع عرضی

سؤال 1: چرا سطح آب مطابق شکل بالاست؟ (W.S. Super elevation at the outer bank)?

3

فرض: 1- در طول پیمایش لزافت انرژی صرف نظر می شود. $h = \text{const}$

2- جریان یک بعدی (تحلیل یک بعدی) جریان مورد نظر قرار می گیرد، $E = \text{const}$ افقی $H = \text{const}$ در عرض مقطع

3- یک پیمایش عمیق (شعاع انحناء r)

تعاریف

v : سرعت متوسط در امتداد قائم AB (Depth averaged velocity) در فاصله شعاعی r از

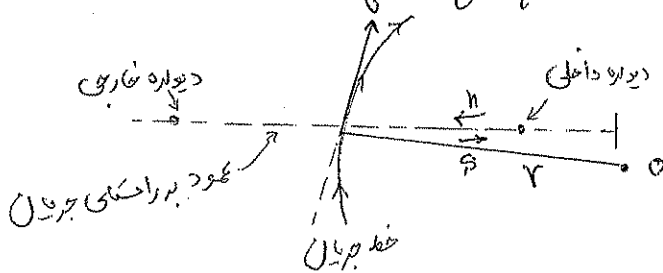
مرکز انحناء پیمایش (0) : امتداد r عمود بر خط جریان در سطح افقی است (شعاع انحناء خط جریان در امتداد AB)

n : فاصله امتداد قائم AB در محدوده مقطع عرضی (از دیواره داخلی تا خارجی): \vec{n} در امتداد مقطع عرضی

$\vec{s} = -\vec{n}$: (عمود بر راستای عمودی پیمایش AB)

n یک امتداد هندسی پیمایش است در حالی که r امتداد خط جریان است (که در واقع با \vec{n} منطبق نیست)

حالت خاص: $\vec{n} = \vec{r}$ اگر خطوط جریان در مقطع پیمایش موازی (متعددالمرکز) باشند.



معادله اول در جهت \vec{s} : (در امتداد مقطع عرضی در جهت مرکز انحناء خلاف \vec{n}) در امتداد عمود بر خط جریان

$$\frac{\partial}{\partial s} (\rho + \gamma z) + \rho a_s = 0 \quad \text{یا} \quad \frac{\partial (\rho + \gamma z)}{\partial s} = -\rho a_s \quad (1) \quad (H = \text{const} \text{ در مقطع عرضی})$$

کتاب گریز مرکز $(2) \quad a_s = \frac{v^2}{r}$ where

در امتداد قائم AB با فرض توزیع هیدرواستاتیکی در عمق:

$$\left(\frac{\rho}{\gamma} + z\right) = h \quad \text{یا} \quad (\rho + \gamma z) = \gamma h$$

تفسیرات h در مقطع عرضی $\vec{s} = -\vec{n}$ $(3) \quad \frac{\partial (\rho + \gamma z)}{\partial s} = \gamma \frac{\partial h}{\partial s} = -\gamma \frac{\partial h}{\partial n}$ تفسیرات h در مقطع عرضی

eqs: (1), (2), (3) $\Rightarrow -\frac{\gamma \partial h}{\partial n} = -\rho \frac{v^2}{r} \Rightarrow \frac{\partial h}{\partial n} = + \frac{v^2}{gr}$ تفسیرات h در مقطع عرضی

برای جریان Steady و 1-D flow (در امتداد عمودی با فرض توزیع هیدرواستاتیکی در عمق و صرف نظر از افت انرژی)

$$\frac{dh}{dn} = \frac{v^2}{gr} \quad (5) \quad \text{نسبت سطح آب در عرض مقطع (تاب r است)}$$

(4)

$$\begin{cases} v^2 > 0 \\ g > r \Rightarrow \text{Scalar} \end{cases} \Rightarrow \frac{dh}{dn} = \frac{v}{r} > 0 \Rightarrow n \uparrow \Rightarrow h \uparrow$$
 (افزایش سطح آب در سمت دیواره خارجی)

نسب سطح آب به سمت دیواره داخلی است.

(علامت g در معادله اول و جهت r در ستاب a در نظر گرفته شده)

(Transverse water surface slope inwards)

سوال ۲: سرعت max سمت دیواره داخلی یا خارجی است؟

$$H = h + \frac{v^2}{2g} = \text{const}$$
 جریان یک بعدی و توزیع هیدرواستاتیکی ف در مقطع عرضی

$$\frac{dH}{dn} = \frac{d}{dn} \left(h + \frac{v^2}{2g} \right) = 0 \Rightarrow \frac{dh}{dn} + \frac{1}{2g} \left[2v \frac{dv}{dn} \right] = 0 \Rightarrow \frac{dh}{dn} + \frac{v}{g} \cdot \frac{dv}{dn} = 0 \quad (6)$$

From Eqs (5), (6) $\Rightarrow \frac{v^2}{gr} + \frac{v}{g} \cdot \frac{dv}{dn} = 0$ یا $\frac{v}{g} \left(\frac{v}{r} + \frac{dv}{dn} \right) = 0$

But $\frac{v}{g} \neq 0 \Rightarrow \frac{v}{r} + \frac{dv}{dn} = 0 \quad (7)$; $\frac{dh}{dn} = \frac{v^2}{gr} \quad (5)$

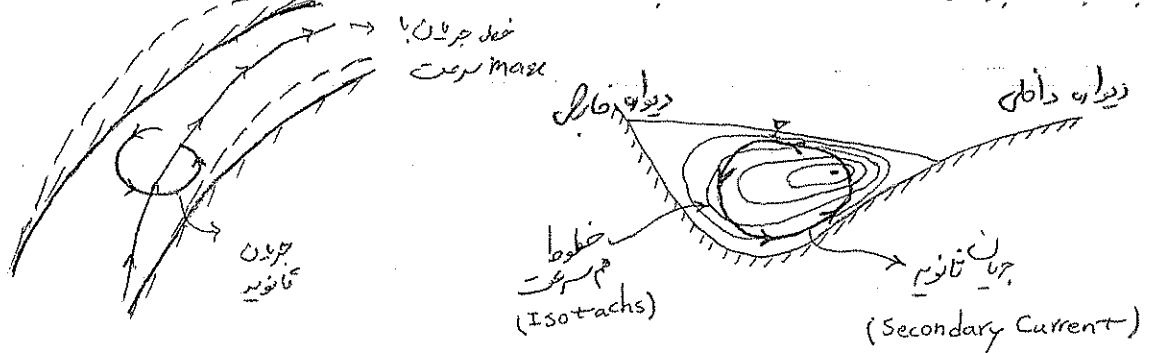
$$\begin{cases} r = \text{scalar} \\ v = \text{scalar} \end{cases} \Rightarrow \frac{v}{r} = \frac{v}{r} > 0 \Rightarrow \frac{dv}{dn} < 0 \Rightarrow n \uparrow \rightarrow v \downarrow$$

جهت r صافاً در معادله اول وارد شده است. در معادله آخری نیز جهت معین ندارد.

به سمت دیواره خارجی سرعت کم می شود. یا سرعت max نزدیک دیواره داخلی است.

سوال ۳: اگر max در سمت دیواره داخلی است چرا فرسایش در دیواره خارجی بیشتر است؟ (تفاوت با تنش برشی)

جواب: جریان عرضی (تانوید) در جهت تن داده شده در شکل است.



ترکیب جریان ثانویه (در عرض مقطع) و جریان اولیه
 ۱- کندتر شدن نسبی
 ۲- جابجایی یخ به طرف پایین دست (مهاجرت رودخانه Channel Migration)

نزد نظر فیزیکی جهت جریان ثانویه (برای فرسایش دیواره خارجی و بعد سرعت کم در کف و رسوب گذاری در کف به

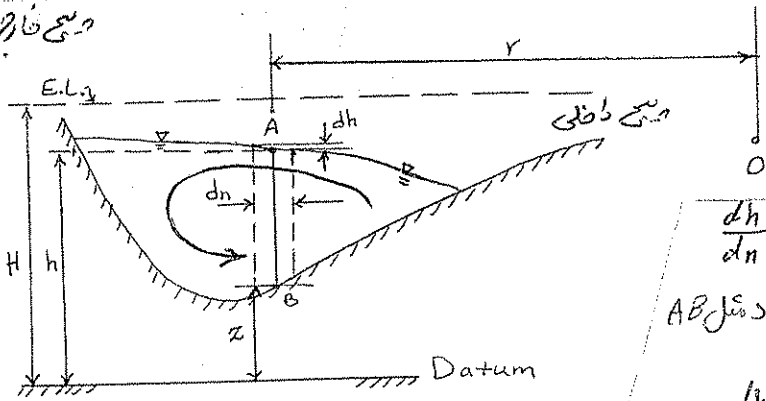
سمت دیواره داخلی درست است)

5

سوال 4: چرا جهت جریان ثانویه در سیخ مطابق شکل نشان داده شده است؟

سیخ خارجی

اثبات جریان ثانویه



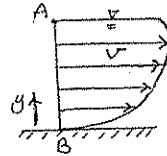
در امتداد قائم AB: $\frac{dh}{dn} = \frac{\Delta h}{\Delta n}$ exists at $\frac{1}{2}y$

با فرض توزیع هیدرواستاتیکی در هر امتداد عمق AB

یعنی در هر سطح موازی سطح آب شیب آن $\frac{dh}{dn}$ است.

رفت در سطح موازی با هر سطح آب یا هر سطح عمق یکسان است $\frac{dh}{dn} = \frac{v^2}{gr} = \text{const over the depth}$ شیب سطح عمق

At near bed layer: $\left\{ \begin{array}{l} \text{متوسط سرعت عمقی کل} \\ \text{سرعت متوسط عمقی لایه نزدیک بستر} \end{array} \right.$



$v =$ متوسط عمقی سرعت

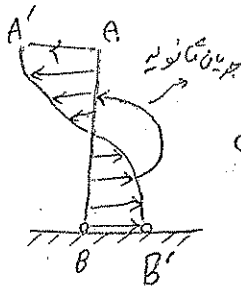
اما: سرعت در امتداد قائم یکسان نیست

$\frac{dh}{dn} = \frac{v^2}{gr} = \text{const}$

$\rightarrow r \propto v^2 \Leftrightarrow v^2 = gr \Rightarrow v \propto \sqrt{r} \Rightarrow r \propto v^2$ به سمت کف

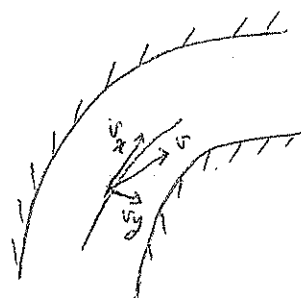
مقاطع اختلاط جریان در نزدیک بستر کمتر از r (فاصله استاندارد قائم AB از مرکز O) است.

At near water surface $\rightarrow v \uparrow \Rightarrow r \uparrow \uparrow$ (سرعت متوسط عمقی نزدیک سطح آب بیشتر از نزدیک عمقی است)



دیواره خارجی

دیواره داخلی



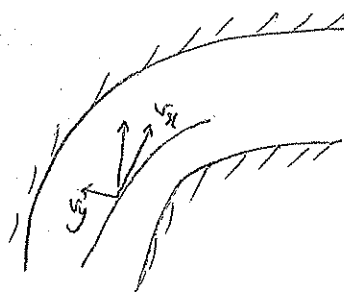
PIAN در نزدیکی کف

خطوط جریان موازی با دیواره رودخانه

نیستند یا سرعت مؤلف عرضی دلرد

جهت مؤلف عرضی سرعت در کف و سطح آب

متفاوت است.



PIAN در نزدیکی سطح آب

نحوه استدلال دیگر: توسط Henderson (1967) $C_h = 7.3$ ؛ $p. 252$ (کپی کنید)

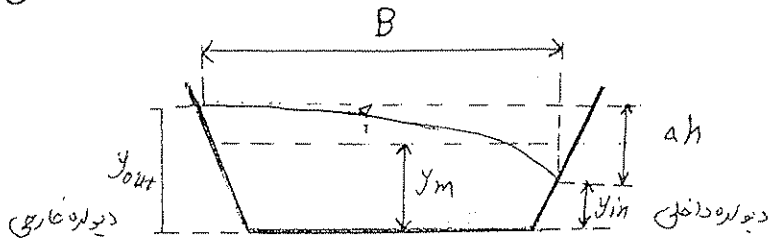
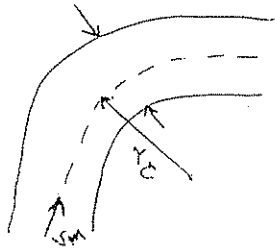
Henderson (1967)

6

روابط برآورد اختلاف سطح آب در محل پیچ (تعمیر) (French (1986) pp. 278-279)

$$\Delta h = \frac{v_m^2 B}{g r_c}$$

رابطه ساده و عمومی [اثبات نمود]



y_m = عمق آب (در جریان یک بعدی) - بدون تأثیر انحناء و پیچ و نیروی گریز لمرکز

مثلاً عمق آبی که با HEC-RAS محاسبه می شود یا در کانال های منتهی عمق یکنواخت آب بالا دست پیچ می شود

در کانال های منتهی $\Delta h = y_{out} - y_{in}$

Δh = اختلاف سطح آب در مقطع پیچ

B = عرض سطح آب در پیچ

v_m = سرعت متوسط در مقطع

r_c = شعاع انحناء مرکزی

French (1986) : تأثیر توزیع سرعت، انحناء پیچ و یا تغییر انحناء در طول پیچ باعث می شود تا رابطه فوق معادل Δh را کم برآورد کند. یعنی Δh واقعی بیشتر از معادل محاسبه شده است.

$$\Delta h \text{ واقعی} = \begin{cases} 1.5 \Delta h & \text{(براس کتاب French)} \\ 1.2 \Delta h & \text{(براس کتاب Franzini)} \end{cases}$$

برای جریان فوق بحرانی در پیچ: تأثیر ایجاد موج های سطحی - که در ابتدای پیچ تشکیل شده

موج حاصل لزجت دیواره خارجی }
موج حاصل لزجت دیواره داخلی }
باعث می شود تا سطح آب در سمت دیواره خارجی شروع به افزایش بیشتر نماید.
و سطح آب در سمت دیواره داخلی شروع به کاهش بیشتر نماید.

اختلاف ماکزیمم سطح آب در مقطع در جایی است که موج حاصل از دیواره داخلی به محل دیواره خارجی می رسد

بسیار موج از دیواره خارجی منعکس شده و به سمت دیواره داخلی و مقدار پیچ توسعه می یابد.

نتیجه: ارتفاع موج در اختلاف سطح آب نیز باید در نظر گرفته شود.

7

ارتفاع موج حاصل در جریان فوق بحرانی : $\Delta h = \Delta h \pm$
 در آنجا تأثیر انحناء و نیروی گریز مرکز

ارتفاع موج جریان فوق بحرانی $\approx \frac{1}{2} \Delta h = \frac{1}{2} \left(\frac{v_m^2 B}{g r} \right)$

بنابراین در جریان فوق بحرانی :

$y_{out} = y_m + \left(\frac{1}{2} \Delta h + \frac{1}{2} \Delta h \right) = y_m + \Delta h$
 بدون اثر تغییر کردن جریان فوق بحرانی

$y_{in} = y_m - \left(\frac{1}{2} \Delta h + \frac{1}{2} \Delta h \right) = y_m - \Delta h$

$\Delta h = (1.2 \text{ تا } 1.5) \frac{v_m^2 B}{g r}$

در جریان فوق بحرانی : ما کمترین اختلاف سطح آب در مقطع می بینیم

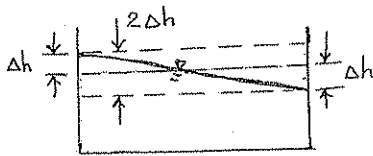
Example (10.11) - pag 489 Franzini

در یک کانال مستطیلی با عرض ۲ متر و دبی ۲ با جریان یکدخت به عمق $y = 0.8 \text{ m}$ و در نظر بگیرید ما کمترین می بینیم عمق آب در دیواره داخلی و خارجی هیچ کانال را با شعاع انحناء مرکزی $r_c = 10 \text{ m}$ چه قدر است؟

سرعت متوسط $v_m = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{by} = \frac{4}{2 \times 0.8} = 3.75 \text{ m/s}$

$F_r = \frac{v}{\sqrt{gy}} = \frac{3.75}{\sqrt{9.81 \times 0.8}} = 1.34 > 1 \Rightarrow$ جریان نرمال در کانال فوق بحرانی است

$\Delta h = \frac{v_m^2 B}{g r_c} = \frac{(3.75)^2 \times 2}{9.81 \times 10} = 0.29 \text{ m}$
 تغییر سطح آب در مقطع عرضی
 برای شرایط جریان زیر بحرانی و مقدر شود یک (تنها تأثیر انحناء جریان)



اختلاف سطح آب در مقطع عرضی
 در جریان فوق بحرانی
 حداقل = هفت (در ابتدای موج)
 حداکثر = 2Δh (در میان موج)

$\Delta h = \left(\frac{1}{2} \Delta h + \frac{1}{2} \Delta h \right)$
 یعنی مجموع برای انحناء

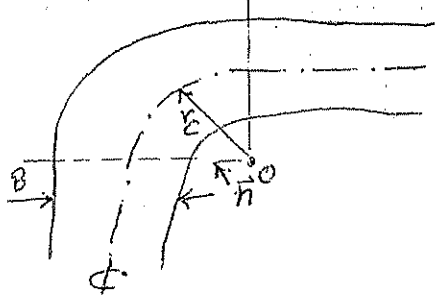
واقعی $\Delta h = 1.5 (0.29) = 0.43 \text{ m}$

در دیواره خارجی : $y_{out} = \text{From } y_m \text{ (at entrance) to } y_m + \Delta h \text{ (at bend)} = 0.8 \rightarrow 1.23 \text{ m}$

در دیواره داخلی : $y_{in} = \text{From } y_m \text{ (at entrance) to } y_m - \Delta h \text{ (at bend)} = 0.8 \rightarrow 0.37 \text{ m}$

8

طراحی یک سیخ ساده در کانال: (حل معادلات عمومی فوق در حالت خاص یک سیخ ساده)



تعریف: یک سیخ ساده: نیبی که دلاری یک شعاع افقی باشد.

یک سیخ مرکب: نیبی که دلاری چند شعاع افقی باشد.

در طرح سیخ ده در کانالها: $B = (3-7) h$ که $B =$ عرض سطح آب

هدف: کاهش *Turbulence* و *disturbance* در سیخ و بازه پایین دست (بخصوص در اثر کوسه جریان ثانویه)

لذیر طریق: می توانیم مولد بالا را نیزین ببریم توزیع یکنواخت جریان در عرض سیخ (در حالت ایده آل یا مولزی بودن خطوط)



جریان یعنی حالت همگرای یا واگرای نباشد

(عبر یکنواختی توزیع سرعت در عرض \rightarrow غیر یکنواختی توزیع جریان)

در حالت عادی و بر حسب روش تحلیل یک بعدی به سمت دیواره داخلی:

رابطه (5): $\frac{dh}{dn} > 0$: کاهش عمق در افزایش شیب سطح آب به سمت دیواره داخلی

رابطه (7): $\frac{dh}{dn} < 0$: افزایش سرعت به سمت دیواره داخلی

نتیجه: دبی واحد عرض (q) به سمت دیواره داخلی افزایش دارد (مركز جریان به سمت دیواره داخلی است یا غیر یکنواختی)

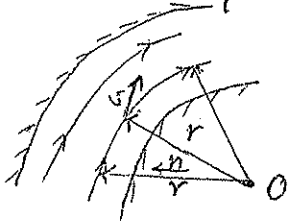
توزیع جریان در عرض

فرضیه: یکنواختی توزیع جریان در عرض (توزیع سرعت را می توان یکنواخت فرض کرد منطقی نخواهد بود بنابراین توزیع

جریان را یکنواخت فرض می کنیم) دبی واحد عرض (q) در عرض مقطع یکسان است.

تغییرات کن (ح) در عرض برای خنثی کردن گرادینال سطح آب $(\frac{dh}{dn})$ مثل سیخ ساده

ولی در سیخ خطوط جریان باهم مولزی و هم مرکز هم خطوط هم سرعت در مقطع عرضی متعارف می شوند و



$\vec{h} = \vec{r}$ در یک سیخ ساده

$$Eq (7): \frac{dv}{dn} + \frac{v}{r} = 0$$

$$\vec{h} = \vec{r} \Rightarrow \frac{dv}{dr} = -\frac{v}{r} \Rightarrow \frac{dv}{v} = -\frac{dr}{r} \Rightarrow \ln v = -\ln r + k$$

$$\Rightarrow \ln v + \ln r = k \Rightarrow \ln(v \cdot r) = k \Rightarrow v \cdot r = c \rightarrow const \Rightarrow \boxed{v_r = \frac{c}{r}} : (9)$$

مشابه فرم معادله توزیع عرضی سرعت در شرایط *free vortex flow* (جریان گردابی آزاد)

9

$$r_1 v_1 = r_2 v_2 = \dots = C$$

v_r : سرعت متوسط عمیق در فاصله شعاعی r

Eq (5): $\frac{dh}{dr} = \frac{v^2}{gr}$ BUT $\Rightarrow v r = C \Rightarrow \frac{dh}{dr} = \frac{v^2 r^2}{gr^3} = \frac{C^2}{gr^3}$

$$\Rightarrow dh = \frac{C^2}{g} r^{-3} dr \Rightarrow h = -\frac{C^2}{2gr^2} + C_1 \quad (10)$$

معادله ارتفاع سطح آب
(معادله پروفیل عرضی سطح آب در یک مقطع عمودی)

$$q = v \cdot y = \text{Const}$$

در عرض مقطع

هدف در طراحی: \Leftarrow

BUT from E.q (9): $v = \frac{C}{r} \Rightarrow q = \frac{C}{r} y \Rightarrow \frac{q}{y} = \frac{C}{r}$

$$\Rightarrow \frac{q}{C} = \frac{y}{r} = \text{Const} \quad \text{یا} \quad \begin{cases} y = r(\frac{q}{C}) \\ dy = (\frac{q}{C}) dr \end{cases} \Rightarrow \frac{dy}{dr} = \frac{q}{C} = \frac{y}{r} = \text{Const} \quad (11)$$

$q = \text{const}$
 $C = \text{const}$

معادله منبسط در طراحی

تغییر عمیق dy در فاصله شعاعی dr مقوله ثابتی است یا تغییر عمیق در واحد عرض مقوله ثابتی است.

مقوله ثابتی C با ارتفاع $B.C.$ مناسب تعیین می گردد.

فرض: جریان $V.F.$ در عرض مقطع (امتداد \bar{x})

1-D Flow: $\frac{dy}{dr} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2}$

در تحلیل (1-D Flow): یعنی اختلاف انرژی در عرض مقطع نداریم.

(لیک فرض است، ولی در مسائل عمومی و طراحی قابل قبول است و تأثیر قابل ملاحظه ای ندارد)

$$\frac{dh}{dr} = S_f = 0, \quad S_0 = -\frac{dz}{dr}$$

$$\frac{dy}{dr} = \frac{-\frac{dz}{dr} - 0}{1 - Fr^2} \quad \text{یا} \quad \Rightarrow \frac{dy}{dr} = -\frac{dz}{dr} \left(\frac{1}{1 - Fr^2} \right) \quad (12)$$

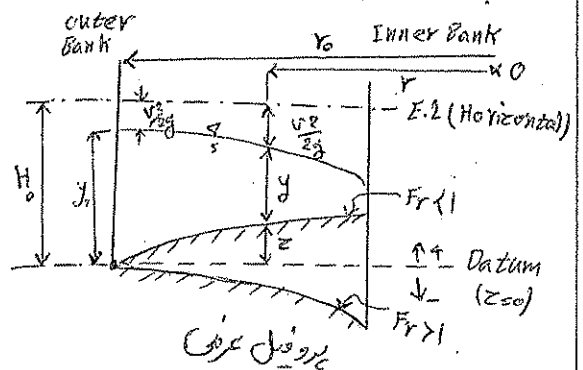
را بعد تغییرات عمیق با تغییرات کف در عرض می بینیم:

BUT FROM Eq (11): $\frac{dy}{dr} = \frac{q}{C} = \text{const} > 0$

From Eq (12): $-\frac{dz}{dr} \left(\frac{1}{1 - Fr^2} \right) > 0$

if $Fr < 1 \Rightarrow \left(\frac{1}{1 - Fr^2} \right) > 0 \Rightarrow \frac{dz}{dr} < 0 \rightarrow r \uparrow \Rightarrow z \downarrow$

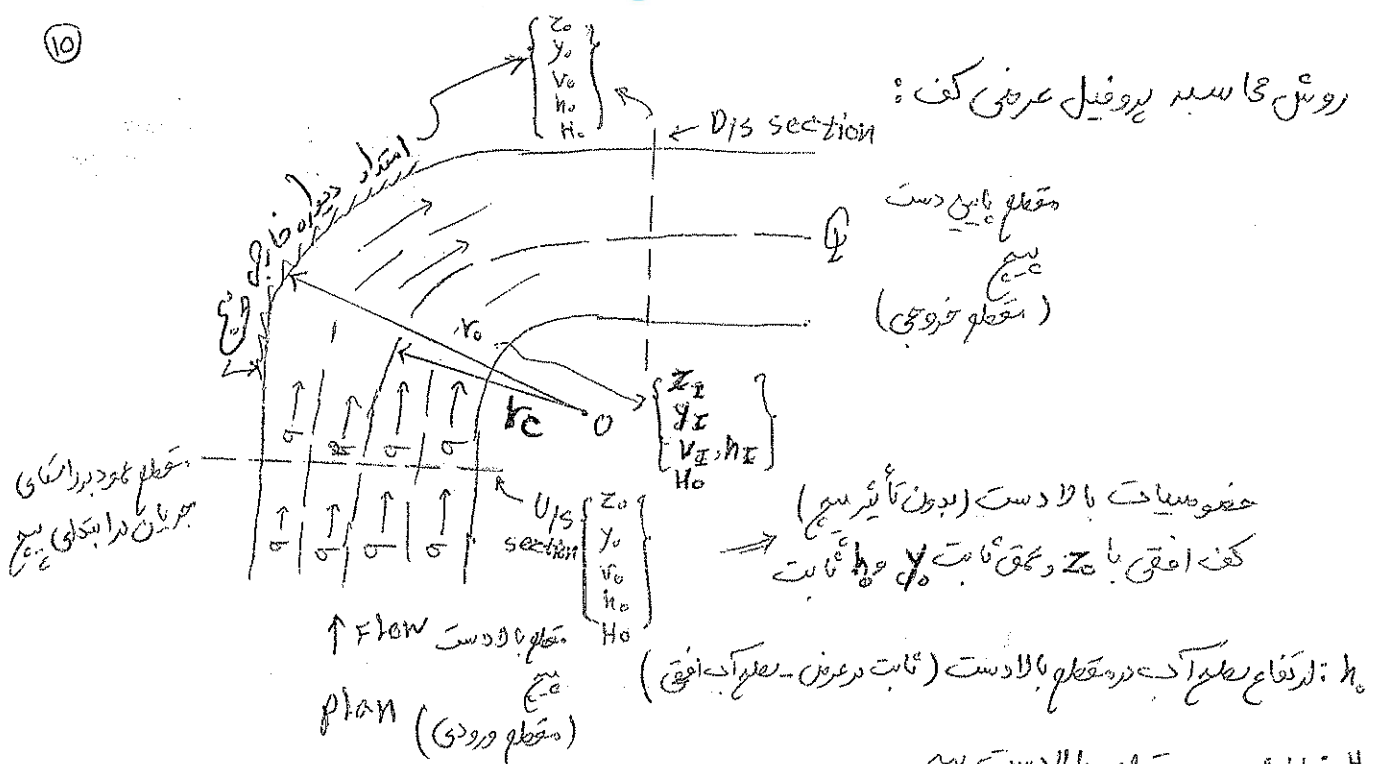
if $Fr > 1 \Rightarrow \left(\frac{1}{1 - Fr^2} \right) < 0 \Rightarrow \frac{dz}{dr} > 0 \rightarrow r \uparrow \rightarrow z \downarrow$



در $Fr < 1$ ارتفاع کف به سمت دیواره خارجی کمی می شود (ضلاف تصور چاه ای) در $Fr > 1$ ارتفاع کف به سمت دیواره خارجی زیاد می شود

(مثل چاه)

10



روش های سبب پروفیل عرضی کف:

مقطع پایین دست
 مقطع خروجی
 خصوصیات بالادست (بدون تأثیر سیم)
 کف افقی با z_0 و عمق ثابت y_0 و h_0 ثابت
 h_0 : ارتفاع سطح آب در مقطع بالادست (ثابت در عرض - سطح آب افقی)
 H_0 : انرژی در مقطع بالادست سیم
 z_0 : ارتفاع کف در مقطع بالادست = ارتفاع کف در سیم خارجی
 y_0 : عمق آب در مقطع بالادست = عمق آب در سیم خارجی یا ارتفاع سطح آب در دیواره خارجی
 v_0 : سرعت آب در مقطع بالادست = سرعت آب در سیم خارجی
 r_0 : شعاع انحنا و دیواره خارجی

$v: (v_I \rightarrow v_0)$

ارتفاع سطح آب در دیواره خارجی (h_{out}) بالاتر از h_0 فرگانه تولید که باعث تلاطم جریان خواهد شد.
 افزایش سطح آب نسبت به بالادست باعث *Back water* و تأثیر روی بالادست می شود و تغییر سطح

آب در مقطع عرضی که تلاطم شدید در سیم ایجاد می کند.
 $h_{outer bend} = h_0$

رابطه های مسبات:

خصوصیات جریان در مقطع بالادست \leftrightarrow خصوصیات جریان در دیواره خارجی سیم (در محل سیم و شعاع انحنا)

From Eq (9): $v r = C = r_0 v_0 = const.$: v سرعت در فاصله شعاعی r

یا $v = \frac{v_0 r_0}{r}$: (13) $v = v_0$: Dis section

From Eq (11): $\frac{dy}{dr} = \frac{q}{C} = \frac{q}{v_0 r_0}$: (14)

From Eq (11), (14): $\frac{dy}{dr} = \frac{y}{r} = \frac{q}{v_0 r_0} \Rightarrow y = \frac{q \cdot r}{v_0 r_0}$ y : عمق در فاصله شعاعی r

Also, $Fr = \frac{v^2}{g y}$ and Eq (13): $v^2 = \frac{(v_0 r_0)^2}{r^2}$

(11)

$$Fr^2 = \frac{(v_0 r_0)^2 / r^2}{g \left(\frac{q \cdot r}{v_0 r_0} \right)} = \frac{(v_0 r_0)^3}{g r^3 q} \Rightarrow Fr^2 = \frac{(v_0 r_0)^3}{g r^3 q} \quad (15)$$

Eq. (12): $\frac{dy}{dr} = - \frac{dz}{dr} \left(\frac{1}{1 - Fr^2} \right)$ q و v_0 و r_0 معلوم هستند.

Eq.s (14), (15) in (12): $\frac{q}{v_0 r_0} = \frac{dz}{dr} \left[\frac{1}{1 - \frac{(v_0 r_0)^3}{g r^3 q}} \right]$

$$dz = - \frac{(v_0 r_0)^2}{2g r^2} - \frac{q}{v_0 r_0} dr \Rightarrow dz = \left[\left(\frac{(v_0 r_0)^2}{2g r^2} - \frac{q}{v_0 r_0} \right) \right] dr$$

$$Z = - \frac{(v_0 r_0)^2}{2g r^2} - \frac{q r}{v_0 r_0} + K \quad (16) \quad (K = \text{ثابت انتگرال})$$

B.C.: at $r=r_0 \Rightarrow z=0 \Rightarrow K = \frac{v_0^2}{2g} + \frac{q}{v_0} = \frac{v_0^2}{2g} + \frac{v_0 y_0}{v_0} = y_0 + \frac{v_0^2}{2g} = H_0 \quad (17)$

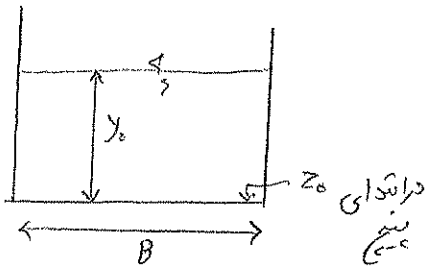
Eq.s. (16), (17) $\Rightarrow Z = H_0 - \alpha \frac{v_0^2 r_0^2}{2g r^2} - \frac{q \cdot r}{v_0 r_0}$ (عروض کانال مستطیلی B, $q = \frac{Q}{B}$)

معادله پروفیل کف در محل بیخ \Rightarrow (18) (در میان بیخ)
 ← مزیت توزیع سرعت در بیخ در حالت کلی

$Z = f(r)$, $r_I \leq r \leq r_0$, $r_0 = r_c + B/2$

تفسیرات کف در محل بیخ لزکف افقی z_0 (در ابتدای بیخ) تا پروفیل فوق در میان بیخ و سپس به کف افقی در انتهای بیخ (همان z_0)

شکل طراری یک بیخ ده در یک کانال مستطیلی شکل:



z_0 : عمق نروال جریان در طراری یا عمق بالادست بیخ یا عمق آب در دپولو خارجی

در طراری:

$$r_c = (3-7) B$$

v_0 : شعاع اختناء محور مرکزی B: عرض سطح آب (3) محدود برای کانال بتنی و 7 برای کانال فولی (ضعیفتر)

$$\begin{cases} r_c = r_c + \frac{B}{2} \\ r_I = r_c - \frac{B}{2} \end{cases}$$

v_0 و y_0 : سرعت و عمق نروال در کانال بالادست بیخ

z_0 : ارتفاع کف در ابتدای بیخ

(12)

Flume with steep slope: سلس

عرض کانال $b = 10\text{ m}$

say. Rectangular channel

$Y_c = 40\text{ m}$

$y_0 = 1.0\text{ m}$

$Fr = 2 > 1$ (فرد در کانال با شیب تند)

Solution

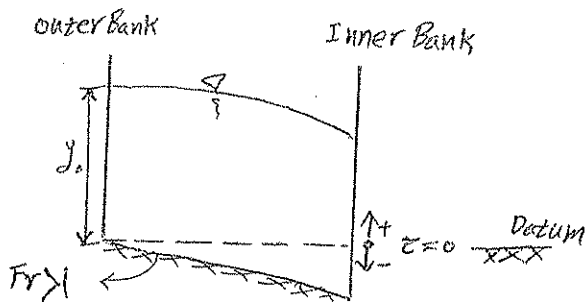
$Fr = \frac{V_0}{\sqrt{g y_0}} \Rightarrow \frac{V_0}{\sqrt{9.81 \times 1}} = 2 \Rightarrow V_0 = 6.3 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

$q = V_0 y_0 \Rightarrow q = 6.3 \times 1 = 6.3 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$

$H_0 = y_0 + \frac{V_0^2}{2g} = 3.0\text{ m}$ (سطح آب در کانال با شیب تند در صورت $z_0 = 0.0$)

$r_0 = Y_c + \frac{B}{2} = 40 + \frac{10}{2} = 45\text{ m}$

$r_I = Y_c - \frac{B}{2} = 40 - \frac{10}{2} = 35\text{ m}$



$r\text{ (m)}$	$Z\text{ (m)}$
r_0	0 ← سطحی مرجع
⋮	⋮
r_I	-1.1 → For $Fr > 1$ (کنترل سطح)

Eq. (18): $Z = H_0 - \frac{qr}{V_0 r_0} - \frac{(V_0 r_0)^2}{2g r^2}$, $r_I \leq r \leq r_0$

مقدار Z با تعادل r رابطه دارد پس سطحی سست

$Z = 3 - \frac{6.3 r_I}{6.3 r_0} - \frac{(6.3 r_0)^2}{2g r_I^2}$, $35\text{ m} \leq r \leq 45\text{ m}$

$Z = 3 - \frac{6.3 \times 35}{6.3 \times 45} - \frac{(6.3 \times 45)^2}{2 \times 9.81 \times 35^2} = -1.1$

laterals with shallow depths of flow to 4 ft (1.2 m) for channels carrying 3000 ft³/s (85 m³/s) at relatively large depths of flow (Chow, 1959). A preliminary estimate of freshwater for an unlined channel can be obtained from

$$P = \sqrt{C y} \quad (7.1.1)$$

- where F = freeboard, feet
- y = design depth of flow, feet
- C = coefficient which varies from 1.5 at $Q = 20$ ft³/s (0.57 m³/s) to 2.5 for $Q = 3000$ ft³/s (85 m³/s)

When a flow moves around a curve, a rise in the water surface occurs at the outer bank with a corresponding lowering of the water surface at the inner bank. In the design of a channel, it is important that this difference in water levels be estimated. If all the flow is assumed to move around the curve at the subcritical average velocity \bar{u} , then

$$\Delta h = \frac{\bar{u}^2 b}{g R} \quad (7.1.2)$$

where Δh = change in water surface elevation across channel
 b = channel width
 R = distance from center of curve to centerline of channel

Equation (7.1.2) always underestimates Δh because of the average velocity assumption. In some cases, this equation may underestimate by as much as 50 percent (Houk, 1956). If Newton's second law of motion is applied to each streamline of the flow as it passes around the curve, then it is possible to demonstrate that the transverse water surface profile is a logarithmic curve of the form

$$\Delta h = 2.3 \frac{R_o}{g} \log \frac{R_o}{R_i} \quad (7.1.3)$$

where R_o and R_i are the outer and inner radii of the curve. Woodward (1920, 1941) assumed that the velocity of flow was zero at the banks and had a maximum u_M at the centerline of the curving channel. Between the sides and the center, the velocity varied according to a parabolic curve. Applying Newton's second law with these assumptions,

$$\Delta h = \frac{u_M^2}{g} \left[\frac{20 R}{3 b} - \frac{16 R^3}{b^3} + \left(\frac{4 R^2}{b^2} - 1 \right) \ln \left(\frac{2 R + b}{2 R - b} \right) \right] \quad (7.1.4)$$

Of these three equations, Eq. (7.1.4) provides the best estimate of Δh . The subject of super-elevation around curves will be treated in some detail in a subsequent section of this chapter, but the foregoing equations provide the basis for making initial design estimates.

There are no set rules governing the minimum radii of curvature for canals.

Shukry (1950), using laboratory data, found that the effects of curves were negligible when the ratio of the radius of curvature to the distance to the center of the canal was greater than 3 times the width of the level portion of the channel bed. In India, the minimum radii of curvature are often longer than those used in the United States. For example, some Indian engineers recommend a minimum radius of 300 ft (91 m) for canals carrying less than 10 ft³/s (0.30 m³/s) to 5000 ft (1500 m) for canals carrying more than 3000 ft³/s (85 m³/s) (Houk, 1956).

The width of the banks along a canal are usually governed by a number of considerations which include the size of the canal, the amount of excavation available for bank construction, and the need for maintenance roads. Where roads are needed, the top widths for both lined and unlined canals are 16 ft (5 m) or more. The bank top is usually graded away from the canal so that precipitation will not flow into the canal. Bank widths must also be sufficient to provide for stability against canal water pressure and keep percolating water below the ground level outside the banks.

7.2 DESIGN OF LINED CHANNELS

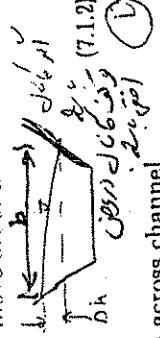
Lined channels are built for five primary reasons:

1. To permit the transmission of water at high velocities through areas of deep or difficult excavation in a cost-effective fashion
2. To permit the transmission of water at high velocity at a reduced construction cost.
3. To decrease canal seepage, thus conserving water and reducing the waterlogging of lands adjacent to the canal
4. To reduce the annual costs of operation and maintenance
5. To ensure the stability of the channel section

The design of lined channels from the viewpoint of hydraulic engineering is a rather elementary process which generally consists of proportioning an assumed channel cross section. Some typical cross sections of lined channels used on irrigation projects in the United States are summarized in Table 7.3, and a typical lined section of the All-American Canal is shown in Fig. 7.2. Additional information regarding channel linings can be found in Willison (1958) and Anonymous (1963). A recommended procedure for proportioning a lined section is summarized in Table 7.4. In this table, it is assumed that the design flow Q_D , the longitudinal slope of the channel S , the type of channel cross section, e.g., trapezoidal, and the lining material have all been selected prior to the initiation of the channel design process.

Handwritten notes in Persian: $R > 3W$

Handwritten notes in Persian: $\Delta h = \frac{u^2 b}{g R}$



Handwritten notes in Persian: $\Delta h = \frac{u^2 b}{g R}$

17

STABILITY OF CHANNEL BED AND BANKS

C_v is a velocity distribution coefficient (which can reflect the flow turbulence)

$C_v = 1.0$ for straight channels

$C_v = 1.25$ downstream of concrete structures and at end of dykes (or groynes).

C_T is a blanket thickness coefficient (it is recommended here that $C_T = 1.0$ be taken for standard design; see Maynard (1993) otherwise).

y is the local water depth — for the design of bank protection take y as the water depth at the toe of the bank.

s is the relative density of stone, defined as ρ_s/ρ .

U_d is the depth-averaged flow velocity — for the design of bank protection take water depth at the toe of the bank.

K_1 is a side slope correction factor

$$K_1 = -0.672 + 1.492 \cot(\alpha) - 0.449 \cot^2(\alpha) + 0.045 \cot^3(\alpha) \quad (2.23)$$

where α is the angle of the bank to the horizontal.

g is the acceleration due to gravity.

2.4.2. Flow around bends

→ (Natural rivers have a tendency to meander, i.e. to develop successive bends or meanders, particularly in the gentler slopes at the approach to the river mouth.) ←
The complexity of this geo-morphological process is not entirely understood but it seems plausible that obstructions to the flow, such as hard ground, cause the river to divert from a straight alignment. Also, if the bed slope is too steep for an equilibrium regime (i.e. where the average transport rate of sediment equals the average rate of sediment supply), the river meanders to increase its length and thereby reduce its gradient.

→ (Once the inception of bend-forming has occurred, the meandering process will tend to sustain itself. The resulting curved flow will generate secondary flow patterns, which will cause scouring on the outside of a bend.) This action, combined with sediment deposition on the inside of the bend, will help to increase the curvature of the meander. The disturbance caused by bends can persist for considerable distances downstream and is a combination of secondary currents and, in some cases, the onset of waves. The waves can cause erosion by overtopping of the banks downstream of bends, particularly in supercritical flows. For more detailed information on the hydraulics of flow around bends see, for example, Henderson (1966).

Amongst the types of obstruction or disturbance that can induce the formation of bends are:

- the build-up of a central sediment bar (which can first cause the division of the flow into two branches and later the supremacy of one in relation to the other)
- small scour holes in one of the river banks
- fallen trees on the river bed.

Ref.: RIVER AND CHANNEL REVETMENTS, HR Wallingford. (1998)

Erosion of the outside of bends is, in many instances, a consequence of human intervention, such as the construction of inadequately designed river training works or insufficient bank protection around hydraulic structures. These cases are likely to give rise to local excessive acceleration of the flow velocity. As in straight river reaches, damage caused to banks due to fishing purposes and overgrazing can also speed up the erosion process by weakening banks that are already exposed to non-parallel flow and secondary currents. Erosion on either side of the bank has been found to be triggered by the above factors (NRA, undated).

In the past, artificial channels and channelised rivers in urban areas were designed with the prime objective of maximising the conveyance, i.e. the flow-carrying capacity of the channel. Today, equal emphasis is placed on ensuring that artificial channels will convey the necessary flow while having a high environmental value. One way to achieve this is to incorporate features such as bends to enhance the natural appearance of the channel and promote flora and fauna habitats.

Bends can therefore be considered as desirable features that are present in both natural and built channels but it is important to realise that the flow patterns in bends can differ considerably from those found in straight reaches. Figure 2.17 presents some important features that can be identified in meandering channels:

- the thalweg, or line of maximum depth, which is found close to the outside of bends, swinging from one side of the channel to the other
- deposition of sediment in the form of point bars, which occurs on the inside of bends

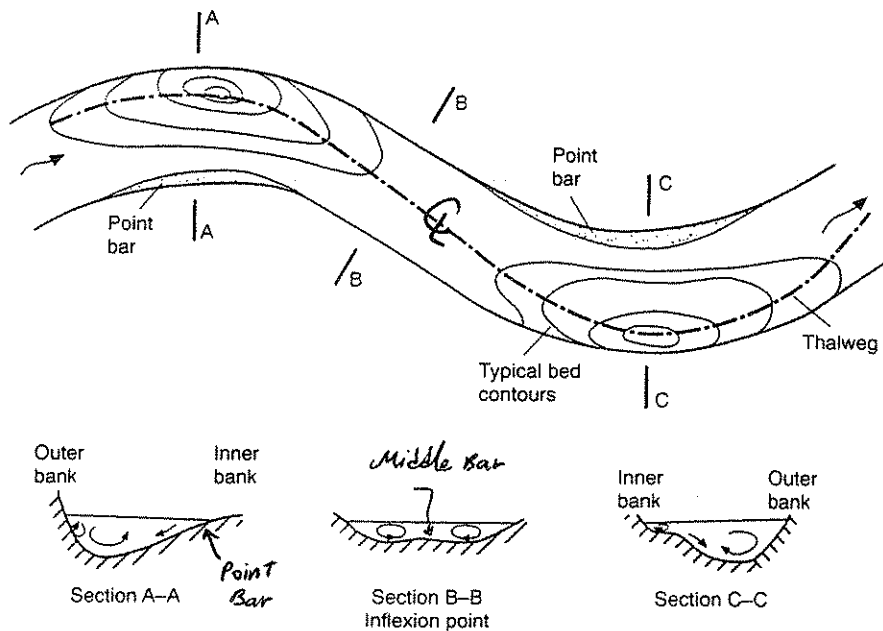


Figure 2.17. Typical example of meandering channel

STABILITY OF CHANNEL BED AND BANKS

- the inflexion point (Section B in Figure 2.17), which is where the thalweg crosses the centreline of the channel. It should be noted that the maximum velocity occurs approximately in the thalweg and that its position shifts with the flow discharge, sometimes coming close to the inner side of the bend. It is advisable, particularly for larger bank protection schemes, to investigate the location of the thalweg before carrying out the works.

→ (The effect of bends on the velocity pattern is illustrated in Figure 2.18 for the case of a bend in the River Severn, UK.) The velocity contours and bed profile at the inflexion point are fairly representative of sections of straight channels. In this particular meander, flow velocities are higher and closer to the outer bank at the apex section than at the inflexion point; also, the non-uniformity of the isovels (lines of equal velocity) is more apparent at the apex, which indicates the presence of stronger secondary circulation. The sharper the bend, the stronger the effect on the flow velocity patterns. This characteristic is usually defined by the ratio R/W , where R is the centreline radius of the bend and W is the water surface width. For the purpose of revetment design, only sharp bends (defined below as $R/W < 26$) need to be considered. It should be noted that this is an approximate criterion, and that physical model studies may be required for the design of complex schemes.

Not much information is available on the stability of proprietary types of revetment placed in bends. However, extensive studies have been carried out in the USA that provide guidance on design of riprap protection. The US Army Corps of Engineers' Design Procedure gives an equation (Equation 2.22) for sizing stone that includes a number of empirical coefficients to take account of several relevant parameters. Among these is the velocity distribution coefficient

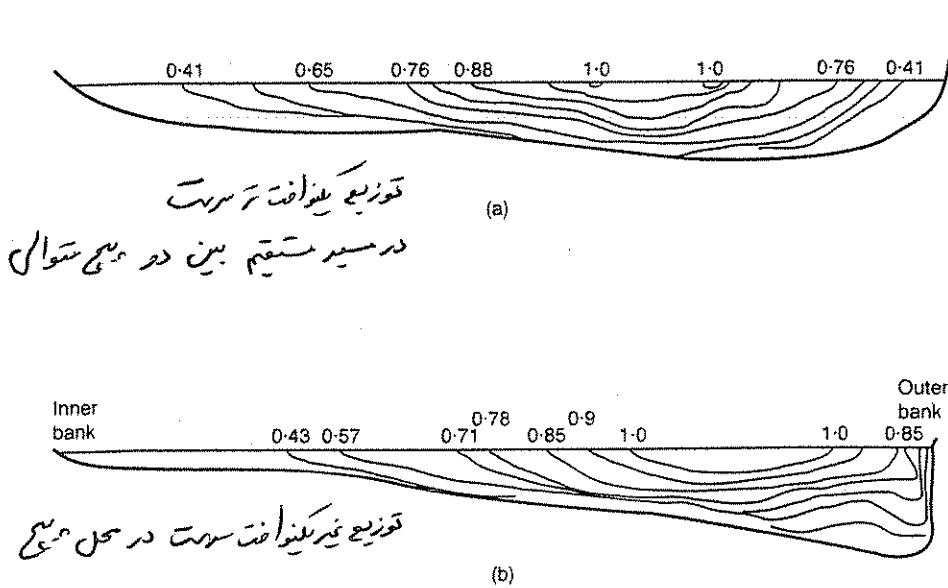


Figure 2.18. Velocity contours at the inflexion point and apex of bend in the River Severn, UK. Velocity values given as ratios of mean local to maximum velocity (adapted from Bathurst, 1979): (a) inflexion point, $Q = 17.64 \text{ m}^3/\text{s}$; (b) bend apex, $Q = 15.48 \text{ m}^3/\text{s}$

در مسیر مستقیم در محل موج

۴/۴

۲۲

RIVER AND CHANNEL REVETMENTS

C_v which takes the value 1 for straight channels and for the inside of bends. In these situations laboratory studies have indicated vertical velocity profiles following a power law; the profiles became more uniform in height at the outer side of bends. Because of this increase in velocity near the bed (probably caused by secondary currents), there is greater potential for riprap movement. C_v can be calculated as follows (Maynard, 1993):

$$\left\{ \begin{array}{l} C_v = 1.283 - 0.2 \log_{10}(R/W) \\ \text{and} \\ C_v = 1 \quad \text{for } R/W \geq 26 \end{array} \right\} \quad (2.24)$$

$C_v = \alpha$
 ضریب توزیع سرعت در سطح انحراف
 (2.25)

where

- R is the centreline radius of the bend
- W is the water surface width at the upstream end of the bend.

Depending on the geometry of the bend, this coefficient will typically increase the size of the necessary stone or blocks by up to about 30%, when compared with conditions in straight channels. Although this coefficient was derived for the US Army Corps of Engineers' Design Procedure, in view of the lack of other suitable formulae, its use is suggested for application with the other design equations presented in Chapter 4.

Care should be taken in the application of this coefficient for bends in highly turbulent environments. The coefficient was introduced to reflect non-standard velocity profiles, which can be due to a number of causes, one of them being high turbulence. Where flows are very turbulent (for example downstream of hydraulic structures) the approach recommended in Section 2.4.1 should be followed since it is likely that the destabilising effect of turbulence will override that of bends.

- (Based on work developed in bends with $R/W = 2.3$, the US Army Corps of Engineers (1981) recommends that protection should be extended upstream to a minimum of one mean water surface width and downstream to a length 1.5 times the mean water surface width.)

2.4.3. Scour around structures

Encounters between the flow and obstructions to its motion such as bridge piers, groynes (or spur dykes) and bridge abutments, result in marked changes in the vertical velocity profile and in the level of turbulence of the flow. In alluvial rivers and channels these changes, in turn, are likely to generate erosion of the following types:

- erosion due to the increase in velocity resulting from a reduction in cross-section imposed by the structure
- localised erosion that is produced directly by the presence of obstructions in the flow path.

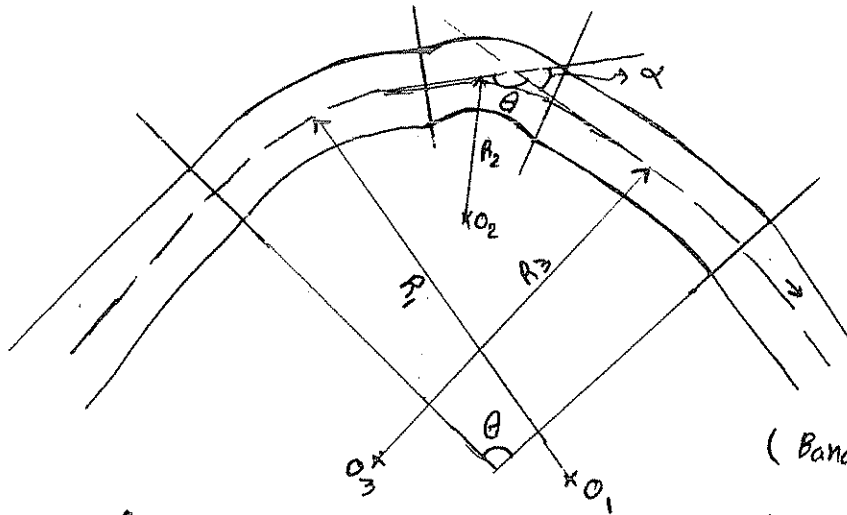
Combined curvature in a channel Bend

(بیج مرکب)

هدف: کاهش Turbulence

اثرات مخربین توزیع غیرمقارن و ذرات در سرعت و تنش در بیج، در بالادست و پایین دست

کاهش قدرت جریان ثانویه



$\alpha = 180^\circ - \theta$

$R_2 < R_1 < R_3$

θ : زاویه بیج (Band angle)

α : زاویه انحراف (Deflection angle)

یک بیج ساده (Circular Bend): یک شعاع انحناء ثابت در گردش زاویه ای θ . $R = \text{const}$
 یک بیج مرکب (Combined Curvature)

(Mild Curvature \rightarrow steep \rightarrow Milder Curvature)

$R_2 < R_1 < R_3$

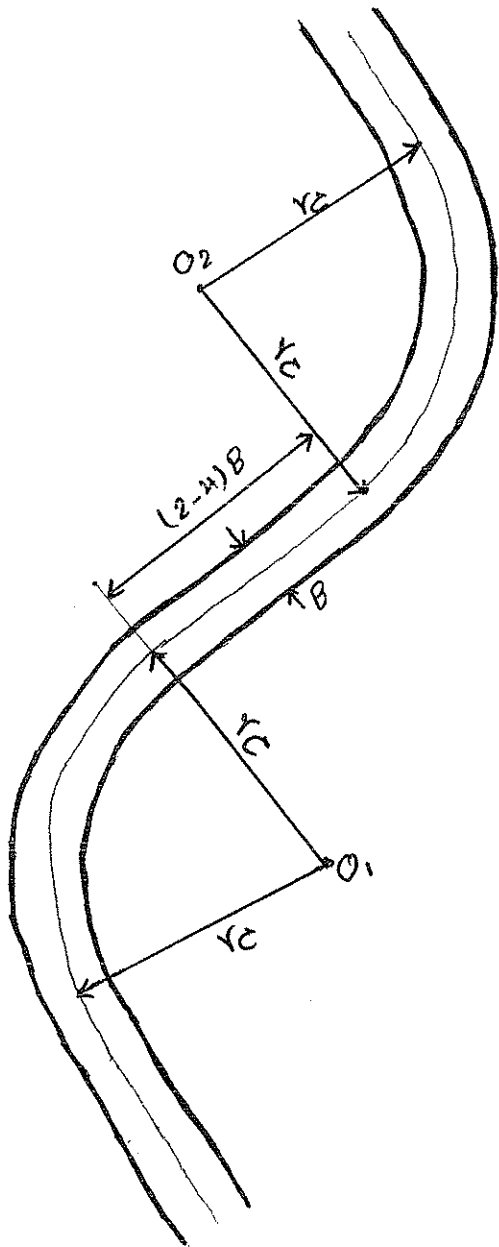
موانع $\left\{ \begin{array}{l} \theta > 50 \\ R_2 = (3-7) B \\ R_2 = (2-3) B \end{array} \right.$ کانال های خند زده \rightarrow در کانال ها رودخانه ها

$Fr < 1$

در حالتی که جریان در کانال فوق بحرانی باشد، برای بکنواختی توزیع جریان، شعاع انحناء حدود ۲ برابر

(Transition requires) $V_{c_t} = 2V_c$

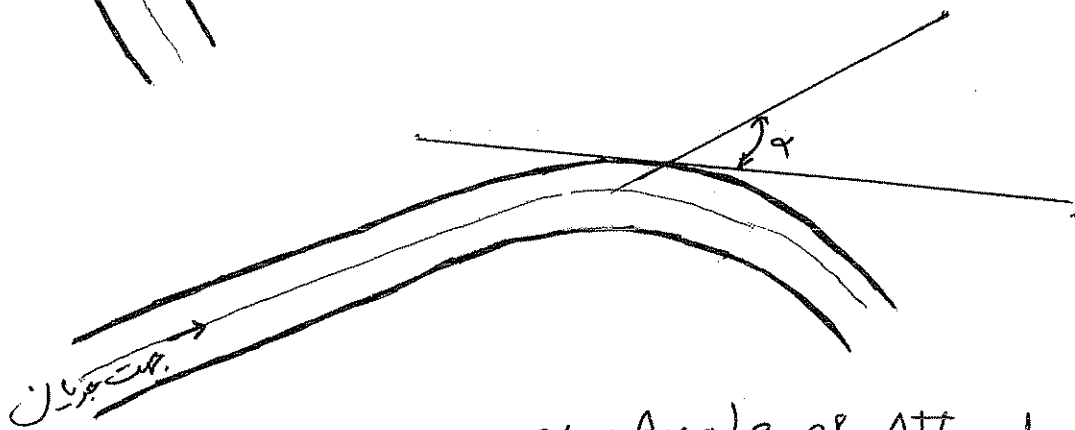
تراشیده است که جریان زیر بحرانی باشد. استقامت می شود



$$3 < \frac{r_c}{B} < 7$$

$\frac{r_c}{B} = 3 \leftarrow$ برای شرایط پایدار

$\frac{r_c}{B} = 7 \leftarrow$ اما در شرایط ناپایدار



$\alpha = \text{Angle of Attack}$

زاویه حمله جریان آب

$$10^\circ < \alpha < 25^\circ$$

شرایط ناپایدار

شرایط پایدار

مسئله جریان در بیخ و ضلعی یک بیخ کانال

در یک کانال مستطیل شکل تبین ($n = 0.014$) با دبی ($Q = 4 \text{ m}^3/\text{s}$) به عرض ($b = 3 \text{ m}$) یک بیخ ساده با شعاع انحنا مرکزی ($r_c = 4.5 \text{ m}$) طرح شده است.

الف) اگر سبب کانال $\theta = 0.3\%$ باشد:

- عمق نرمال آب در کانال (عمق جریان یافت Y_n یا Y_{nn}) ؟
- نوع سبب کانال ؟ نوع جریان در کانال ؟

- اگر سبب عرضی کانال در محدوده بیخ افق باشد، عمق آب در دیواره خارج بیخ Y_{out} ؟ عمق آب در دیواره داخل بیخ Y_{in} ؟
- سطح آب در مقطع عرضی بیخ را رسم کنید.

- اگر طرح بیخ مناسب هیپربولیک مورد نظر باشد (هدف: توزیع کلیتاً جریان در عرض مقطع یا دبی واحد عرض $q = \frac{Q}{b}$ در هر متر عرضی کانال مقدار ثابت باشد).

در این صورت، پروفیل عرضی کانال را در مقطع عرضی بیخ بفواصل عرض 0.5 m محاسبه کنید. شکل مقطع بیخ و سطح آب را رسم کنید.

ب) اگر سبب کانال Steep باشد ؟

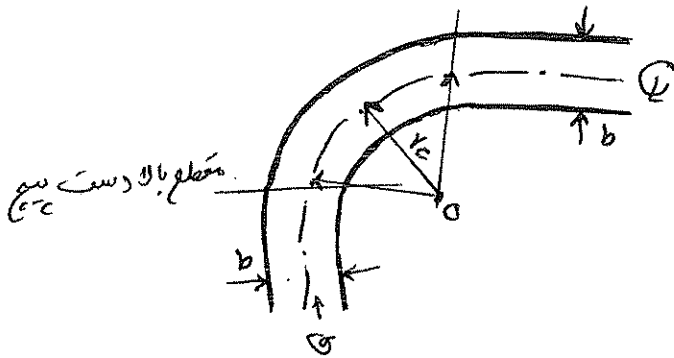
« طراحی سیم کانالها »

« هیدرولیک مجاری روباز »

مسئله :

الف) برای تغییر جهت جریان در یک کانال مستطیلی بعرض $(b = 3\text{ m})$ ، یک سیم ساده (A circular Bend) در نظر گرفته شده است، شعاع انحناء محور سیم 4.5 برابر عرض کانال انتخاب گردیده است. $(r_c = 4.5 b)$.

شیب طولی کف کانال $S_b = 0.0003$ ، ضریب زبری آن $n = 0.015$ و دبی کانال $Q = 4\text{ m}^3/\text{s}$ است. پروفیل عرضی سیم کانال را در مقطع عرضی سیم (Banking) بفواصل هر 0.5 m محاسبه کنید.



ب) در قسمت دیگری از این کانال، شیب طولی تندتر بوده و عرض کانال به 1.5 m کاهش یافته و عمق نرمال آب 0.7 m می باشد.

برای همان شعاع انحناء، در قسمت (الف) تغییرات عرضی شیب کف کانال در محل سیم را محاسبه کنید (مجموعه سبب بفواصل 0.25 m کافی است).

از به نام خدا

- هیدرولیک مجاری روباز :

« Unsteady Flow »

- جریان ناپایدار :

1D. Unsteady flow

* جریان ناپایدار یک بُعدی :

- خصوصیات جریان تابعی از x و t است.
- خصوصیات جریان مانند y و z نسبت به مکان و زمان متغیر هستند.
- جریان unsteady لزوماً Non-uniform است.
- از نظر ریاضی و فیزیکی پیچیده هستند.
- جریان ناپایدار لزوماً غیر یکدست است. بنابراین جریان ناپایدار یکدست وجود ندارد.
- تعریف موج (Wave) :

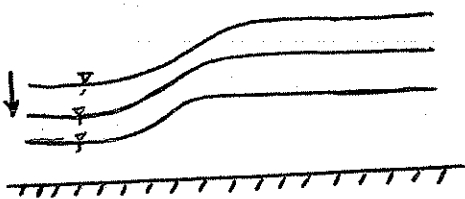
موج ناشی از رگبار - سیل - شکستن سد - باز و بسته شدن دریچه : Surge

غیر موج جذر و مدی \rightarrow (Surge flow)

موج ناشی از جذر و مد (Tidal) در روزانه : Bore

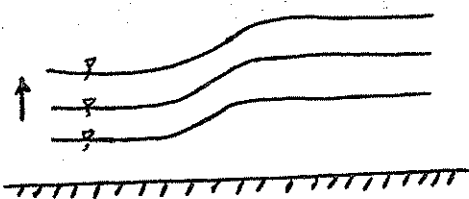
- Negative wave: Reducing the depth with time.

مثال موج منفی: مثل موج حاصل از جذر.



- Positive wave: Increasing the depth with time.

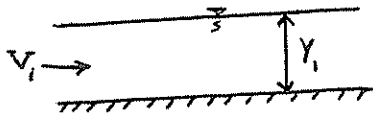
مثال موج مثبت: مثل موج حاصل از قد.



- جریان ناپایدار یک بُعدی در برخی شرایط به صورت پایدار (steady) شبیه سازی می شود
مانند: سله موج ساده (دوره کارشناسی)

- دیگر حالات خاص:

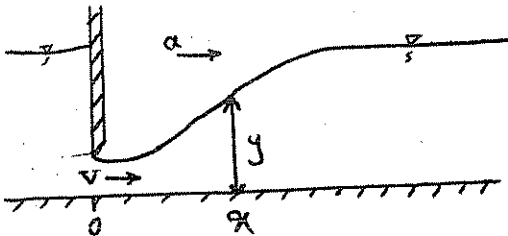
الف) معادله پیروی موج ساده در یک کانال مستطیلی صاف و با شیب کم (موج ساده فوجی است که تغییر عمق منظمی در فاصله کوتاه داشته باشد طوری که پیمانی موج قابل رؤیت باشد).



- شرایط جریان اولیه (I.C.):

جریان یکبرافت و پایدار (عمق y و سرعت v_1):

- فرض: در یک کانال مستطیلی در یک به صورت تدریجی بسته شود که در این صورت در پایین دست در یک، موجی متنی به سمت پایین دست ایجاد شده، که بازماند تغییر شکل می دهد:



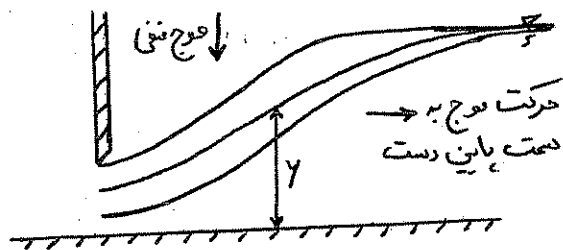
- شبیه سازی:

در یک به تدریج به اندازه Δz های کوچک بسته شود.

← (بتن ناآرامی در یک، یک موج بلند و بصورت

غلظتی ایجاد می کند که با معادلات موفتم

قابل حل است - در درس هیدروئیک انبار داریم.)



← (بتن تدریجی: یعنی از نظر فیزیکی، در هر زمان معین t ، یک موج طولانی و صاف داریم که می توان بصورت موجهای کوتاه متوالی شبیه سازی کرد و از معادله انرژی حل نمود.)

- برای شبیه سازی ← گسترش موج به صورت پلکانی

(به صورت موجهای کوتاه متوالی - A series of steps)

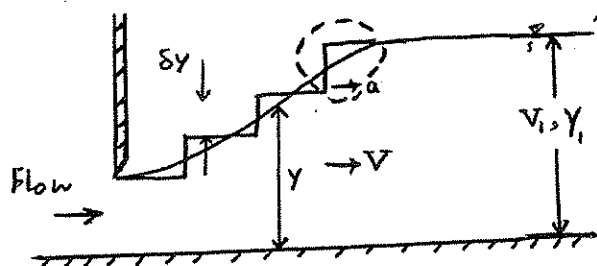
- برای موج ناشی از اولین بتن جزئی (Δz اولی):

موج متنی صاف (بدون غلظت) که شرایط مرزی پایین دست

آن، جریان یکبرافت با y_1 و v_1 است.

- موج در سطح با سرعت a و ارتفاع δy

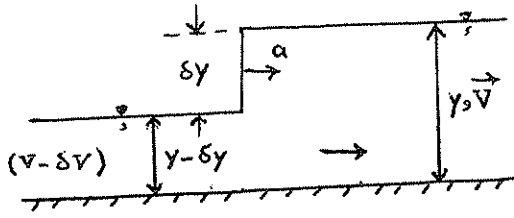
حرکت می کند.



سرعت موج = سرعت هر موج جزئی a

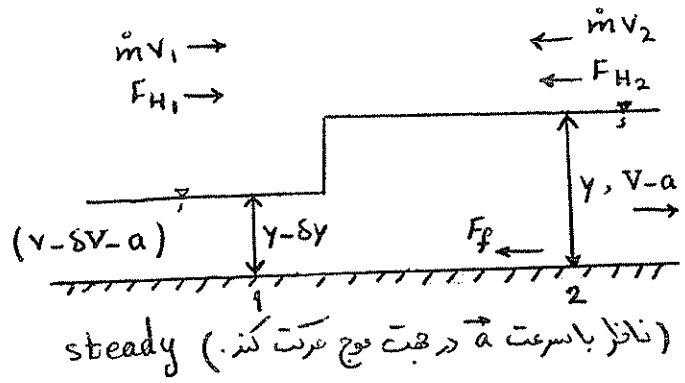
«موج ناشی از اولین بتن جزئی در یک»

3 - برای اولین step که شرایط مرزی v_1 و y_1 است، داریم: (For each step of closure)



ناظر ثابت (unsteady)

(- سرعت بالادست به اندازه δv متفاوت است)



ناظر با سرعت a در جهت موج حرکت کند. (steady)

- چون موج کوتاه است، تغییر در عمق (δy) و تغییر در سرعت (δv) جزئی است. بنابراین: از معادلات steady استفاده می‌کنیم:

Continuing Eq: $q_1 = q_2$

$$(v - \delta v - a)(y - \delta y) = (v - a)y \quad (1)$$

Momentum Eq: $\sum F = \rho q \Delta v$

- کانال صاف با طول کوتاه:

از نیروی اصطکاک (F_f) و یا نیروی لزجت (F_v) صرف نظر می‌شود. از نیروی ثقل (F_g) هم به خاطر کم بودن سبب کانال صرف نظر می‌شود. (تولید F_g در جهت جریا ناچیز است) و برآورد F_g نیز در جریان غیر یکپارچه مشکل است.

⇐ تنها اختلاف نیروی فشاری مؤثر است.

(چون تغییر عمق را - هر چند ناچیز - می‌خواهیم باشد، پس ΔF_H را نله می‌داریم)

$$F_{H1} - F_{H2} = \rho q (v_2 - v_1) = \frac{\gamma}{g} (v_2 y_2) (v_2 - v_1)$$

$F_{H1} - F_{H2}$: اختلاف نیروی فشاری با فرض توزیع هیدرواستاتیکی فشار به دلیل سبب کم کانال و اینکه جریا در سطح آب و یا بار موجی نباشد.

$$F_H = \gamma h_c A \xrightarrow{\text{در مقطع مستطیلی در واحد عرض}} F_H = \frac{1}{2} \gamma y^2$$

$$\frac{1}{2} \gamma (y - \delta y)^2 - \frac{1}{2} \gamma y^2 = \frac{\gamma}{g} (v - a) y [(v - a) - (v - \delta v - a)] \quad (2)$$

4

$$\frac{dv}{dy} = \pm \sqrt{\frac{g}{y}} \quad (3) \quad \text{--- کرادیا سرعت در عمق ---}$$

From Eq. (1) & (2) $\left\{ \begin{array}{l} a = v \pm \sqrt{gy} \quad \text{یا} \quad a = v \pm c \quad (4) \quad \text{--- سرعت مطلق موج ---} \\ \text{اثبات کنید!} \end{array} \right.$

c : سرعت مطلق موج سطحی کوتاه (Celerity)

v : سرعت در پایین دست موج

علامت مثبت (+): حرکت موج در جهت مثبت x (رو به پایین دست)

(علامت مثبت برای جهت حرکت موج است نه منفی بودن موج یا مثبت بودن موج)

← انتگرال معادله دینامیک معمولی (3) و اعمال B.C. مناسب (جریا بلز افت پایین دست با v_1 و y_1)

$$dv = +\sqrt{\frac{g}{y}} dy \rightarrow \Delta v = \sqrt{g} \int \frac{dy}{y^{1/2}} = \dots + c$$

$$v = v_1 - 2\sqrt{gy_1} + 2\sqrt{gy} \quad (5) \quad \leftarrow \text{ثابت کنید!}$$

→ Eq. (4) for a wave moving in $+x$ -direction

$$(6) \quad \left\{ \begin{array}{l} a = v + \sqrt{gy} \\ a = \frac{x}{t} \end{array} \right. \Rightarrow \sqrt{gy} = \left(\frac{x}{t} - v \right) \quad (7)$$

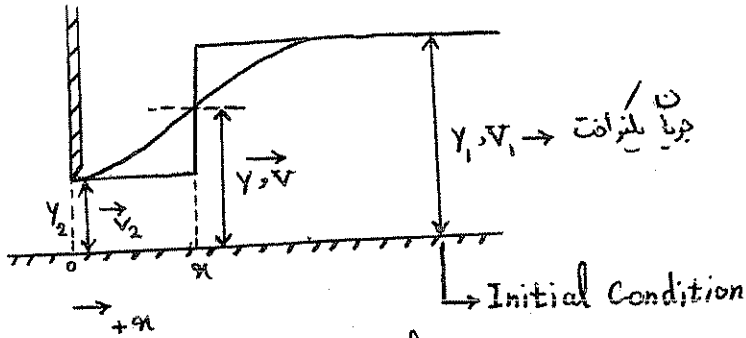
$$\text{by Eq (7) in (5)} \rightarrow v = \frac{1}{3}v_1 + \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{x}{t} \right) - \frac{2}{3}\sqrt{gy_1} \quad (8)$$

معادله (8) بیانگر سرعت جریا ^{سطحی} (v) در فاصله x از دریچه و با عمق y است.

که شکل و جدول مربوط به نحوه حل معادله (8) در صند بعدی آید ←

5

where:



شرایط اولیه = v_1

معادله (8)

x	$v(x,t)$		
	t		
	0	1	...
0	v_1		
1	v_1		
...	v_1		
...	v_1		

سرعت v در هر x پایین دست در t و در هر زمان t

Eq. of water surface : $x = at$ (Eq. 6)

From Eqs. (6 & 4) $\rightarrow x = (v + \sqrt{gy})t$ (9)

From Eqs. (9 & 8) $\rightarrow x = (v_1 - 2\sqrt{gy_1} + 3\sqrt{gy})t$ (10)

y_1, v_1 : known , then , form any t : $x = f(y)$

معادله (10)

x	$y(x,t)$		
	t		
	0	1	...
0	y_1		
1	y_1		
...	y_1		
...	y_1		

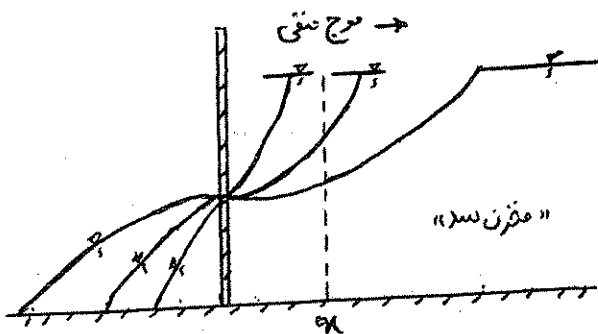
شرایط اولیه = y_1

$y = F(x,t)$

for any t : $y = f(x)$

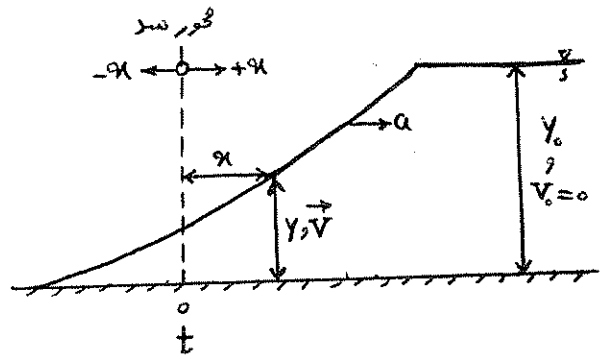
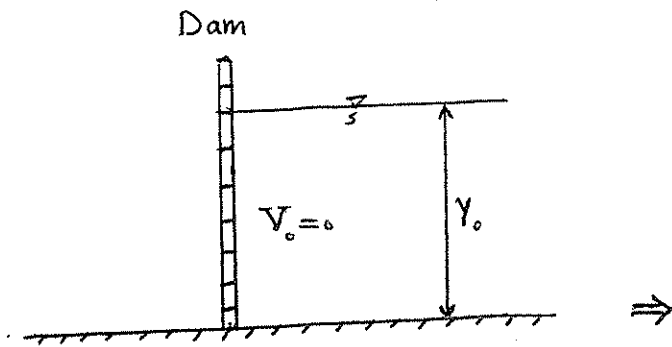
در هر x پایین دست در t و در هر زمان t عمق y

Sudden (Dam Break) شرایط شکست سد



حالت خاصی از بازشدگی ناگهانی ریزه است.
در یک x معین، عمق با زمان در محزون کم می شود.
(موج متقی)

6



I.C. شرایط اولیه $\begin{cases} x=0 \\ t=0 \end{cases}$

* برای موج سطحی در جهت $+x$:

I.C. $\begin{cases} V_0 = 0 \\ y = y_0 \end{cases}$, Eq. (5) $\rightarrow V = V_1 - 2\sqrt{gy_1} + 2\sqrt{gy}$

at t $\begin{cases} y, 0 < y < y_0 \\ V \\ a \text{ سرعت موج سطحی} \\ x = at \end{cases}$

, $V_1 = V_0 = 0$, $y_1 = y_0$

$\Rightarrow V = -2\sqrt{gy_0} + 2\sqrt{gy}$ (11) * معادله سرعت \leftarrow

Using Eq. (10)
and

with : $V_1 = 0$, $y_1 = y_0$

$x = (V_1 - 2\sqrt{gy_1} + 3\sqrt{gy})t$

$\therefore \rightarrow x = (3\sqrt{gy} - 2\sqrt{gy_0})t$ or $x = F(y, t)$
(12)

- در هر t صحن $x = f(y)$

7

* محدودیت فیزیک معادلات (11) و (12):

(1) For $y=0$ $\xrightarrow{\text{صادق (11)}} V = -2\sqrt{g y_0}$ \rightarrow \checkmark معنی دار نیست.
(مفروضه خالی نشود)

(2) For $\begin{cases} \eta = 0 \\ t \neq 0 \end{cases} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Eq. (12)} \rightarrow y = \frac{4}{9} y_0 = \text{Const.} \\ \text{Eq. (11)} \rightarrow y = \frac{4}{9} y_0 \rightarrow V = -\frac{2}{3} \sqrt{g y_0} = \text{Const.} \end{array} \right\} \checkmark \text{ صادق نیست} \leftarrow$

- یعنی در شرایط فیزیکی (مثل سرد و عمق صفر) جواب نمی دهد.

- نتیجه: محدوده اطمینان:

$$\left. \begin{array}{l} \eta > 0 \\ \text{(بالا ریت معبر)} \\ 0 < y \leq y_0 \end{array} \right\}$$

برای موج متقی

* به فصل ۷ از کتاب «قدمه‌ای بر هیدرولیک جریان‌ها» ناپایداری - انتشارات دانشگاه تهران - صلح توحیدزاده [«ضمیمه» مراجعه شود.]

بسمه تعالی

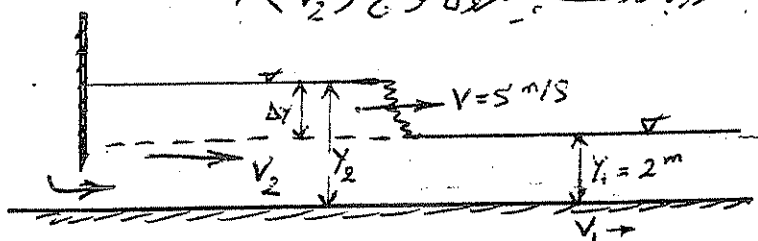
هیدرولیک

۶۲

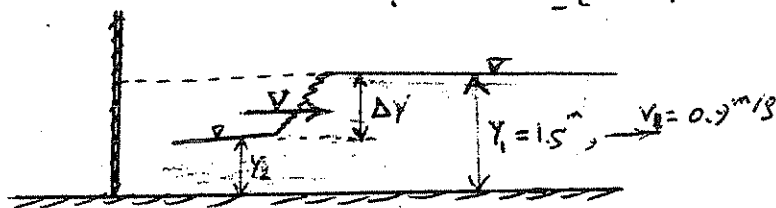
۴. یاسی

سری مسائل شماره ۷ - جزو ناپیدا

① در یک کانال کشتیرانی (navigation canal) با مقطع مستطیل شکل، آب با ارتفاع ۲ متر بطور ساکن ایستاده است. ($\gamma_1 = 2^m$) با باز کردن دریچه ورودی کانال، آب با سرعت وارر کانال می‌شود. سرعت حرکت موج آب معادل ۵ متر بر ثانیه است ($V = 5 \text{ m/s}$).
مطلوبت:

الف) ارتفاع موج (Δy) ؟ب) سرعت متوسط آب در بالاترین بخش موج (V_2) ؟

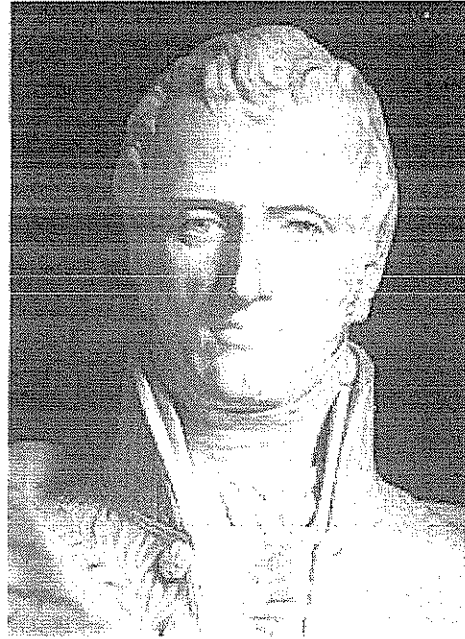
② در یک کانال مستطیلی، جریان با عمق ۱.۵ متر و سرعت ۰.۹ متر جاری است. در بالاترین کانال، دریچه کثیف بطور ناگهانی بسته می‌شود (دوبی قطع می‌شود).
مطلوبت:

الف) ارتفاع موج (Δy) ؟ب) سرعت موج (V) نسبت به این دست ؟

George Gabriel Stokes (1819-1903)



Claude-Louis Navier (1785-1836)



Navier-Stokes Equations

3 - dimensional - unsteady

Glenn
Research
Center

Coordinates: (x,y,z) Time : t Pressure: p Heat Flux: q
 Velocity Components: (u,v,w) Density: ρ Stress: τ Reynolds Number: Re
 Total Energy: Et Prandtl Number: Pr

Continuity:
$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} = 0$$

X - Momentum:
$$\frac{\partial(\rho u)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u^2)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho uv)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho uw)}{\partial z} = -\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{1}{Re_r} \left[\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \right]$$

Y - Momentum:
$$\frac{\partial(\rho v)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho uv)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v^2)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho vw)}{\partial z} = -\frac{\partial p}{\partial y} + \frac{1}{Re_r} \left[\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \right]$$

Z - Momentum:
$$\frac{\partial(\rho w)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho uw)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho vw)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w^2)}{\partial z} = -\frac{\partial p}{\partial z} + \frac{1}{Re_r} \left[\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zz}}{\partial z} \right]$$

Energy:
$$\frac{\partial(E_T)}{\partial t} + \frac{\partial(uE_T)}{\partial x} + \frac{\partial(vE_T)}{\partial y} + \frac{\partial(wE_T)}{\partial z} = -\frac{\partial(up)}{\partial x} - \frac{\partial(vp)}{\partial y} - \frac{\partial(wp)}{\partial z} - \frac{1}{Re_r Pr_r} \left[\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right]$$

$$+ \frac{1}{Re_r} \left[\frac{\partial}{\partial x} (u \tau_{xx} + v \tau_{xy} + w \tau_{xz}) + \frac{\partial}{\partial y} (u \tau_{xy} + v \tau_{yy} + w \tau_{yz}) + \frac{\partial}{\partial z} (u \tau_{xz} + v \tau_{yz} + w \tau_{zz}) \right]$$

کلود لوئیس ناور (Claude-Louis Navier)

اودر ۱۰ فوریه سال ۱۷۸۵ در شهر Dijon فرانسه دنیا آمد. وی در سال ۱۸۰۲ در
Ecole Polytechnique ثبت نام کرد و در سال ۱۸۰۴ تحصیلاتش را در
Ecole National des Ponts et chaussees ادامه داد و در سال ۱۸۰۶ فارغ التحصیل

شد. وی در سال ۱۸۱۹ توانست خط مقدم تنش و کرنش را مشخص کند و در انجام موفقیتهای متعدد نتایج
اشباه Galileo Galilei را اجمع کند.

اودر سال ۱۸۲۱ نظریه الاستیسیته را در قالب ریاضیات ارائه داد و برای اولین بار آنها را در دسترس
همگان قرار داد.

در سال ۱۸۲۴ در آکادمی علوم فرانسه (French Academy of Science) پذیرفته شد و
در سال ۱۸۳۱ به عنوان استاد کتاب و حسابان توفیق کار شد. (Ecole National)

مهمترین نقش وی در زمینه ارائه مدارک نادر - استوئیک در سال ۱۸۲۲ که پایه و اساس
کتاب سیالیت است در باشد.

ناویر در ۲۱ اگوست سال ۱۸۴۶ در پاریس از دنیا رفت.

۲/۴

(Georg Gabriel Stokes)

جرج گابریل استوکس

استوکس در سال ۱۸۱۹ در ایرلند به دنیا آمد. در سن ۱۶ سالگی به انگلستان رفت و وارد کالج Bristol شد. در طول تحصیلش در این کالج استادی در زمینه ریاضیات آشنکار شد. در سال ۱۸۳۷ وارد دانشگاه Pembroke در Cambridge شد. در سال بعد عضویت در این دانشگاه تحت آموزش William Hopkins که یکی از علم‌دانان مدرسی کالج بود را گرفت.

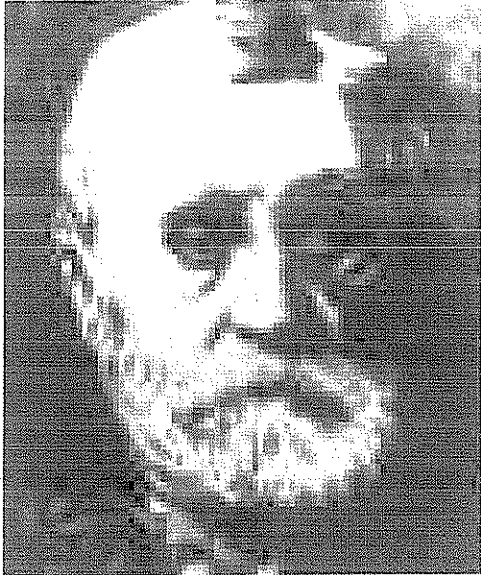
در سال ۱۸۴۱ به عنوان شاگرد لعل دانشگاه تاریخ تحصیل شد، در همین کلاس بود که جان Smith را دید. در سال ۱۸۴۲ و ۱۸۴۳ مقالات را در مورد حرکت سیالات نگاشته شد، بعد از این بعد از تکمیل تحقیقات دریافت کرد Duhamel هم نتایج بسیار دست پیدا کرده؛ استوکس بعد از این تحقیقات به بررسی اصطکاک در سیالات در حال حرکت پرداخت و بعد از دریافت مقالات مهمی از حرکت در سیالات که بعد از او شش Navier، Poisson، Saint Venant و همچنین مقالات دست پیدا کرده دنیا بر این نتایج بدست آمده را به گونه‌ای دیگر تحت عنوان "شورهای اصطکاک در سیالات در حال حرکت" در سال ۱۸۴۵ منتشر کردند. در مقاله بعدی خود را در مورد هیدروستاتیک تحت عنوان "قانون لزجت استوکس" در سال ۱۸۵۱ منتشر کرد.

او در سال ۱۸۵۴ به عنوان مدیر انجمن Royal برگزیده شد که تا سال ۱۸۸۵؛ کار خود را در این انجمن در سال ۱۸۸۵ به عنوان رئیس آن مجمع برگزیده شد و تا سال ۱۸۹۰ در همین مقام باقی ماند؛ در همین رئیس انجمن Victoria از سال ۱۸۸۶ تا زمان مرگش در ۱۹۰۳ باقی ماند.

در سال ۱۸۹۳ سال Copley را از انجمن Royal شرف دریافت کرد. او در سال ۱۹۰۲ تا ۱۹۰۳ رئیس کالج Pembroke بود.

* استوکس در ۱۳ اکتبر ۱۸۱۹ در Sligo، ایرلند به دنیا آمد و در ۱ فوریه ۱۹۰۳ در Cambridge، انگلستان از دنیا رفت.

Jean Claude Saint-Venant (1797 - 1886)



سنت وینان در ۲۳ آگوست سال ۱۷۹۷ در فرانسه
 بدینا آمد. در سال ۱۸۱۳ در سن ۱۶ سالگی وارد
 Ecole Polytechnique شد در سال ۱۸۱۶ از آنجا
 فارغ التحصیل شد

او ۲۷ سال خدمت در آن بود که ۷ سال اول را برای
 Service des Poudres et Salpêtres و ۲۰ سال

بعد را برای Service des Ponts et Chaussees کار کرد.

او در Ecole des Ponts et Chaussees با فرانسوا برنولی و ویلیام برنولی همکاری داشت، همچنین در سال
 ۱۸۴۳ برگزیده از مقالات
 نامور استونیس بود. او در سال ۱۸۷۱ مقالاتش را برای جریان های غیر ماندگار در کانالهای باز ارائه داد.
 سنت وینان در ۶ ژوئن سال ۱۸۸۶ در سن ۸۹ سالگی از دنیا رفت.

the st venant equations are :

the continuity equation

$$v \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial v}{\partial x} + b \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

the dynamic, or momentum, equation

$$g \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} = g (i - j) \quad (2)$$

A : سطح مقطع مجرای جریان

v : سرعت متوسط

h : عمق جریان

b : عرض سطح آب

g : شتاب ثقل

t : زمان

x : فاصله نقطه مورد نظر با بالا برد

8

* معادلات عمومی جریان - ناپایدار - یک بعدی :

1D - Unsteady flow - General Eqs.

- برخی شرایط جریان (مثل جریان در Tidal rivers) را نمی توان به صورت steady شبیه سازی کرد.

معادله عمومی $\leftarrow \phi(V, y, x, t) = 0$ تابع هدف \checkmark

- به طور مثال: تغییر وابسته (y, V) تابعی از (x, t) است: $V = F(y, x, t)$

- پس از یک تغییر متقل (y, t, x) \leftarrow معادله به صورت P.D.E است.

* مقدمه: برای شرایط جریان یک بعدی (1D flow):

معادله عمومی بر آن حالت پایدار و ناپایدار $\leftarrow \tau_0 = \gamma R S_f$ (مترساختن برشی برتری برآید).
در بازه ای که مقاومت جریان ناشی از اصطکاک است.

in "steady flow" (ولی غیر یکبرافت)

$$\begin{cases} H = f(x) \quad \frac{dH}{dx} = -S_f \text{ (friction slope)} \\ -S_f = \frac{\tau_0}{\gamma R} = \frac{V^2}{CR} \rightarrow \text{(Chezy Eq.)} \\ S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{4/3}} \rightarrow \text{(Manning Eq.)} \end{cases}$$

for "unsteady flow": $H = f(x, t) \leftarrow$ Total Energy

$$S_f = f(x, t)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} \neq -S_f \text{ (From Manning or chezy)}$$

\leftarrow چون $\frac{dH}{dx} = -S_f$ برای شرایط steady است (یعنی فقط تغییر x داریم).

بصورت کلی:

$$S_f = \frac{\tau_0}{\gamma R}, \quad \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(h + \frac{V^2}{2g} \right)$$

9 - فرم عمومی معادله ریزانسیل (دو بعدی): $V = f(x, t) \rightarrow d\vec{V} = \frac{\partial V}{\partial x} dx + \frac{\partial V}{\partial t} dt$ but:

$$\vec{a} = \frac{d\vec{V}}{dt} = \frac{dx}{dt} \cdot \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t}$$

$\frac{dx}{dt} = V$ بُعد مکانی، یک بُعد است یا بیش از آن

$$a_x = V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t}$$

(معادله عمومی یک بُعدی است)

* $V \frac{\partial V}{\partial x}$ = شتاب مکانی یا انتقالی (convective acceleration) ← تغییر سرعت در t معین

* $\frac{\partial V}{\partial t}$ = شتاب موضعی (local accel.) ← تغییر سرعت در یک x معین

✓ For steady flow: $\frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad \therefore a_x = V \frac{\partial V}{\partial x}$

- مثال: جریان پایدار و غیر یکدست (جریان در یک تبدیل)



«تبدیل»

$\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0 \rightarrow a_x \neq 0$ «steady-NonUniform»

✓ For steady-uniform flow: $\frac{\partial V}{\partial t} = 0$, $\frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad \therefore a = 0$

* نتیجه: جریان پایدار (که لزوماً غیر یکدست نیز هست)، جریان شتاب دار است.

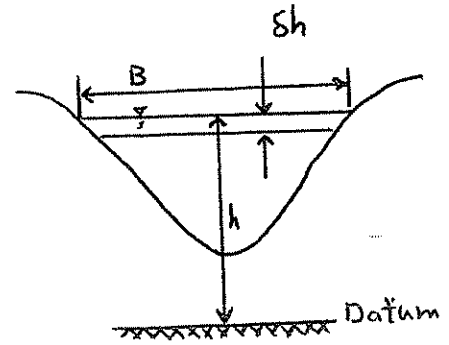
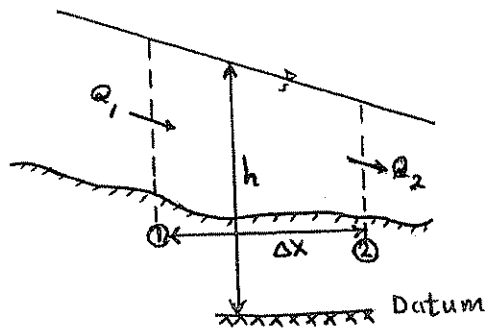
* معادلات اساسی:

(2) معادله حرکت یا معادله حوضت

(1) معادله پیوستگی

{ معادله انرژی بطور مستقیم کار ساز نیست. چون بر اساس اصل فیزیکی یک بُعدی و پایدار است
همچنین معادله در حالت کلی $\frac{\partial H}{\partial x} \neq -S_p$ شد.

1) Continuing Eq. (معادله پیوستگی)



Using Mass Conservation Law: (اصل بقای جرم)

inflow rate - outflow rate = Rate of change in Volume
 - اصل بقای جرم در واحد زمان:

if $Q_1 > Q_2$ در جهت جریان: سطح آب (h) بالا می رود.

- اگر جریان از بالا دست نسبت به زمان افزایش یابد \Leftarrow جریان ورودی بیشتر از خروجی است (در Δx).

و Considering $Q_1 < Q_2$ اگر

Assuming Linear variation of Q in Δx : (Δx is so small)

$$\text{By definition: } Q_2 - Q_1 = \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x \quad (1) \quad \text{یا} \quad Q_2 = Q_1 + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x$$

- معادله (1) یک معادله خطی است؛ یعنی سبب تغییرات Q در طول Δx ثابت است ($\frac{\partial Q}{\partial x} = c$).

$(Q_2 > Q_1) \rightarrow Q_2 - Q_1 = \text{Rate at which Volume (1-2) is decreasing}$
 \Leftarrow یعنی سطح آب پایین خواهد آمد.

$$(Q_2 - Q_1) = \frac{\partial V}{\partial t} \rightarrow Q_2 - Q_1 = -B \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \cdot \Delta x \quad (2)$$

11

Δx - کوچک است ($\Delta x \rightarrow 0$)
 Δh - کوچک است ($\Delta h \rightarrow 0$)
 B را می توان ثابت گرفت.

✓ From Eqs. (1), (2): $\frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x = -B \frac{\partial h}{\partial t} \cdot \Delta x$ OR $\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0$ (3)

✓ From Eq. (3) $\rightarrow Q = f(x, t)$

✓ Eq. (3) named as 1D flow, Continuing Eq.

✓ From steady flow: $\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \\ B \neq 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \rightarrow Q = \text{Const.}$
 یعنی دبی در طول Δx ثابت است.

- مهم: جریان پایدار یعنی تغییر جریان نسبت به زمان ندارم \Leftrightarrow دبی در طول ثابت است.

✓ From rectangular channel $\rightarrow Q = q \cdot B \rightarrow \therefore \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = 0$: (4)

($B =$ عرض متوسط (ثابت) در طول کوچک Δx .)

* in another way: $Q = AV$, $Q = f(x, t)$

$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (AV) = A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x}$: (5)

\Leftrightarrow جریان ناپایدار؛ $\frac{\partial Q}{\partial x} \neq 0$

✓ From Eqs (3), (5): $A \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0$: (6) معادله عمومی برستل

12

تغییرات بستر نداریم یا ناچیز است \leftrightarrow in fixed-bed channel, where $z = \text{Const. over time}$
 $\underline{z} = f(x)$

Since : $h = z + y \xrightarrow{\frac{\partial z}{\partial t} = 0}$ then : $\frac{\partial h}{\partial t} \equiv \frac{\partial y}{\partial t}$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t}(z + y) = \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{\partial y}{\partial t} \leftarrow$$

برای بستر ثابت \leftarrow (7) : $\boxed{\therefore A \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial A}{\partial x} + B \frac{\partial y}{\partial t} = 0}$

in Rectangular channels : $A = By$, $B = \text{Const.}$

- در نتیجه معادله پیوستگی در واحد عرض برای مقطع مستطیلی با بستر ثابت به صورت زیر (معادله 8) می شود

then : $\boxed{y \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0}$: (8)

- معادله (8) مشابه فرم تابع عمومی که اول درس دینامیک بودیم می باشد
 (y, v خصوصیات جریان هستند)
 $\phi = (v, y, x, t) = 0 \leftarrow$

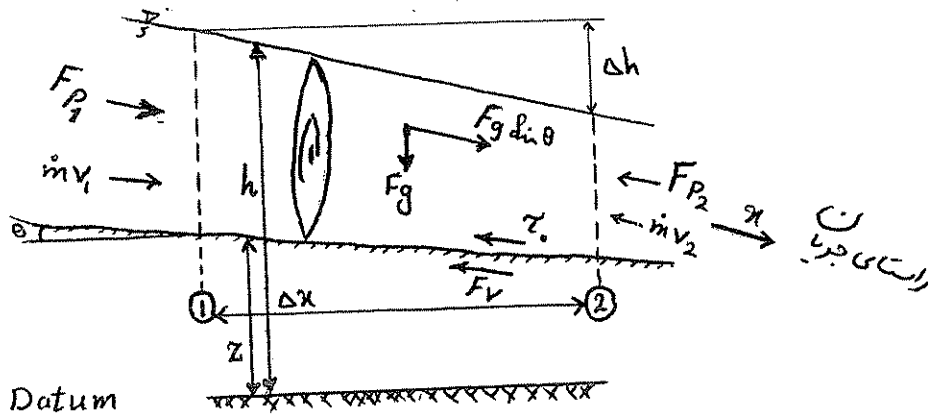
2) Equation of motion / Momentum Eq. (معادله حرکت یا مومنتم)

Newton's 2nd law : $\vec{F} = m\vec{a}$

(در تحلیل تک بعدی) in \vec{x} -direction : $\sum F = ma$

x : (راستای جریان) نه محور کارترتیسی!

13



- در مجاری روباز - بدون موانع $\leftarrow \Sigma F = ?$

- در کل جریان: از F_g (نیروی کشش سطح) و F_E (نیروی الاستیک) صرف نظر می شود.

- نیروهای مؤثر: $\Sigma F \perp F_I \Leftarrow [F_g, F_v = \tau_0 A_s, \Delta F_p]$

$F_v = \tau_0 A_s =$ نیروی مقاومت ناشی از اصطکاک (برش بر جریان است). (مانع وجود ندارد).

Assume: * Δx is small $\Rightarrow A_1 = A_2 = A$

* Hydrostatic pressure Distribution over the depth.

* ($\hat{\theta}$ is small) $\perp S_c < 10\% \perp \theta < 6^\circ$

* $F_p = F_H = \gamma A h_c$ - با توزیع هیدرواستاتیک

* $\hat{\theta}$ is small $\Rightarrow F_g \sin \theta = W \sin \theta \approx 0.0 \approx$ مؤلفه نیروی وزن «جهت جریان»

(F_g بسیار مؤثر است: اما $F_g \sin \theta = 0$ است)

« $F_v = \tau_0 \cdot A_s$ » \rightarrow نیروی مقاومت ناشی از اصطکاک بر جریان است (سطح جانبی = A_s)

$F_{H1} - F_{H2} = -\Delta(\gamma h_c A)$, $A_1 \approx A_2 = A \rightarrow \Delta h_c = \Delta h \therefore \Delta F_H = -\gamma A \Delta h$

$\therefore F_I = \Sigma F = (F_{H1} - F_{H2}) - F_v = ma$

14

$$(-\gamma \Delta h A) - \tau_0 \cdot P \cdot \Delta x = \underbrace{\rho A \Delta x}_m \left(v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} \right) \dots : (I)$$

\downarrow
 قیض نیست

But :

$$\begin{cases} R = \frac{A}{P} \\ \Delta x \rightarrow 0 \Rightarrow \Delta h \rightarrow \text{becomes small} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \Delta h \rightarrow \partial h \\ \Delta x \rightarrow \partial x \end{cases} \text{ P.D. form}$$

Eq. (I) divided by $P \cdot \Delta x$: $\tau_0 = -\gamma R \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} \right) : (II)$

$$\rightarrow \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} \right) = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{2} \frac{\partial v^2}{g \partial x} = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2g} \right) = \frac{\partial}{\partial x} \left(h + \frac{v^2}{2g} \right) = \frac{\partial H}{\partial x}$$

(II) $\therefore \tau_0 = -\gamma R \left(\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \right) \rightarrow \frac{\tau_0}{\gamma R} = - \left(\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \right) : (III)$

But : $\tau_0 = \gamma R S_f \quad \underline{\underline{S_f = \frac{\tau_0}{\gamma R}}} : (IV)$ (در طول Δx ، مقاومت جریانی
تنها ناشی از τ_0 است)

From Eqs. (III, IV) : $\underline{\underline{S_f = - \left(\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \right)}}$ - معادله عمومی سبب انرژی اصطفاکی
(Friction Slope)

نتیجه \rightarrow در جریان نابایدار $\rightarrow S_f \neq - \frac{\partial H}{\partial x}$

$$\Rightarrow \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + S_f = 0 : (6)$$

لا : $\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(h + \frac{v^2}{2g} \right) = \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (z + y) + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x}$

$$\therefore \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x}$$

(۳۱۲)

15

in fixed-bed channel $\Rightarrow z, f(x), z_t = \text{Const.} \rightarrow$

$$\rightarrow \frac{\partial z}{\partial x} = \frac{dz}{dx} \approx \frac{\Delta z}{\Delta x} = -S_0 \quad \text{شیب کف موضعی}$$

$$\rightarrow \left(\frac{\partial H}{\partial x} \right) \text{ نکتۀ مهم: لزوماً با } \frac{d\phi}{dx} \text{ یکسان نیست، مثل همان}$$

$$\therefore \frac{\partial H}{\partial x} = -S_0 + \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \quad (10)$$

From Eqs (9) و (10):

$$S_f = S_0 - \frac{\partial y}{\partial x} - \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} \quad (11)$$

اساسی معادله (11):
 - معادله عمومی موقعیت / حرکت
 - General Eq. of Motion OR Momentum Eq.
 - Saint Venant Eq.

معادلات سینت و انت: معادله پیوستگی و معادله مومنتم (معادله عمومی جریان ناپایدار)

Friction slope: $S_f v$ (افت انرژی در اثر اصطکاک در واحد طول)

Bed slope: $S_0 v$

water surface slope relative to the bed: $\frac{\partial y}{\partial x} v$

Local acceleration: $\frac{\partial v}{\partial t}$ (شتاب موضعی) نسبت به زمان

Convective accel.: $v \cdot \frac{\partial v}{\partial x}$ (شتاب مکانی) نسبت به طول

$$\text{in steady-uniform flow: } \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial y}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial v}{\partial t} = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow S_f = S_0$$

16 in steady-Nonuniform flow: $\frac{\partial v}{\partial t} = 0 \Rightarrow S_f = S_0 - \underbrace{\left(\frac{dv}{dx} + \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} \right)}_{\text{مربوط به غیر یکنواختی جریان}}$: O.D.E

- در جریان پایدار $Q = \text{Const.}$ یا $\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$ ؛ ولی عمق و سرعت باید هر دو باشند زیرا:

یعنی در معادلات $\frac{\partial v}{\partial x}$ و $\frac{\partial y}{\partial x}$ لازم است. $q = v \cdot y \rightarrow v \downarrow \leftarrow y \uparrow \rightarrow$

* جمع بندی:

2 General p.D. Eqs. - Eq. of Continuity : (8)

- Eq. of Motion : (11)
(Momentum)

معادلات
سنت و نانت

$Q = (v \cdot y) B$ ← Q متغیر وابسته اصلی نسبت $\left\{ \begin{array}{l} v \text{ و } y : \text{متغیرهای وابسته (خصوصیات جریان)} \\ x, t : \text{متغیرهای مستقل (بیش از یکی)} \end{array} \right.$

- در جریان پایدار $\frac{\partial Q}{\partial x} = 0$ است و به معنای جریان یکنواخت

نسبت.

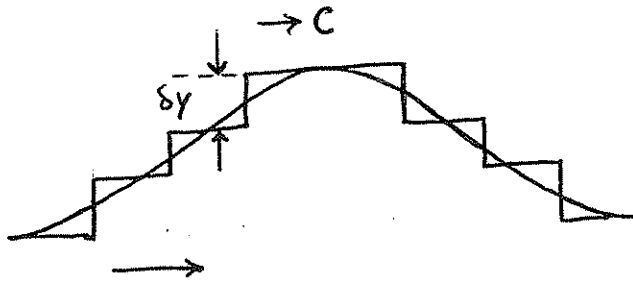
✓ However, exact solution of P.D. Eqs. is very difficult.

To achieve, so, we may change these to O.D. Eqs.

How? که برای O.D. Eqs. هم هنوز حل تحلیلی نداریم و حل تقریبی وجود دارد.

✓ فرض: جریان unsteady (تغییرات سطح آب - رید موج)، مجموعه‌ای از امواج سطح کوتاه شده (به صورت پلکانی) باشد.

17



By this way, we can remove one variable (say y)

Set $c = \sqrt{gy}$: Celerity of a surge flow : سرعت موج سطح کوتاه :

یک معادله تکلی به دست می آوریم :

$$c^2 = gy \xrightarrow{\text{تغییر جزئی}} \boxed{2c \partial c = g \partial y} : (12)$$

معادله مرتب

multiply Eq(11) by g and rearrange :

$$g \frac{\partial y}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} = g(S_0 - S_f) : (13)$$

insert $g \partial y = 2c \partial c$ from Eq.(12) into Eq.(13) :

$$\boxed{2c \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} = g(S_0 - S_f)} : (14) \rightarrow \text{برست آوردن از معادلات (12) و (11)}$$

معادله مرتب

multiply Eq.(8) by g and substitute $c^2 = gy$, $g \partial y = 2c \partial c$

$$2cv \frac{\partial c}{\partial x} + c^2 \frac{\partial v}{\partial x} + 2c \frac{\partial c}{\partial t} = 0$$

«۳/۵»

18

Divided by C:

$$C \frac{\partial v}{\partial x} + 2v \frac{\partial c}{\partial x} + 2 \frac{\partial c}{\partial t} = 0$$

: (15) →

- بیست آمده از معادلات (8) و (12)

- فقط v حذف شده است.now, P.D. Eqs. (8), (11) $\xrightarrow{\text{با معادله (15)}}$ P.D. Eqs. (15), (14)

Transform P.D.E. into O.D.E. ?

How ?

* تکنیکهای مختلف:

(1) روش مشخصه: (characteristics Method)

which is a physical - Based Method

(2) روشهای عددی: (Numerical Methods)

F.D. method or F.V. Method or ...

(روش حل تحلیلی قابل انجام نیست)

* Method of characteristics (روش مشخصه):

$$\begin{cases} A = B \\ C = D \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A + C = B + D \\ A - C = B - D \end{cases}$$

- اصول این روش:

(مثل حل دستگاه معادلات خطی)

(معادله و دو مجهول)

19

(a) Add Eq. (15) with Eq. (14) :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + (v+c) \frac{\partial v}{\partial x} + 2 \frac{\partial c}{\partial t} + 2(v+c) \frac{\partial c}{\partial x} = g(S_0 - S_f)$$

But:
$$\begin{cases} \frac{\partial v}{\partial t} + 2 \frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} (v+2c) \\ (v+c) \frac{\partial v}{\partial x} + 2(v+c) \frac{\partial c}{\partial x} = (v+c) \left[\frac{\partial v}{\partial x} + 2 \frac{\partial c}{\partial x} \right] = (v+c) \frac{\partial}{\partial x} (v+2c) \end{cases}$$

then rearrange:

$$(v+c) \frac{\partial}{\partial x} (v+2c) + \frac{\partial}{\partial t} (v+2c) = g(S_0 - S_f) \quad (16) \rightarrow \text{حامل جمع معادله حرکت و پیوستگی}$$

(b) Subtract Eq. (15) from (14) :

$$\frac{\partial v}{\partial t} + (v-c) \frac{\partial v}{\partial x} - 2 \frac{\partial c}{\partial t} - 2(v-c) \frac{\partial c}{\partial x} = g(S_0 - S_f)$$

then rearrange:

$$(v-c) \frac{\partial}{\partial x} (v-2c) + \frac{\partial}{\partial t} (v-2c) = g(S_0 - S_f) \quad (17)$$

در حالت کلی:

$$f = F(x,t) \xrightarrow{\text{Diff. Eq.}} \frac{df}{dt} = \frac{\partial f}{\partial x} \cdot \frac{dx}{dt} + \frac{\partial f}{\partial t} \quad (18)$$

$$\text{دو} \quad a_{(x,t)} = \frac{dv}{dt} = v \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{dx}{dt} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial t}$$

20

Compare Eq. (18) with (16) , $f = (v+2c)$

$$\text{then : } \boxed{\frac{d}{dt}(v+2c) = g(s_o - s_f) \quad \left\{ \text{if and only if} \quad \left\{ \frac{dx}{dt} = v+c \right. : (19)}\right.}$$

Also , Compare Eq. (18) with (17) : $f = (v-2c)$

$$\text{then : } \boxed{\frac{d}{dt}(v-2c) = g(s_o - s_f) \quad \left\{ \text{if and only if} \quad \left\{ \frac{dx}{dt} = v-c \right. : (20)}\right.}$$

Original P.D. Eqs. (8), (11) $\xrightarrow[\text{method}]{\text{using characteristics}}$ 2 Sets of O.D. Eqs (19)
(20)

Two pairs of O.D. Eqs. (characteristics Eqs.)

Charac. C_1 or C^+ Eqs. $\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{dt}(v+2c) = g(s_o - s_f) \\ \frac{dx}{dt} = v+c \end{array} \right\}$ 1st. pair

* نام گذاری C بر اساس روش علامت (+) یعنی از جهت کردن به سمت آبره

C_2 or C^- Eqs. $\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{dt}(v-2c) = g(s_o - s_f) \\ \frac{dx}{dt} = v-c \end{array} \right\}$ 2nd Pair

$c = \sqrt{gD}$: ثابت کنید برای هر شکل مقطع

where $c = \sqrt{gD}$, $D = \frac{A}{B}$; مقطع مستطیل $\rightarrow c = \sqrt{gy}$

$$c^+ \begin{cases} \frac{dx}{dt} = v + \sqrt{g \frac{A}{B}} \\ \frac{dv}{dt} + \sqrt{g \frac{B}{A}} \cdot \frac{dy}{dt} + g(s_0 - s_f) = 0 \end{cases}$$

$$c^- \begin{cases} \frac{dx}{dt} = v - \sqrt{g \frac{A}{B}} \\ \frac{dv}{dt} - \sqrt{g \frac{B}{A}} \cdot \frac{dy}{dt} + g(s_0 - s_f) = 0 \end{cases}$$

✓ principle of solution:

$$\text{characteristics curves: } \begin{cases} c^+ : \frac{d}{dt}(v+2c) = g(s_0 - s_f) \quad \text{if } \frac{dx}{dt} = v+c \\ c^- : \frac{d}{dt}(v-2c) = g(s_0 - s_f) \quad \text{if } \frac{dx}{dt} = v-c \end{cases}$$

- متغیرهای مستقل: x و t (مکان و زمان).

- متغیرهای وابسته: (v, c) یا (v, y) : عمق و سرعت در (x, t) .

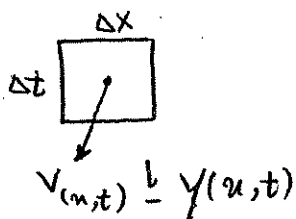
* روشهای حل: (1) حل تحلیلی، (2) حل عددی

(1) حل تحلیلی: حل دقیق تر است و تقریب ریاضی ناشی از Discretization (حل شبه عددی)!

اجزاء عددی و میان یابی (interpolation) را ندارد.

- مناسب فیزیکی از منظر رایجی دهد.

- با انتگرال گیری (به روش تحلیلی) حل می کنیم.



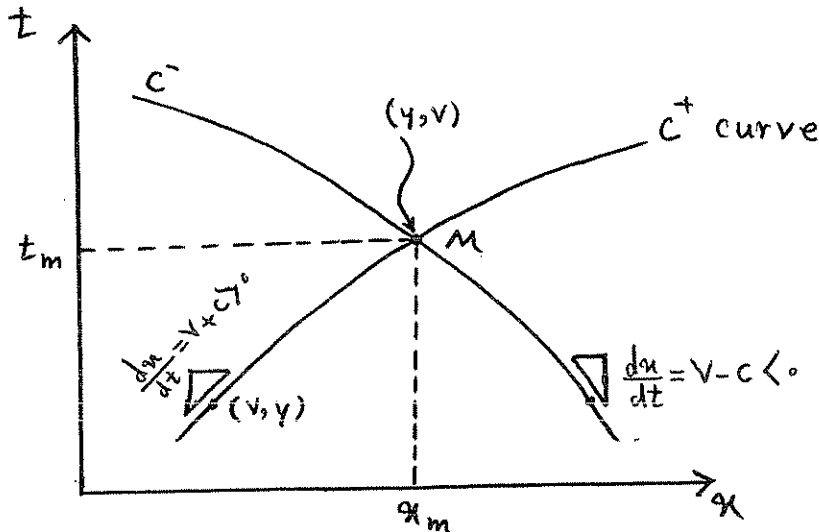
$$\rightarrow Fr = \frac{v}{c} < 1 \quad v < c$$

$$\frac{dx}{dt} = v+c > 0$$

$$\frac{dx}{dt} = v-c < 0$$

* در صفت دو بعدی (x, t) : برای جریان subcritical flow ←

- نتیجه حل ترسیمی:



$v \frac{dx}{dt} = C_{\text{avg}}(\alpha) = \frac{1}{\text{Taylor}}$
 * شیب منفی می شود،
 بلاعکس می گردد و
 در نهایت برای C^+ مثبت است.

- در هر x و t تنها یک (x, y) داریم، پس:

* معادله $\frac{d}{dt}(v+2c) = g(s_0 - s_f)$ روی منحنی C^+ با $\frac{dx}{dt} = v+c > 0$ صادق است (شیب منفی C^+)

* معادله $\frac{d}{dt}(v+2c) = g(s_0 - s_f)$ روی منحنی C^- با $\frac{dx}{dt} = v-c < 0$ صادق است، (شیب منفی C^-).

- هر یک از معادلات $\frac{d}{dt}(v+2c) = \dots$ یا $\frac{d}{dt}(v-2c) = \dots$ یک معادله O.D.E است که با انتگرال گیری قابل حل است.

اگر حل کنیم در مختصات (x, t) ، با توجه به شیب مثبت یا منفی آن، منحنی C^+ و C^- رسم می شود که حل در نقطه تقاطع انجام می گیرد. (بعداً روش حل را می بینیم)

← حل هر دو معادلات C^+ و C^- جواب مسئله

- حل تلاقی دو منحنی (x, y) در $x|t$

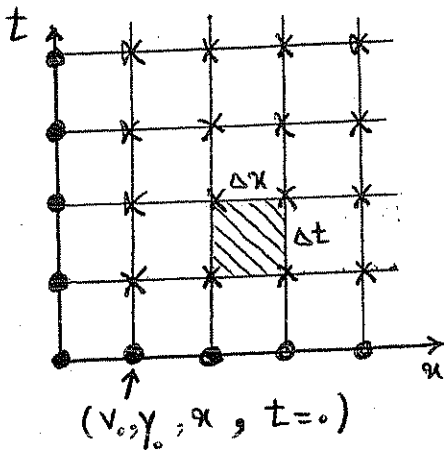
Simulation solution of 2 Pairs of Eqs.

* نیاز حل :

(1) I.C. (شرایط اولیه): V_0 (سرعت اولیه) و γ_0 (عمق اولیه)

- جریان پایدار (یا ناپایدار) و تکینت (یا غیر تکینت) ← خصوصاً جریان در I.C. معلوم است. (با HEC حل کنیم)

- مثلاً شرایط قبل از وقوع: جریان تکینت پایدار (بر اساسی حل دستی)

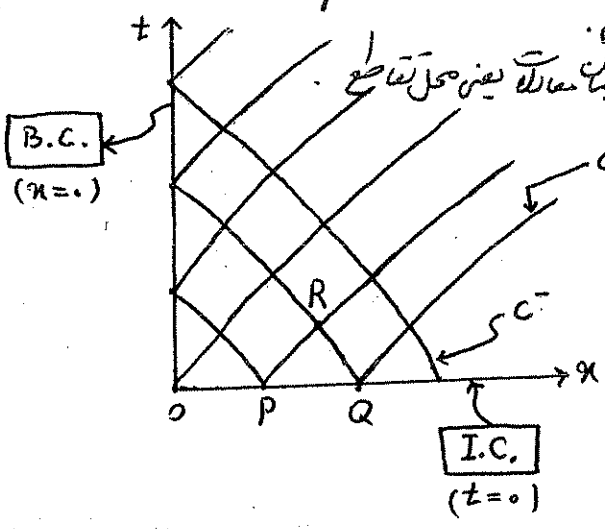


water level or depth and velocity at anywhere (x), at $t=0$.

(2) B.C. (شرایط مرزی یا قطع کنترل):

At $x=0$, change in water level or depth with time.

در شبکه مختصات فوق، در آنوس (محور عمود محور t) ما اطلاعات V و γ مقدمات (شرایط اولیه و شرایط مرزی) داریم. این روش طاقی است. هدف: برای قائم شرایط جریان در هر (x, t) : V و γ ؟



یا معادله C^+ یا C^- یا هر شبکه محاسبه مودری، حل مودری می کنیم. یا در مختصات (x, t) حل ترسیم می کنیم. حل هر یک معادله یعنی محل تقاطع نقاط P, Q, R : حل معادلات است. (تقاطع C^+ با C^- نظیر)

24

* Along $\widehat{PR} \rightarrow$ معادله حرکتی در جهت C^+ (Eq.): $\frac{dx}{dt} = v+c \Rightarrow dx = (v+c) dt$
 صند (x,t)

By Integration from p to R: - حل برای معادله حرکتی C^+

$$\int_{x_p}^{x_R} dx = \int_{t_p}^{t_R} (v+c) dt \Rightarrow x_R = x_p + \int_{t_p}^{t_R} (v+c) dt \quad : (21)$$

$$\frac{d}{dt}(v+2c) = g(s_o - s_f) \Rightarrow d(v+2c) = g(s_o - s_f) dt$$

By Integration from p to R:

$$\therefore (v_R + 2c_R) = (v_p + 2c_p) + \int_{t_p}^{t_R} g(s_o - s_f) dt \quad : (22)$$

* Along $\widehat{QR} : (\bar{C} \text{ Eq.}) : \frac{dx}{dt} = v-c \Rightarrow dx = (v-c) dt$

By Integration from Q to R: - حل برای معادله حرکتی C^-

$$\int_{x_Q}^{x_R} dx = \int_{t_Q}^{t_R} (v-c) dt, \quad x_R < x_Q \rightarrow x_R = x_Q + \int_{t_Q}^{t_R} (v-c) dt \quad : (23)$$

$$\frac{d}{dt}(v-2c) = g(s_o - s_f) \Rightarrow d(v-2c) = g(s_o - s_f) dt$$

$$\therefore (v_R - 2c_R) = (v_Q - 2c_Q) + \int_{t_Q}^{t_R} g(s_o - s_f) dt \quad : (24)$$

There are 4 Eqs. (21, 22, 23, 24)

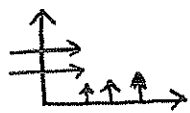
where, $(x, t, v, c \text{ or } y)$ are known at P and Q (at I.C.)

$t_p = 0, t_Q = 0 \mid x_p, x_Q : \text{ poles} \mid (y, v, c) \text{ at } x_R : \text{ معلوم}$

25

then : $\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ Eq. (21, 22, 23, 24)} \\ 4 \text{ unknown } (u_R, t_R, v_R, C_R \text{ یا } Y_R) \end{array} \right.$ چهار معادله
 چهار مجهول
 \therefore the solution is possible (حل ظاهرآ ممکن است.)

- نتیجه: اگر I.C. و B.C. معلوم باشند ← برای تمام نقاط داخل شبکه حل نمود (حل گزاینده)



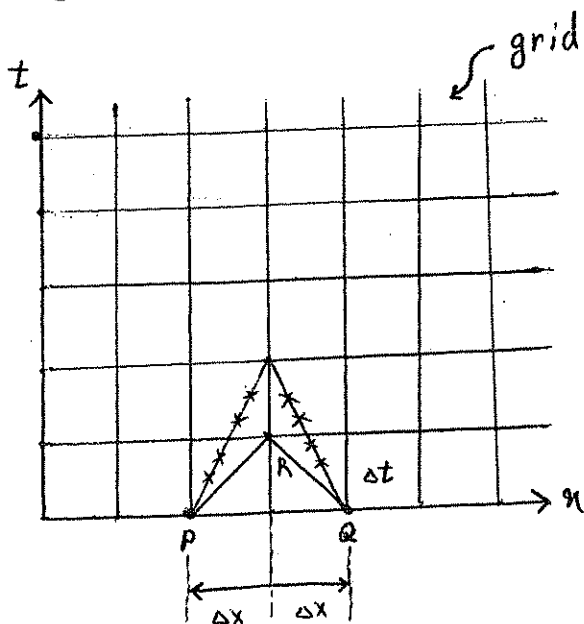
ممكن است معادلات بطور تکراری قابل حل باشند (حل دقیق)

- مشکل: معادلات لازم برای حل انتگرالها (ارائه معادلات برای S_f و v و c - صورت تابعی از t)

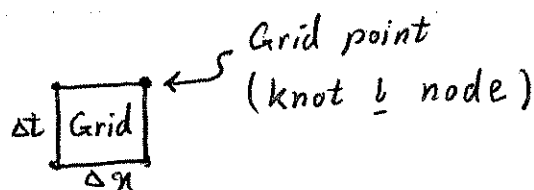
بطور مثال در معادلات (22) یا (24): برای حل انتگرال، $S_f = F(t)$ لازم است.
 " " " " (21) یا (23): " " " " $\frac{v}{c} = F(t)$

آر تسد:

* روشهای حل عددی: استفاده از تکنیک F.D. Method (روش تفاضل محدود)



- یعنی نیاز به انتگرال نداریم و از معادلات
 دیفرانسیل اولیه 19 و 20 استفاده می شود.



* یا روش حل ترمیمی:

* حالات خاص محل تقادلات (21 تا 24) با روش characteristics :

Simple Wave problems : (موج های ساده)

- فرض :

(1) $S_0 \approx S_f \approx 0$ (شیب کف خیلی کم (رودخانه های نیلاب دستی)

شیب انرژی اصطکاکی خیلی کم ← سرعت های خیلی کم و سبتریزدان
مثال کاربردی ← $S_f \propto v^2$

- عموماً در Tidal rivers (و مورد زیر صادق است :

✓ شیب کف بسیار کم است (S_0) - سرعت کم : رسوب گذاری (لای) [siltng]
بصورت دلتای رودخانه

✓ سبتر صاف (smooth) [سبتر silt است] و تفاوت جریا ناچیز ← $S_f \approx 0$

(2) جریا پایدار و جریا یکنواخت ، قبل از تأثیر مربع (شرایط اولیه)

I.C. : steady-uniform flow.

$$\text{at } t = t_0 = 0 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y = y_0 \\ v = v_0 \end{array} \right\} \text{ at any } x$$

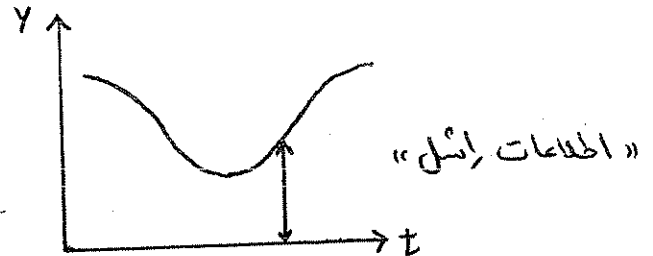
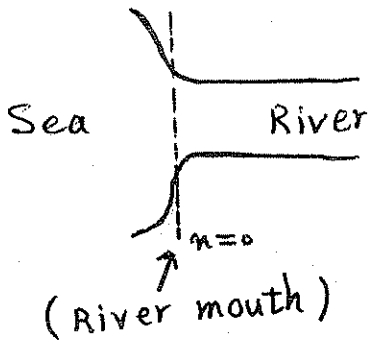
نکته : برای steady-nonuniform : باغایب پروفیل سطح آب v و y در x در t_0 ثابت می شود.

- مثلاً در رودخانه های نیلاب دستی ، اگر بارش و ... در حوزه نباشد - جریا نسبتاً پایدار است ← HEC-RAS ← y_0 و v_0 در x ثابت می کند.

27

(3) تغییرات سطح آب دریا : معلوم \Leftarrow B.C.

at $x=0$ (مصب رودخانه)
 $\frac{dy}{dt} = f(t) \rightarrow$ (با اندازه گیری موجود است و یا فرض کنیم برای دیدن
 قه یا جذر صحن باشد)



(4) مقطع رودخانه مسطحی است: (در رودخانه ها عموماً چنین است)

Rectangular Section : $c = \sqrt{gy}$

★ روش حل :

$$\begin{array}{l} \text{at } t=0 : \\ \text{and} \\ \text{at any } x \end{array} \left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Const. (steady)} \\ v_0, y_0 = \text{Const. (uniform flow)} \\ c_0 = \sqrt{gy_0} : \text{known} \\ v_0 + c_0 : \text{known} \end{array} \right.$$

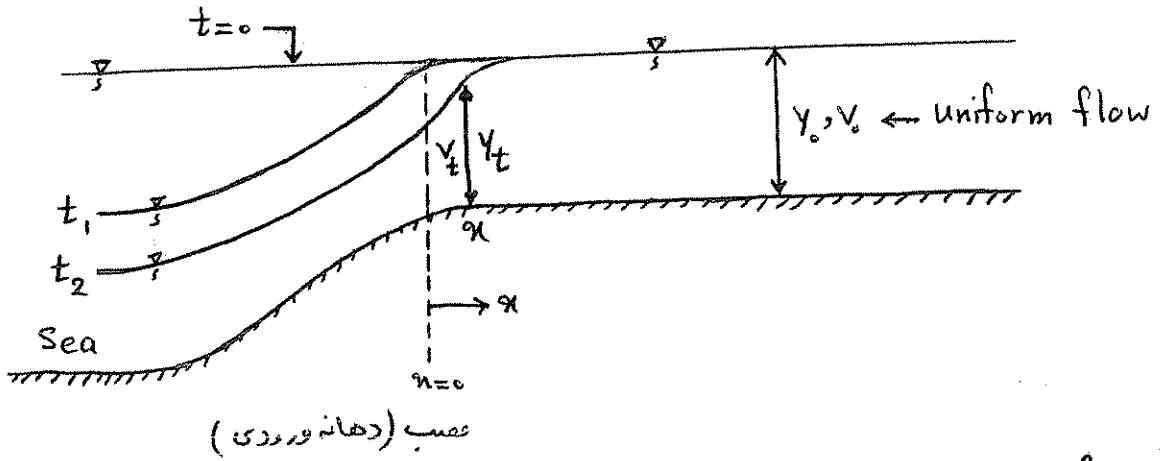
آگر فرض جریان یکسره را داشته باشیم، میتوان با اغلب پروپیل سطح آب برای جریان پایدار غیر یکسره - در هر x مقادیر اولیه $v_0 = y_0$ و c_0 را در زمان $t=0$ محاسبه نمود.

$$(s_0 - s_f) = 0$$

★ موج منفی در رودخانه ساحلی \therefore Negative Wave in a Tidal River

★ کاهش عمق بازتاب : موج منفی (y decreases with t at $x=0$)
 « y d»

- حالت جزر:



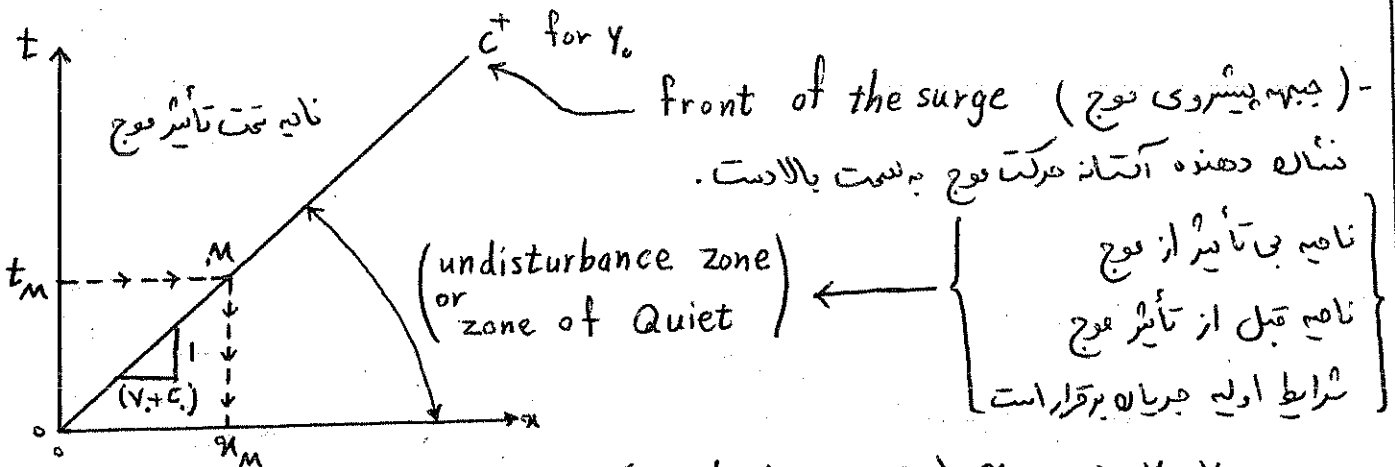
- در این جزر، موجی به سمت بالادست رودخانه حرکت می کند.

سوال (y_t, v_t, c_t) در x ؟

فقط در 200 متری بالادست دهانه رودخانه، در ساعت 12 ظهر، عمق و سرعت چقدر است ؟

c^+ Curve : at $t=0, \frac{dx}{dt} = v_0 + c_0 = v_0 + \sqrt{gy_0} = \text{Const}$ (تابع x نسبت)

- یعنی اولین c^+ یک خط مستقیم (نسبت ثابت) است. (c_0, v_0) در هر x ثابت است. پس اولین c^+ خط است.



حرکت اولین موج متنی به سمت بالادست at $t_m \Rightarrow x \gg x_m \Rightarrow y = y_0$

For $x \gg x_m \Rightarrow y = y_0$ M - با مختصات (x_m, t_m)

$y = y_0 \rightarrow$ موج در زمان $x_m = t_m$ می رسد.

* نکته مهم:

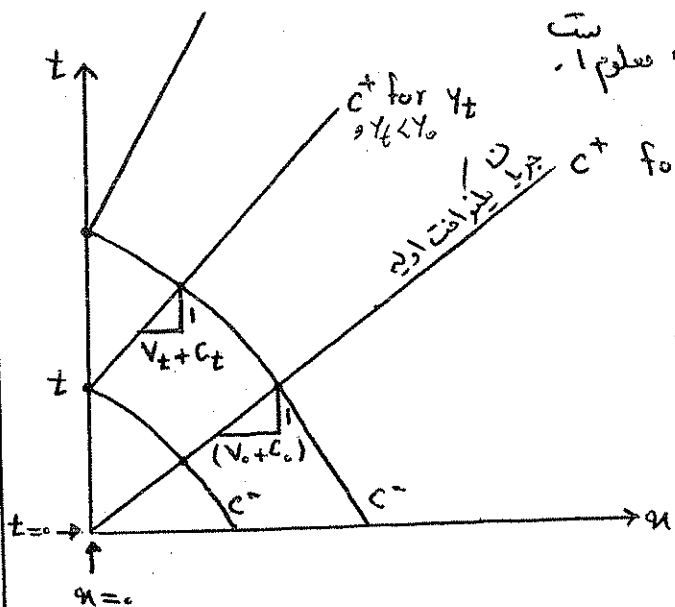
- برای جریان بکنرافت اولیه \leftarrow اولین c^+ ، خط مستقیم است
- اگر جریان غیر بکنرافت باشد \leftarrow c^+ ها غیرخطی خواهند بود یعنی:

c^+ : حل معادله (21) می باشد $\Rightarrow \frac{dx}{dt} = v+c = f(t)$

مقی c^+ بعدی؟

در زمان t و $x=0 \leftarrow$ افت سطح آب

$\left(\frac{dy}{dt}\right)_{at\ x=0}$ معلوم است \leftarrow $(y$ در t در $x=0$ معلوم است).
B.C. است.



مثلاً: $\begin{cases} \frac{dy}{dt} = 0.5 \frac{m}{hr} \\ t = 1 \text{ hr.} \end{cases}$

$\rightarrow y_{1hr} = y_0 - 0.5^m$ عمق آب در دهانه ($x=0$)
عمق آب مربوط به c^+

For c^+ curve: $\frac{dx}{dt} = v+c = v+\sqrt{gy}$

$\frac{d}{dt}(v+2c) = g(s_0 - s_f) = 0 \Rightarrow v+2c = Const. \Rightarrow$

یعنی $(v+2c)$ تابع زمان نیست. یعنی برای هر c^+ ، مقدار ثابتی است مثلاً برابر (v_0+2c_0) .

$\begin{cases} v_t + 2c_t = v_0 + 2c_0 \\ \text{but} \\ v_0 + c_0 = Const. \\ c_0 = Const. \end{cases} \Rightarrow v_t + c_t = Const \Rightarrow \frac{dx}{dt} = Const. \quad (\text{مقی } c^+ \text{ در } t)$
در هر زمان t

«۲۲۷»

(1) اگر اولین منفی C^+ خفی باشد (جریان بکنراحت اولیه)

نتیجه (1) \leftarrow (2) هر منفی C^+ دیگر خفی خواهد بود $\Rightarrow \gamma < \gamma_0$ یا $C < C_0$ و V در دو منفی C^+ مقدار ثابتی خواهد بود.

(3) ** واگرایی خطوط C^+ را داریم: (the C^+ diverge)

اثبات کنید! \leftarrow واگرایی C^+ : $\left(\frac{dx}{dt} \right)_t < \left(\frac{dx}{dt} \right)_{t_0} \Rightarrow (V_t + C_t) < (V_0 + C_0)$

نتیجه: موج منفی: $\gamma_t < \gamma_0$ خواهد بود، زیرا با گذشت زمان سطح آب پایین می آید.

* منفی های C^- :

$$C^- \left\{ \begin{array}{l} \frac{dx}{dt} = V - C \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{dt}(V - 2C) = g(S_0 - S_f) = 0 \Rightarrow (V - 2C) = \text{Const.} \quad \text{نه اینکه سبب خفی دارد!!}$$

ولی هر منفی C^- : منفی های C^+ را قطع می کند (سبب معکوس دارند، در جریان زیر جریان) از جمله هر منفی C^- دو منفی C^+ را با $(\gamma_0$ و V_0 و $C_0)$ قطع می کند \leftarrow نقاط آن نقطه روی C^- و C^+ اولیه صادر است.

$$C^+ \text{ و } C^- \text{ در تقاطع } C^- \text{ و اولین } C^+ \text{ : } (V - 2C) = V_0 - 2C_0 = \text{Const.}$$

OR

$$V_t = 2C_t + V_0 - 2C_0$$

$$C_t = \frac{1}{2}V_t - \frac{1}{2}V_0 + C_0$$

$$\text{For } C^- \left(\frac{t}{2}, \frac{x}{2} \right) : V = 2C + \text{Const.}$$

$$C^+ \text{ برای هر منفی } C^+ : \text{Along } C^+ : \frac{dx}{dt} = V + C \Rightarrow \frac{dx}{dt} = (2C_t + V_0 - 2C_0) + C_t = 3C_t + V_0 - 2C_0$$

$$\frac{dx}{dt} = V_t + \underbrace{\left(\frac{1}{2}V_t - \frac{1}{2}V_0 + C_0 \right)}_{C_t} = \frac{3}{2}V_t - \frac{1}{2}V_0 + C_0$$

(در هر زمان) سبب هر C^+ (یعنی معادله حرکت موج)

توضیح
در
صنم بعد

31

معادلات ترکیبی از معنی های C^+ و C^- (حل هر زمان - در تقاطع C^+ و C^-)

$$\frac{dn}{dt} : \text{شیب } C^+ \text{ و نیز معنی معادله حرکت.}$$

* نتیجه :

(1) در حل، نیاز به رسم معنی C^- نیست. (زیرا در محل تقاطع C^- با C^+ اولیه، به معادلات لازم دستیابی گردید.)

(2) معنی های C^+ واگرا هستند. (the C^+ lines diverge)

$$\text{توجه به } C_0 \text{ شود} \rightarrow \frac{dn}{dt} = v_0 - 2C_0 + 3C_t$$

in negative wave, $t \uparrow \Rightarrow y \downarrow \xrightarrow{c=\sqrt{gy}} C_t \downarrow$ as $y < y_0 \rightarrow C_t < C_0$.

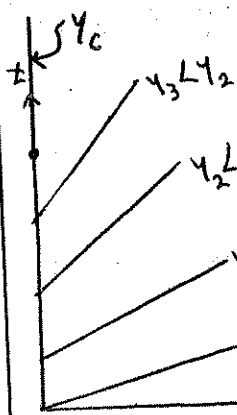
$$\Rightarrow \left(\frac{dn}{dt}\right)_t < \left(\frac{dn}{dt} = v_0 + C_0\right) \Rightarrow \text{شیب } C^+ \text{ کمتر یا واگرای } C^+$$

(3) در شرایط فیزیکی، خط C^+ بر روی محور t تماس می شود.

where $\frac{dn}{dt} = 0 \leftarrow \text{شیب } \infty \text{ خط } C^+$

است، پس شیب C^+ خط C^+ معنی $\left(\frac{dn}{dt}\right)$ کمتر. $\frac{dn}{dt} = C_0 \tan(\alpha)$

$$\rightarrow \frac{dn}{dt} = v_0 - 2C_0 + 3C_t = v_t + C_t = 0$$



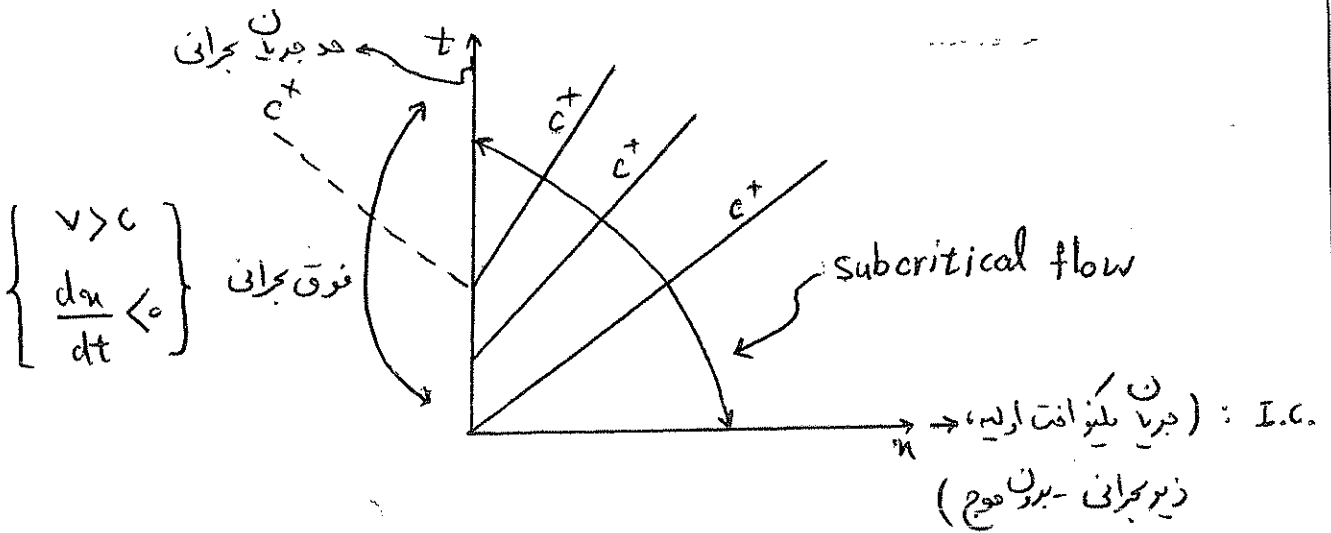
$$\therefore v_t = -C_t \Rightarrow v = \sqrt{gy} \Rightarrow \text{Critical Flow Condition}$$

(یعنی عمق آفتر دره دهانه رودخانه کمی شود که به حالت بحرانی برسیم ($y = y_c$ شود))

$$|v| = \sqrt{gy} \quad \text{و} \quad v = -C \Rightarrow \text{صعود معنی}$$

فوج معنی ایستای شود و نمی تواند به بالادست برود (رودخانه رودخانه فوج با هم مانده)

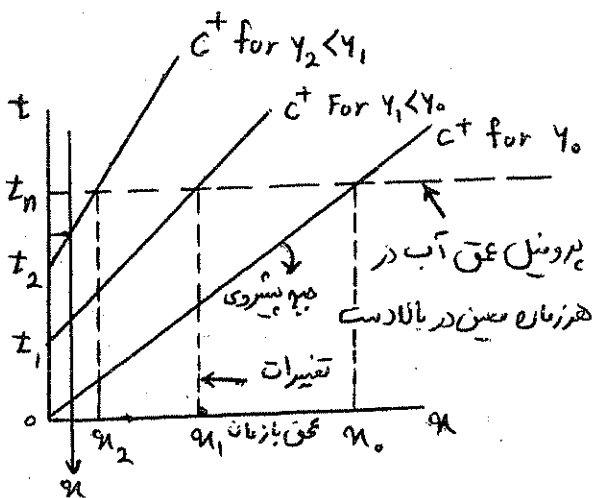
[از نظر فیزیکی اتفاق نمی افتد و فکر در دریاچه ارومیه!]



- در جریان فوق بحرانی : کنترل در بالادست است نه در دهانه رودخانه پس، جهت محاسبات عوض می شود ← * از نظر فیزیکی اتفاق نمی افتد

4) چرا خطوط \bar{c} خطی نیستند؟ (problem (8.1.b) of Henderson (1966))

ثابت کنید! : $\bar{c} = \text{where } \frac{d\eta}{dt} = v - c \neq \text{Const}$ (با فرضیات، c^+ ها خطی شدند ولی \bar{c} ها خطی نمی شوند.)



5) از نظر کاربردی: شرایط زیر بحرانی در ایستگاه اول مقدار دارد.

① معنی اولین c^+ نشانگر جبهه پیشروی موج (در هر زمان t ، موج به کدام x (یا عمق y_0) می رسد) یا در هر x معین، موج در چه مدتی خواهد رسید.

② در هر زمان معین (t_n) خط افقی ← پروسیل عمق آب در طول رودخانه

③ در هر x معین ← خط قائم ← تغییرات عمق با زمان

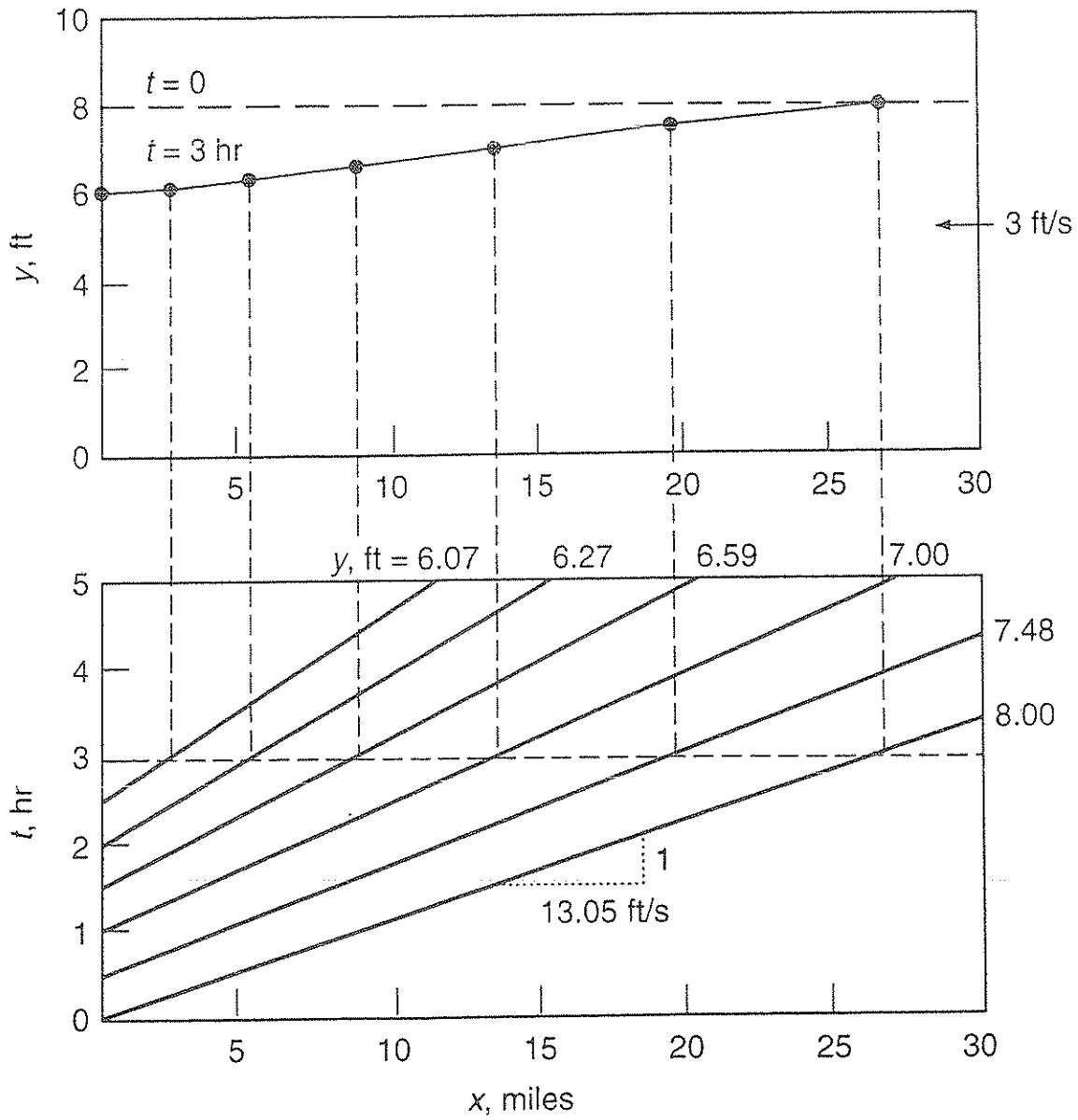


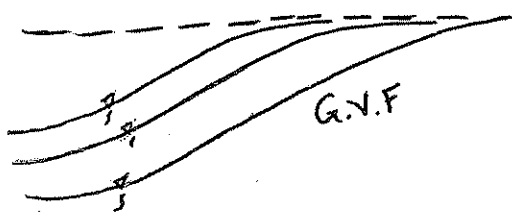
FIGURE 7.10
Simple wave solution of estuary problem.

33

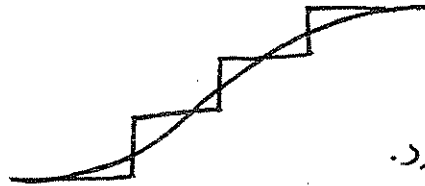
Problems 8.1, 8.2, 8.3, 8.4 of Henderson (1966) ch.8

See example 8.1, page 292 of Henderson.

6) تأثیر موج متنی روی جریان رودخانه (اثر هذر)، به صورت یک تغییرات تدریجی در پروفیل سطح آب نسبت به زمان است، که با مسدود شدن موج ساده و فرضیات مربوطه مطابقت دارد. به عبارت دیگر، تغییرات عمق در طول مسیر به صورت ناگهانی نخواهد بود.



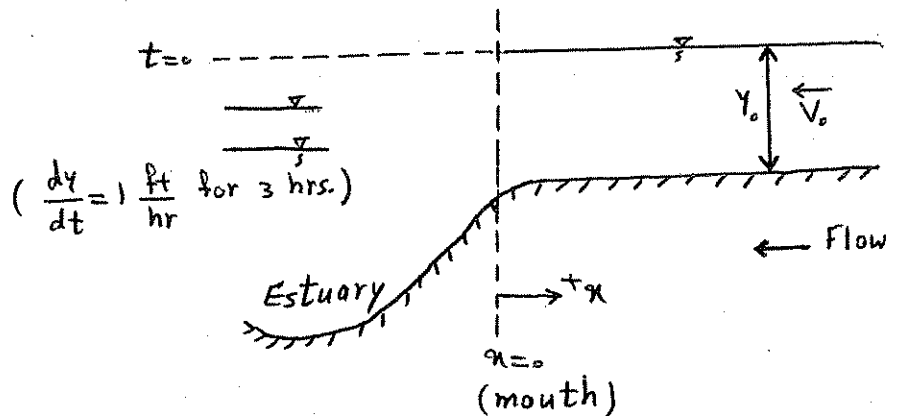
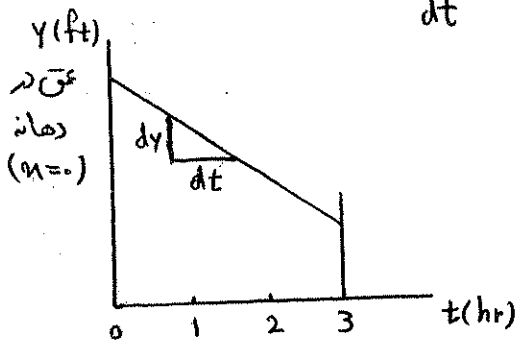
به حالت R.V.F. (Rapidly Varied Flow) نسبت.



یعنی موج متنی از نظر فیزیکی با فرض موج ساده و $c = \sqrt{gD}$ تطابق دارد.

* مثال: (Henderson, page 292, Eq. 8.1)

رودخانه‌ای با مقطع مستطیلی - با جریان پایدار و یکسان (v_0, y_0) ، به دریا می‌ریزد. در یک دوره 3 ساعته هذر، شدت افت سطح آب ثابت و $\frac{dy}{dt} = 1 \frac{ft}{hr}$ است.



I.C.

$$\text{at } t=0, \quad \begin{cases} y = y_0 = 5' & (\text{Five Feet}) \\ v = v_0 = -3 \frac{ft}{s} \end{cases}$$

34

(1) در یک مایلی بالادست، چه مدت زمانی طول می‌کشد تا سطح آب 2 فوت کاهش یابد؟

$$v_t = ? \text{ at } x = 1 \text{ mile where } y = y_0 - 2' = 3'$$

(2) در زمان t دست آمده از قسمت (1) - t در چه فاصله‌ای از بالادست، سطح آب رودخانه شروع به افت می‌کند؟ یا در همان زمان t از قسمت (1) اثر موج به کجا رسیده است؟

$$v \text{ at } t, \quad x = ? \text{ where } y = y_0 = 5'$$

(1) حل

$$\left\{ \begin{array}{l} v_0 = -3 \frac{ft}{s} \quad (\text{جهت جریان در خزان جهت } x) \end{array} \right.$$

$$C_0 = \sqrt{gy_0} = \sqrt{32.2 \times 5} = +12.7 \quad \text{معمق مثبت است و } C_0 \text{ مثبت خواهد بود}$$

(در جریان زیر بحرانی حرکت موج به سمت بالادست $(+x)$) (جریان زیر بحرانی: $v_0 < C_0$) است

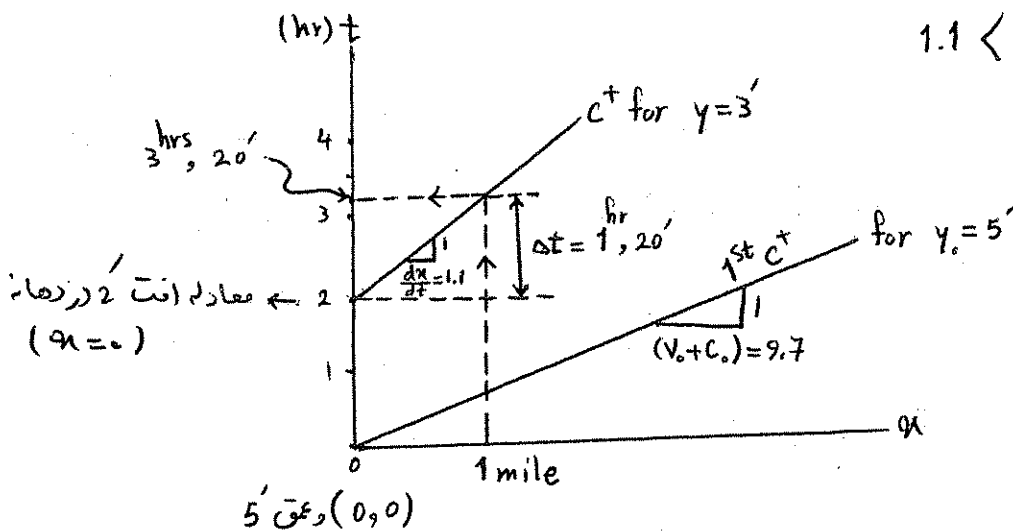
$$\frac{dx}{dt} = v_0 + C_0 = -3 + 12.7 = 9.7 \frac{ft}{s}$$

نسبت اولین خط C^+ (موز صیغه سیرد) $(y = y_0 = 5')$ و خط صیغه است.

$$\frac{dx}{dt} = 3C_t + v_0 - 2C_0 = 3\sqrt{32.2 \times 3} + (-3) - 2(12.7) = 1.1 \frac{ft}{hr}$$

$$C_t = \sqrt{gy_t}$$

$1.1 < (v_0 + C_0) \rightarrow \text{Divergence}$



35

- برای رسم خط C^+ مربوط به $\gamma = 3'$ ، شیب خط را داریم $(\frac{dx}{dt} = 1.1 \frac{ft}{s})$

at $x=0$

$$\text{if } \gamma = 3' \Rightarrow dy = 2' \frac{dy}{dt} = 1 \rightarrow t = 2 \text{ hrs.}$$

$$(x=0, t=2 \text{ hrs.})$$

نکته مهمی خواهیم: ←

- معادله خط C^+ برای

$$t = \frac{1}{(\frac{dx}{dt})} x + t_0$$

$$t_{min} = \frac{1}{1.1} x_{ft} + 2 \text{ hr} (3600)$$

(برای هر عمق γ و طول C^+ مربوطه را رسم کنیم)

- معادله عمومی خط C^+ (مربوط به عمق γ):

$$t_0 = \text{زمان عمق } \gamma \text{ در دهانه } (x=0)$$

$$t = \frac{1}{(\frac{dx}{dt})} x + t_0$$

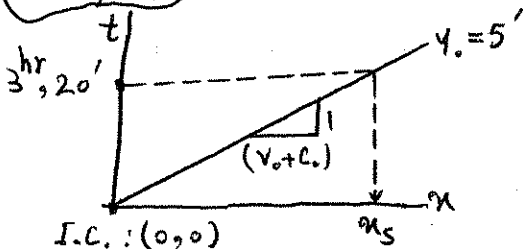
$$\text{for } \gamma = 3' : \left\{ \begin{array}{l} \frac{dx}{dt} = 1.1 \frac{ft}{s} \\ \frac{dx}{dt} = \frac{\Delta x}{\Delta t} = \frac{1 \text{ mile}}{\Delta t} \end{array} \right\} \rightarrow \Delta t = 4800 \text{ Sec} = 1 \text{ hr}, 20'$$

$$C^+ \text{ معادله: } t = \frac{1}{1.1} x + (2 \times 3600)$$

$$t = t_0 (\text{for } \gamma = 3') + \Delta t = 3 \text{ hr}, 20 \text{ min}$$

برای هر عمق کمتر می‌توانیم نیز عمل کرد، مشروط به اینکه به عمق جزئی نرسیم (در صورتی که زیر جزئی)

$$\text{at } t = 3 \text{ hr}, 20', \gamma = \gamma_0 = 5' \Rightarrow x = ?$$



(مرز پیشروی C^+ مربوط به خط اولین C^+)

« ۳۳۴ »

36

معادله اولین C^+ :

$$t = \frac{1}{\left(\frac{dx}{dt}\right)} x + t_0 \Rightarrow t = \frac{1}{(V_0 + C_0)} x$$

$$t = \frac{1}{9.7} x + 0$$

$$x_s = t \cdot V = t \left(\frac{dx}{dt}\right)_{y_0} = t (V_0 + C_0) = (3, 20') \left(9.7 \frac{ft}{hr}\right) = 22 \text{ mile}$$

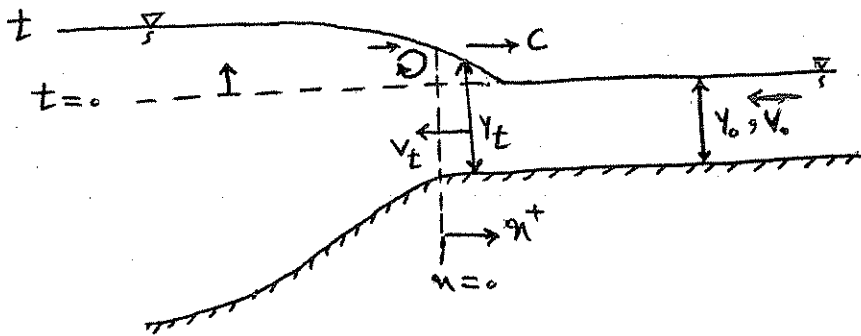
* مثال (1-7) از کتاب کوهک زاده - 203-204 : برای موج منفی.

* موج مثبت در رودخانه ساحلی:

(2) Positive Wave in a tidal river.

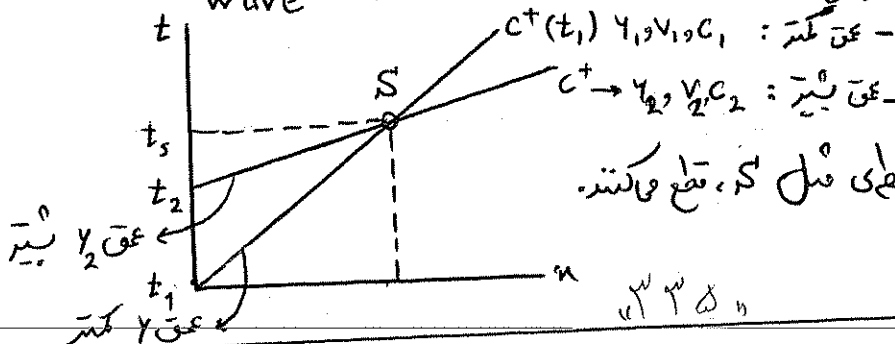
حالت فرد:

- Rising water level with time
- Surge moves u/s



معادله عمومی برای موج مثبت با معنی C^+ : $\frac{dx}{dt} = V + C = 3C + V_0 - 2C_0$ و $V_0, C_0 = \text{const.}$

کم شدن سبب C^+ $\Rightarrow \frac{dx}{dt} \uparrow \Rightarrow C = \sqrt{gy} \uparrow \Rightarrow$ positive wave $\Rightarrow y \uparrow$ As $t \uparrow$



پس دو C متوالی، یکدیگر را در نقطه S قطع میکنند.

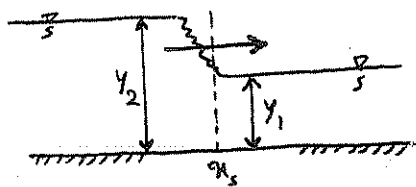
37

$\therefore C^+$ lines converge and may intersect within the x range of interest.

- درجه بالا به این دلیل از may استفاده شده است که:

$\left\{ \begin{array}{l} \text{if } \alpha < \alpha_s \rightarrow \text{هدیه را قطع نمی کنند} \\ \text{if } \alpha > \alpha_s \rightarrow \text{هدیه را قطع می کنند} \end{array} \right.$

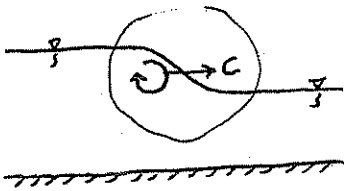
- در محل برخورد دو C^+ متوالی، به ازاء یک x و t معین - از نظر فیزیکی - دو عین داریم:
+ تشکیل یک surge می دهد.



- موج با پستی بلند \leftarrow
 - موج های ناشی از مد قابل ملاحظه \leftarrow
 (- برخلاف موج منفی ناشی از جزر - که تغییرات عمق در طول کم بود - در محل surge تغییرات عمق شدید است.)

\leftarrow * محدودیت های کاربرد روش Characteristics برای موج نیست؛
در اثر هترائی C^+ ها:

(1) تشکیل موج با پستی بلند (Front of surge) Vertical Front of surge: سرعت موج
 $C_{\text{surge}} > \sqrt{gy}$
 سطح خیلی بزرگ از سرعت موج سطحی کوتاه است.
 - در این صورت بسط سازی موج به صورت یک موج تک در مج و طولانی و پهلانی شده صعب نیست.



(2) فرض "صرف نظر از افت انرژی یا $S_f \neq 0$ " صادق نیست.
پس با معادله انرژی از یک سوی موج به طرف دیگر نمی توان رفت.

Energy Loss exist due to eddy current $S_f \neq 0$

(حکایتیم افت انرژی متفاوت است و در اثر جریان پرفشی است)
(از افت انرژی نمی توان صرف نظر کرد و حکایتیم افت انرژی نیز اصطلاحی نیست.)
۱۳۹۶

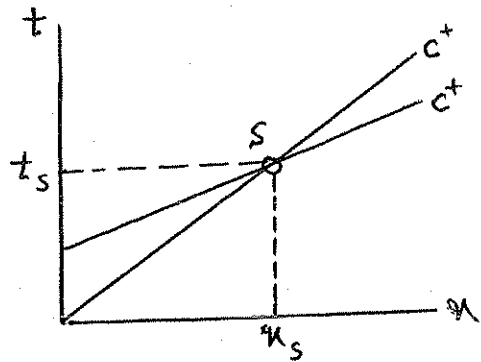
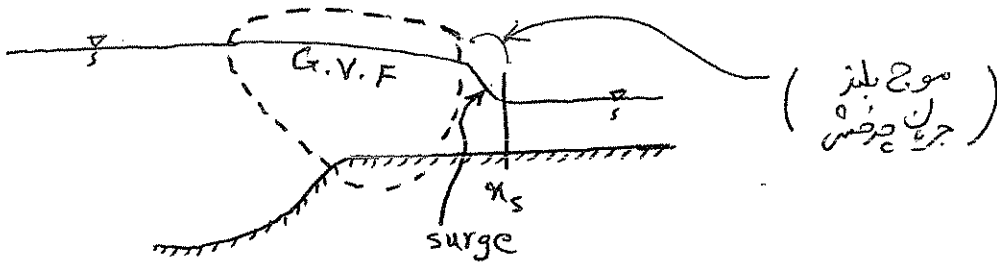
نتیجه :

(1) از روش و صادرات characteristics تنبلی تو را تا نقطه تکلیف موج

استفاده کرد (در محدوده $C_0.V.F$) - « محدوده موج (Surge) این اصطلاح نیستند

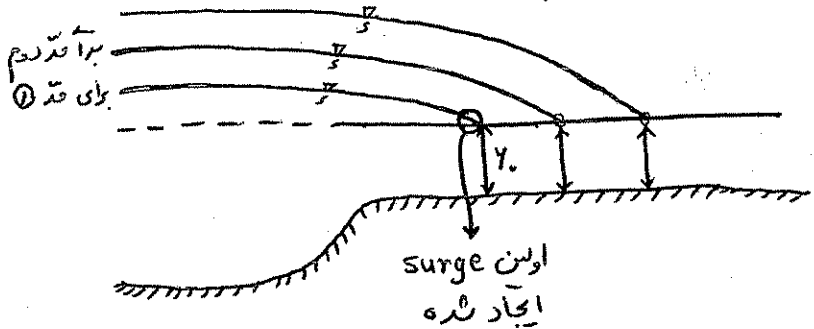
- بعد از تکلیف surge با من توان حل نمود. (من تو آن طرف دیگر موج زدند)

سوال : x_s و t_s ؟



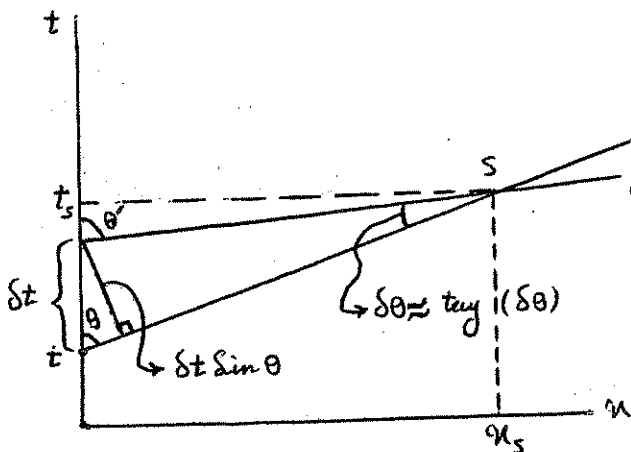
(2) مختصات S : مختصات زمانی و مکانی حضور موج :
where a surge develops?

یا طول لازم برای تکلیف یک surge ؟



- صادرات C^+ و C^- را برای $x_s < x$ می توان حل کرد. (حالت $C_0.V.F$ است و گرداب و عرضی)

(فرضهای $S_f \approx 0$ و $S_b \approx 0$ و $c = \sqrt{gy}$ صادق هستند) (نداریم)



در زمان t : عمق $y_t \leftarrow C^+$ مربوط به زمان t

در زمان $(t + \delta t)$: عمق $(y + \delta y) \leftarrow C^+$ دیگری

$\delta \theta$ is small

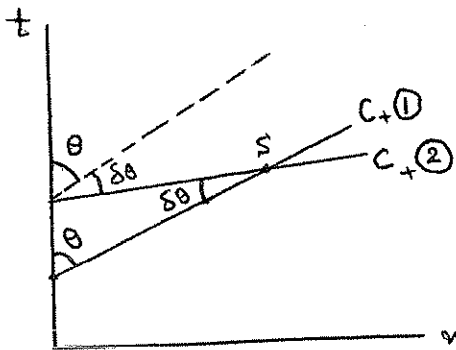
$$\delta \theta = \tan(\delta \theta) = \frac{\delta t \sin \theta}{x_s / \sin \theta} = \frac{\delta t}{x_s} \sin^2 \theta : (1)$$

θ = زاویه خط C^+ با محور x

$$\theta' = \theta + \delta \theta$$

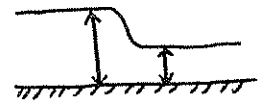
39

$$\left(\frac{\delta y}{\delta x} = \lim_{\delta x \rightarrow 0} \frac{dy}{dx} \right) = \frac{dy}{dx} \quad \text{مشتق}$$



- مشتق c_+ موازی c_+ نیست. بلام
اندازه δt همگانی دارد.
پس در نقطه S یکدیگر را قطع می کنند.

- چرا δt گرفتیم؟ Surge در یک فاصله خیلی کوتاه اتفاق می افتد.



y_1 برای c_+ عین y_2
برای c_+ عین y_2
(بعد از زمان δt یعنی
تفسیر عین کم)

یعنی تغییر عین در فاصله کوتاه و یا در زمان کوتاه \leftarrow

$$\text{But: } \begin{cases} \tan \theta = \frac{\sin \theta}{\cos \theta} \\ \frac{d}{d\theta} \tan \theta = \frac{1}{\cos^2 \theta} \end{cases}$$

$$\frac{\delta \tan \theta}{\delta \theta} = \frac{d}{d\theta} (\tan \theta) = \frac{1}{\cos^2 \theta}$$

$$\delta \theta = \delta (\tan \theta) \cdot \cos^2 \theta : (2)$$

Equate R.H.S of Eqs. (1), (2)

$$\frac{\delta t \cdot \sin^2 \theta}{x_s} = \delta (\tan \theta) \cdot \cos^2 \theta \quad \text{OR} \quad x_s = \frac{\delta t \cdot \tan^2 \theta}{\delta (\tan \theta)} = \frac{\tan^2 \theta}{\left(\frac{\delta (\tan \theta)}{\delta t} \right)}$$

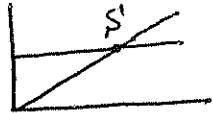
But: $\tan \theta = \frac{dx}{dt}$: slope of c^+ line.

$$\text{then: } x_s = \frac{\left(\frac{dx}{dt} \right)^2}{\frac{d}{dt} \left(\frac{dx}{dt} \right)} : (3)$$

- رابطه مشتق که از هندسه
مشتق به دست آوردیم.

40

- موقعیت S در جایی است که شیب C^+ (بازمان تغییر می کند) و به جایی می رسیم که با شیب C^+ بعدی یکیان می شود. یا S بر پس C^+ با شیب $\frac{dx}{dt}$ قرار دارد.



$$\frac{dx}{dt} = C_t + V_t = V_0 - 2C_0 + 3C_t \quad : (4)$$

$$C_0, V_0 = \text{Const.}$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{dx}{dt} \right) = 3 \frac{dC_t}{dt} \quad : \text{ (مشتق رابطة (4) نسبت به زمان)}$$

$$\text{And } C_t = \sqrt{gY_t} \rightarrow \frac{dC_t}{dt} = \frac{dC_t}{dY} \cdot \frac{dY}{dt} \quad (\text{chain rule})$$

$$\frac{dC_t}{dt} = \frac{d}{dt} (\sqrt{gY_t}) = \left(\frac{1}{2} \sqrt{g} \cdot \frac{1}{\sqrt{Y_t}} \right) \frac{dY}{dt} \quad : (5)$$

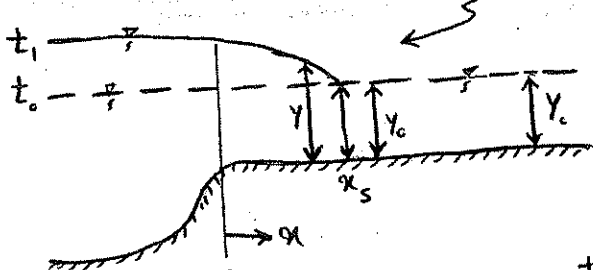
from Eqs. (3), (4), (5)

$$x_s = \frac{(dx/dt)^2}{3(dc/dt)} = \frac{(3C + V_0 - 2C_0)^2}{\left(\frac{3}{2} \sqrt{g} \cdot Y^{-1/2}, dY/dt \right)} \quad : (6)$$

where $\frac{dY}{dt}$ = Rate of water level rise

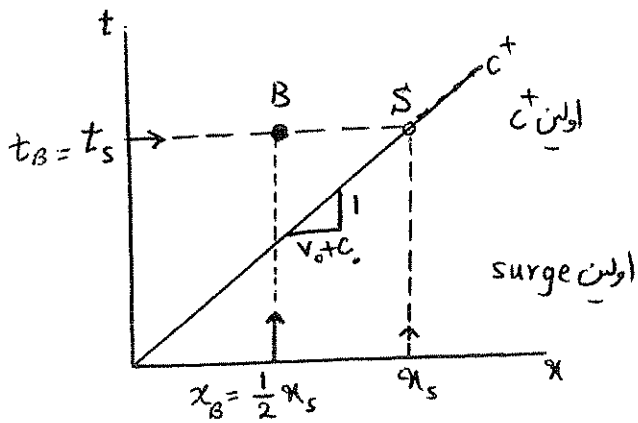
- معادله (6) را برای انتخاب شرایط اولیه (I.C.) می توان حل نمود.

x_s : فاصله ای که اولین surge تشکیل می شود



(y_0 : surge بلادست
 y : surge پایین دست)

- مختصات x_s و t_s بر اساس رابطة (6) و اولین خط C^+ بدست می آید.



سؤال؟ At $t_B = t_s \Rightarrow y_B$ at $\frac{1}{2} x_s = ?$

- در زمان تعیین (مثلاً t_s)، و در یک مقطع معین $(x_1 < x_s)$ باشد:

- معلومات: در x_B و t_B معین و این $(x_1 < x_s)$ یا $(t < t_s)$ باشد

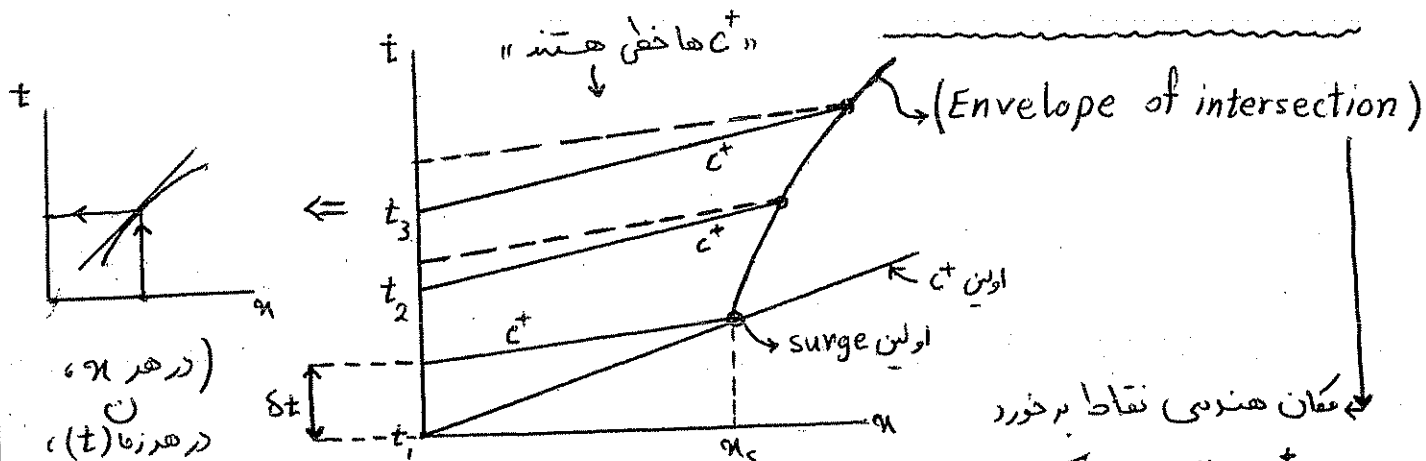
یا در زمان معین $(t_s = t_B)$ در مکان مشخص (x_B) ← تحول: y

✓ راه حل: کدام خط c^+ از نقطه B میگذرد $y_B \leftarrow$ (هد c^+ مربوط به یک عمق است) (چون c^+ ها همگرا هستند، می توان c^+ عبوری از B داشت)

✓ یعنی: پروفیل سطح آب را از دهانه رودخانه تا اولین محل تشکیل surge (x_s) می تراشید.

✓ محدودیت کاربردی: در $(t < t_s)$ و یا $(x_1 < x_s)$ $y = ?$ (می تراشید) - یعنی اولین منفی c^+ برای موج مثبت تا x_s معبر است.

* پروفیل پیشروی جبهه موج:



(در هر x)
(در هر زمان t)
تکلیف موج را می بینیم

هم مکان هندسی نقاط برخورد هر دو c^+ متوالی (مسیر حرکت surge در بالاست) تقاطع تقاطع: تقاطع دو c^+ خف متوالی - به فاصله زمانی کوتاه δt

- موج (surge) به سمت بالاست حرکت می کند و همزمان ارتفاع موج بالاتر می رود.

Development of surge

41-1

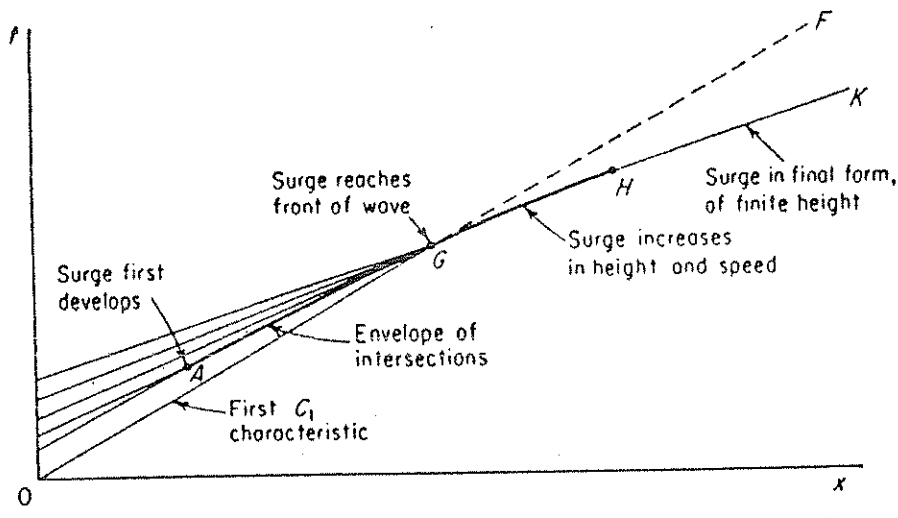


Figure 8-5. The Development of a Surge from a Positive Wave

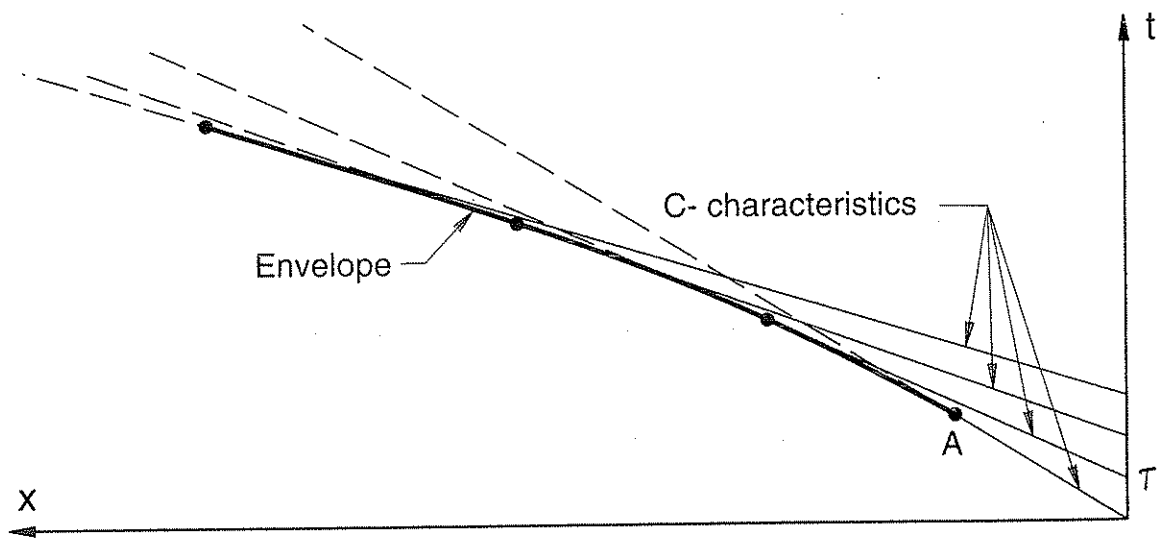


Figure 7-4. Converging characteristics forming an envelope.

11/11

42 * مثال (2): حل مسئله: Henderson (ch.8), page 308 of problem (8.4)

در یک کانال مستطیلی با سبب کم وافت اصطکاکی ناچیز، جریان پایدار وکنیزافتی برقرار است. در مقطعی از کانال، دبی با زمان شروع به تغییر می کند (افزایش جریان ← موج مثبت)

* سمت الف

if $\left\{ \begin{array}{l} s_0 \approx S_f \approx 0.0 \\ \text{I.C. Uniform flow} \end{array} \right.$

Unsteady flow : $q = q(t)$ At one end of the channel

Rectangular Section

Assume : $q = v \cdot y = v \left(\frac{c^2}{g} \right)$ where $c = \sqrt{gy}$

تغییرات سطح آب به صورت یک سری موجهای کوتاه سطحی عمودی (در محدوده G.V.F - قبل از تکمیل surge)

Prove : $g \frac{dq}{dt} = 2c(v+c) \frac{dc}{dt}$ at the end of the channel

(در همان مقطع دبی با زمان تغییر می کند) - اثبات کنید

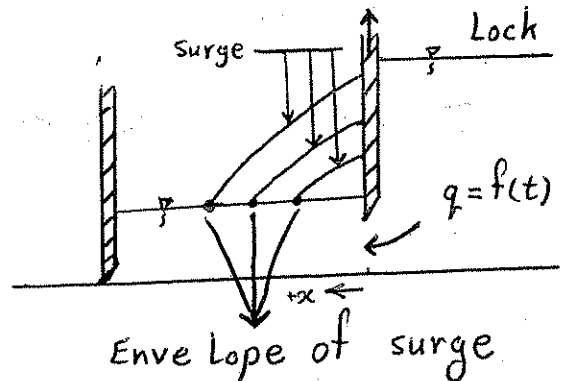
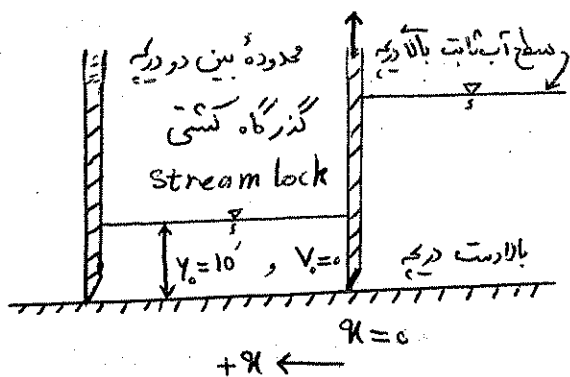
* نتیجه: رابعای برآ $\frac{dq}{dt}$ به دست می آید.

* سمت ب) در یک کانال قائم‌رازی با مقطع مستطیلی آب

به طور ساکن با عمق $y_0 = 10'$ برقرار است. آب از Lock (مجرای سبب ریگی)

وارد کانال می شود (ریگی بازی سرور) دبی ورودی با Rate ثابت افزایش پیدا می کند.

($\frac{dq}{dt} = \text{Const.}$) تا در مدت 5 دقیقه به دبی $50 \frac{ft^3}{s}$ می رسد.



43

$$q = f(t)$$

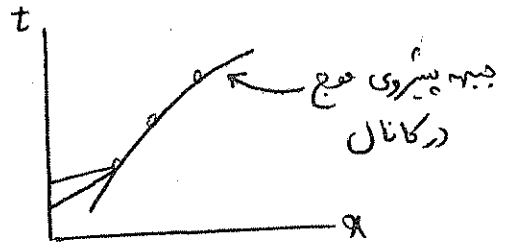
دریم بسته است : at $t=0$, $q_0 = 0.0$

at $t=5 \text{ min}$ $q_{max} = 50 \text{ cfs/ft}$

$$\frac{dq}{dt} = \text{Const.}, \text{ for } 0 \leq t \leq 5 \text{ min}$$

دریم شروع به باز شدن می کند و بالا می رود.

- باز شدن کامل دریم تا 5 دقیقه طول می کشد. در این محدوده شدت تغییرات دریم بازمان ثابت است.
Rate = $\frac{dq}{dt} = \text{Const.}$ زمان دریم ثابت است



1) plot Envelope curve of C_s^+

(2) when, where, and at what depth the first surge will develop? $(t, x, y)_s$
به طور مستقل و ابتدای برانده حل شود

* حل :

$$\checkmark \frac{dq}{dt} = \text{Const.} = \frac{50-0}{5-0} = 10 \text{ cfs/ft/min} = 0.166 \frac{\text{cfs}}{\text{ft-sec}}$$

$$\checkmark \text{I.C. } y_0 = 10', C_0 = \sqrt{gy_0} = \sqrt{32.2 \times 10} = 17.94 \frac{\text{ft}}{\text{s}}, V_0 = 0.0 \text{ آب ساکن}$$

$$S_0 = S_f \approx 0 \rightarrow \left(\frac{dx}{dt} \right)_{\text{of } 1^{st} \text{ } C^+ \text{ at } t=0} = C_0 + V_0 = 17.94 \frac{\text{ft}}{\text{s}}$$

حرکت موج سطحی با جهت x مثبت است. (بسته باد) در جهت x مثبت است.

$$\frac{dx}{dt} = C^+$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q = f(t) \\ y = f(t) \end{array} \right\} \rightarrow q = F(y)$$

44

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
زمان از شروع بازشدگی دریج ←	t	$\frac{dq}{dt}$	q	γ	C	V	$\frac{dx}{dt}$	$\frac{dc}{dt}$	η_s	Δt_s	t_s
	0	0.166	0	10	17.94	0	17.94	8.31×10^{-3}	12920	720	720
Δt به اندازه لازم کوچک باشد	60	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
	120										
	⋮										
5 min ← 300 (پنج دقیقه)			50 $\frac{ft^2}{s}$								

← اولین Surge

* توضیحات ستونها: (Columns):

(1) $t =$ زمان از شروع بازشدگی دریج : Given , $0 \leq t \leq 5 \text{ min or } 300 \text{ Sec}$
هر چه Δt کوچکتر دقیقتر

(2) : $\frac{dq}{dt} \rightarrow$ که در این مسئله ثابت است $\rightarrow \frac{dq}{dt} = \text{Const.}$ معلوم

(3) : $q = f(t) = \frac{dq}{dt} \cdot t = \frac{dq}{dt} \cdot \Delta t$, $\frac{dq}{dt} = \text{Const.}$ معلوم

(4) $\begin{cases} q = V \cdot \gamma & , & V = 3C + V_0 - 2C_0 & , & C = \sqrt{g\gamma} \\ q = \gamma (3\sqrt{g\gamma} + V_0 - 2C_0) = f(\gamma) & \text{ یا } & \gamma = F(q) \end{cases}$

ب- γ عددی دهیم تا q در ستون (3) به دست آید \Leftrightarrow با آزمون و خطا γ مناسب می شود.
- جواب صحیح $\gamma \Leftrightarrow$ مقدار صحیح q

(5) : $C = \sqrt{g\gamma}$

(6) : $V = q/\gamma$

(7) : $\frac{dx}{dt} = V + C$ (نسب خط C^+)

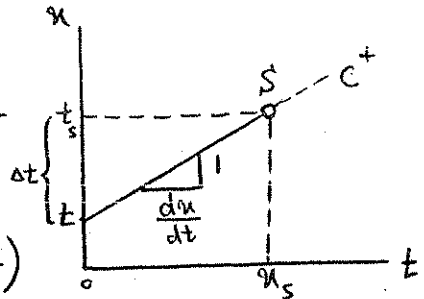
45

$$(8): \frac{dc}{dt} = ?$$

از سمت الف مسل ← : $g \frac{dq}{dt} = 2c(v+c) \frac{dc}{dt}$: رابعاً سمت الف مسل

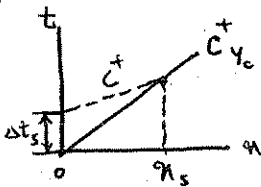
$$\checkmark \frac{dc}{dt} = \frac{g(dq/dt)}{2c(dv/dt)} = \frac{g(2\text{ ستون})}{2(5\text{ ستون})(7\text{ ستون})}$$

(- با گذشت زمان c^+ به خط افقی نزدیک می شود)

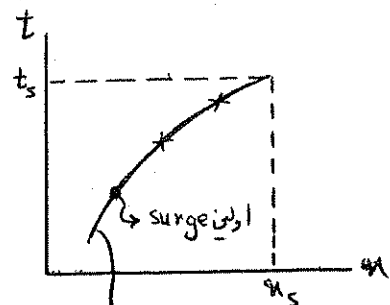


$$(9): x_s = \frac{\left(\frac{dx}{dt}\right)^2}{3\left(\frac{dc}{dt}\right)} : \text{ محل تشکیل surge}$$

$$(10): \Delta t_s = \frac{x_s}{\left(\frac{dx}{dt}\right)} \quad (\text{اختلاف زمان بین دو surge متوالی})$$



$$(11): t_s = t + \Delta t_s$$



Envelope curve of surge

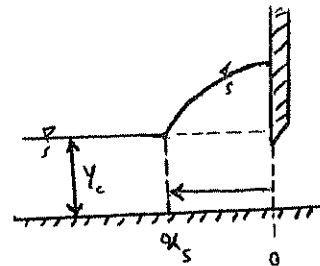
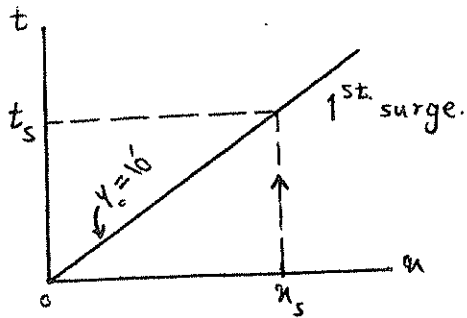
✓ Then plot x_s, t_s on $(x-t)$ plane

- یعنی هر موجی در t_s زمانی و در x_s فوقین اتفاق می افتد.

یا یک سری موجهای بلند متوالی با پهنای بلند مشاهده خواهد شد.

2) the first surge is on the first c^+ line

$$\text{with } \begin{cases} v = v_0 & \text{شرایط اولیه} \\ \frac{dv}{dt} = v_0 + c_0 = \text{Const.} \end{cases}$$



← به طور مستقل حل کنید:

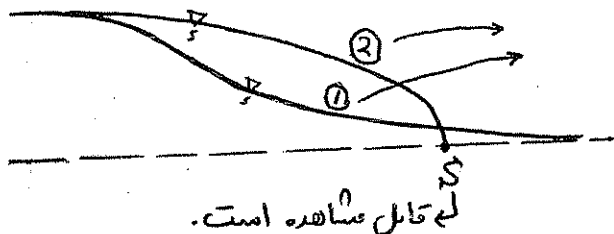
$$x_s = \frac{\left(\frac{dy}{dt}\right)^2}{3\left(\frac{dc}{dt}\right)} = \frac{(3c + v_c - 2c_0)^2}{\frac{3}{2}\sqrt{g} \cdot y^{-1/2} \frac{dy}{dt}}$$

$$t_s = \frac{x_s}{(c_0 + v_c)}$$

تفسیر یک نابرابری:

از جدول صفحه 44:

$$\begin{cases} x_s = 12920 \text{ ft} \\ t_s = 720 \text{ sec} \\ y_c = 10' : \text{ surge جلوی سد} \end{cases}$$



- موج مثبت به صورت شکل 1 نیست بلکه

به صورت شکل 2 است.

- یعنی تا S بصورت G.V.F است،

ولی در موقعیت S یک تغییر ناگهانی است و سطح آب قبلی را قطع می کند.

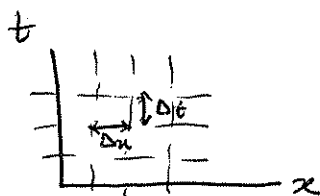
* برای انتقال گام زمانی (Δt) در محاسبات، شاخص هایی وجود دارد.

$$C_n = \frac{|V \pm C|}{\Delta x / \Delta t} \ll 1$$

مثل عدد کورانته (C_n)

ص 199 کتاب کوهک زاده

یک حلقه ضابطه برای حل مسائل در یک محاسبه است.



$$\left(\frac{dx}{dt}\right) \ll \frac{\Delta x}{\Delta t} \Rightarrow C_n \ll 1$$

بطور مثال:

۵۱

جریان ناپایدار (Unsteady Flow)

۱/۴

سوی مسائل شماره ۵

① - سطح آب یک رودخانه با سرعت ثابت 0.3 m/s در حال افزایش است. در یک لحظه عین دبی رودخانه در مقطع معادل $Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ است. اگر عرض رودخانه در طول سردر نظر بطور متوسط $B = 800 \text{ m}$ باشد، مقدار Q در 8 km بالادست در همین لحظه چقدر است؟

② در آبان ماه سال جاری، سیل عظیمی در استان گلستان جاری شد. فرض کنید، شما در گلستان زندگی می‌کنید و سطح آب در رودخانه آن شهر هنوز باید بمقدار 90 سانتی‌متر بالایی آمد تا آب از دو طرف کنار رودخانه وارز شهر گردد. در همین موقع رادیو گزارش می‌دهد که در 180 کیلومتری بالادست شهر، سیل متوقف شده و ^(Peak سیل گذشته است) برای آن مشاهده اصل سطح آب برابر 1840 سانتی‌متر در ثانیه باشد. بلافاصله، فرماندار گلستان از شما می‌خواهد که حداکثر تا ده دقیقه به او بگویید که آیا باید مردم را برای چیدن کیسه‌ها شدن در دو سال رودخانه در داخل شهر بسیج نمود یا خیر؟
 عرض رودخانه در داخل شهر 18 متر و دبی سیلابی در لحظه اصابت با فرماندار 18000 سانتی‌متر در ثانیه و سرعت سیلاب برابر 1.5 متر در ثانیه است. (فرض کنید که 90 cm ارتفاع آبریز سه‌برگ است).
 اگر باید دو طرف رودخانه را کیسه‌ها شدن گذاشت، چقدر وقت برای اینکار باقی مانده است؟
 * هر فرض لازم را می‌توانید انجام دهید.

③ With reference to the shape of the family of C_1 characteristics, show that negative waves are dispersive and positive waves are non-dispersive.

④ Water flows in a rectangular channel at a depth of 2.5 m and a velocity of 1.2 m/s . Sudden partial opening of an upstream sluice gate causes the initial discharge to be doubled. Calculate the speed and height of the resultant positive surge.

۵۲

۵) یک دریچه کسوتی (Sluice Gate) در انتهای کانال مستطیل شکل عرض ۱۰ متر دارد. این دریچه میتواند با سرعت یکنواختی باز یا بسته شود. دبی واحد عرض عبوری از زیر دریچه (۶) از رابطه زیر قابل محاسب است.

$(۶) = ۴$ ارتفاع باز شدگی دریچه، متر ؛ $۴ =$ عمق آب بالارست دریچه، متر ؛ $(۳ = ۹.۸۱^{۱/۲})$

با توجه به رابطه: $q = -۷۷ = -\frac{VC^2}{g}$ (علامت منفی به علت اینکه سرعت جریان در جهت منق محور x هاست)

رابطه زیر را بدست آورید.

$$C = \frac{(C_0 - \frac{V_0}{2}) \pm \sqrt{(C_0 - \frac{V_0}{2})^2 - 16.396 V_0}}{2}$$

که در آن V_0 و C_0 ترتیباً سرعت عمق جریان و سرعت موج سطحی در شرایط اولیه است.

۶) بر اساس نتایج مسئله ۵،

یک دریچه کسوتی (Sluice Gate) در انتهای کانال عرض مستطیل شکل جهت کنترل آب آشامیدنی شهر بهار نصب شده است.

در ساعت ۶ صبح، بعد از آبلرزی سیانه، ارتفاع باز شدگی دریچه $(۰.۶ = V_0)$ است. در این زمان، دریچه با سرعت ۱.۴۵ متر در هر ساعت شروع به بالا رفتن می نماید. در زمان مبنا $(۶$ صبح)، عمق آب در بالارست دریچه برابر ۳ متر و سرعت آب در بالارست دریچه در کانال برابر ۱.۹ متر در ثانیه می باشد.

الف) عمق آب را بلافاصله در بالارست دریچه در ساعات ۷ و ۸ صبح محاسبه نماید.

ب) دبی عبوری از دریچه را در ساعات ۷ و ۸ صبح محاسبه نماید.

ج) در ساعت ۷ صبح، در چه فاصله ای از بالارست دریچه سطح آب شروع به پایین افتادن نموده است.

د) زمان لازم (t) را برای اینکه عمق آب در فاصله ۱۵۲۵ متری به ۲.۹۱ متر برسد، محاسبه نماید.

۷) Water flows at a uniform depth of 2.5 m and velocity of 1 m/s in a channel of rectangular section into a large estuary. The estuary level, initially the same as the river level, rises at the rate of 0.5 m/hr for 3 hours, and then remains steady. Calculate and plot on the $(x-t)$ plane the envelope of intersections of the C_1 characteristics, and hence determine when, where and at what depth a surge will first develop. At this instant calculate the depth halfway between this point and the mouth.

8c

8) A long channel having a rectangular shape (base width of 6 m) carries a flow of $30 \text{ m}^3/\text{s}$ at a uniform depth of 2.4 m. If the inflow to the channel at the upstream end is suddenly cut off by a sluice gate, determine the course of events at a section 5 km downstream of the channel inlet until the discharge at that section falls to $2 \text{ m}^3/\text{s}$. Bed slope is $S_0 = 0.001$.

Analytical or numerical solution techniques can be used to develop your solution. However, you have to discuss and justify the solution procedure adopted.

9

Water flows at a uniform depth of 2.5 m and velocity of 1.0 m/s in a channel of rectangular section into a large estuary. The estuary level, initially the same as the river level, falls at the rate of 0.5 m/hr for 3 hours.

Neglecting bed slope and resistance, complete the following table, in which the distances listed in each horizontal line are those occurring at the same instant

Depth	1.5 m	2.0 m	2.5 m
Distance Upstream	2 km	---	---
	4 km	---	---
	6 km	---	---

10

to oscillate in the first mode. If the basin does oscillate in this mode with a vertical amplitude of 5 ft, find the amplitude and maximum velocity of the horizontal motion at the entrance to the harbor.

For the basin to oscillate in the first mode, the wavelength must be $4 \times 300 = 1,200$ ft. The ratio y/L then equals $30/1,200$ or $1/40$, which is low enough to make the waves of the shallow-water type, with

$$c = \sqrt{30g} = 31 \text{ ft/sec}$$

Hence the wave period $T = 1,200/31 = 38.6$ sec. To determine the deep-water wavelength L_0 , we obtain a $T-L_0$ relation by eliminating c between Eqs. (8-70) and (8-73); it is

$$T^2 = \frac{2\pi L_0}{g}$$

$$\text{whence } L_0 = \frac{g}{2\pi} (38.6)^2 = 7,600 \text{ ft} \quad \text{Ans.}$$

$$\text{and } T = 38.6 \text{ sec}$$

It may be remarked that this is an unusually long wave. For the second part of the problem, we can use the results of Prob. 8.43 because the wave is of the shallow water type. The harbor entrance is at a node, and the amplitude of the horizontal motion will be

$$\frac{LH}{2\pi y} = \frac{1,200 \times 5}{60\pi} = 31.8 \text{ ft} \quad \text{Ans.}$$

and the maximum horizontal velocity will be

$$\frac{LH}{2Ty} = \frac{1,200 \times 5}{77.2 \times 30} = 2.6 \text{ ft/sec} \quad \text{Ans.}$$

Note that it is the shallow-water wave length which is inserted in these expressions for amplitude and velocity.

References

1. J. J. Stoker. "The Formation of Breakers and Bores," *Communications on Pure and Applied Mathematics*, New York University, vol. 1, p. 1 (January 1948).
2. J. J. Stoker. *Water Waves* (New York: John Wiley & Sons, Inc., 1957).
3. M. J. Lighthill and G. B. Whitham. "On Kinematic Waves: I—Flood Movement in Long Rivers." *Proc. Roy. Soc. (London)* vol. 229, no. 1178 (May 10, 1955), p. 281.
4. R. Ré. "Etude du lacher instantané d'une retenue d'eau dans un canal par la méthode graphique," *La Houille Blanche*, vol. 1, no. 3 (May 1946).
5. A. Schokhtitsch. "Über Dambrechwellen," *Sitzungsberichte der K. Akademie der Wissenschaften*, Vienna, vol. 126 (1917), p. 1489.
6. G. H. Keulegan. "Wave Motion," in H. Rouse (ed.), *Engineering Hydraulics* (New York: John Wiley & Sons, Inc., 1950), Chap. 11.

Ref. Henderson (1967)

PROBLEMS

7. R. F. Dressler. "Comparison of Theories and Experiments for the Hydraulic Dam-Break Wave," *International Association of Hydrology, Assemblée générale de Rome*, vol. III (1954), p. 319.
8. F. F. Escoffier and M. B. Boyd. "Stability Aspects of Flow in Open Channels," *Proc. A.S.C.E.*, vol. 88, no. HY6 (November 1962), p. 145.
9. M. Guelton, P. Weingartner, and P. Sevin. "Fonctionnement en éclusées du canal industriel de Basse-Durance," *La Houille Blanche*, vol. 16, no. 5 (October 1961), p. 597. This paper is one of a symposium of five papers on various aspects of unsteady flow under the general title of "Intumescences." The symposium provides an interesting view of many aspects of French practice in this field.
10. M. J. Lighthill. "Physical Interpretation of the Mathematical Theory of Wave Generation by Wind," *J. Fluid Mech.*, vol. 14, part 3 (November 1962), p. 385. This paper gives a physical discussion of the mathematical theories of J. W. Miles and O. M. Phillips, to which complete references are given.
11. V. Cornish. *Ocean Waves* (London: Cambridge University Press, 1934).
12. R. C. H. Russell and D. H. MacMillan. *Waves and Tides* (London: Hutchinson & Co., 1952).
13. Rachel Carson. *The Sea Around Us* (New York: New American Library, 1956).
14. L. M. Milne-Thomson. *Theoretical Hydrodynamics*, 4th ed., (New York: The Macmillan Company, 1958).
15. J. W. Johnson (ed.). *Proceedings, 1st Conference on Coastal Engineering, Long Beach, California*, The Engineering Foundation, 1951.
16. J. Scott Russell. "Report on Waves," *British Association Reports*, 1944.
17. G. H. Keulegan. "Gradual Damping of Solitary Waves," *J. Res. Nat. Bur. Standards*, vol. 40, no. 6 (June 1948), p. 499.
18. R. F. Dressler. "Mathematical Solution of the Problem of Roll-Waves in Inclined Open Channels," *Communications on Pure and Applied Mathematics*, New York University, vol. 2 (1949), p. 149.
19. P. G. Mayer. "Roll Waves and Slug Flows in Inclined Open Channels," with discussions by F. F. Escoffier, R. H. Taylor, J. F. Kennedy, T. Ishihara, Y. Iwagaki, and Y. Iwasa; *Trans. Am. Soc. Civil Engrs.*, vol. 126 (1961), p. 505.
20. G. M. Griswold. "Numerical Calculation of Wave Refraction," *J. Geophys. Res.*, vol. 68, no. 6 (March 1963), p. 1715.

Problems

- 8.1. Prove that if $S_0 = S_f = 0$, and if any one member of the C_2 family of characteristics is a straight line, then so is every other member of the same family. Prove also that in the simple wave problem the C_3 characteristics are *not* straight lines.
- 8.2. Examine the dispersion of the negative wave in Example 8.1 by completing the following table, in which the distances listed in each horizontal line are those occurring at the same instant.

Depth =	3 ft	4 ft	5 ft (wave front)
Distance upstream (miles)	1.00	2.00	22.0

8.3. The initial situation is the same as in Example 8.1, but in this case the estuary level rises at the rate of 1 ft/hr for 3 hr, and then remains steady. Calculate, and plot on the $x-t$ plane, the envelope of intersections of the C_1 characteristics, and hence determine when, where, and at what depth a surge will first develop. At this instant, what will be the depth midway between the surge and the river mouth?

8.4. In a channel having negligible bed slope and resistance, the flow is initially uniform and the discharge at one end of the channel is then varied in a specified way with time, $q = q(t)$. Using the relation $q = v_1 y_1 = v_2 y_2$, show that at this end of the channel

$$\frac{dq}{dt} = 2c(v_1 + c) \frac{dc}{dt}$$

8.5. A navigation canal of rectangular section contains stationary water at a depth of 10 ft. Water is now released into the canal from a lock, and q rises at a uniform rate to a maximum value of 50 cusecs/ft after a period of 5 min. Neglecting bed slope and resistance, plot the envelope of intersections of C_1 characteristics, and determine when, where, and at what depth a surge will first develop.

8.5. With the initial situation as in Example 8.1, the estuary level falls at the rate of 1.5 ft/hr for 2 hr. By algebraic methods rather than by reference to the $x-t$ plane, determine when the depth will reach 3 ft at a section 2 miles upstream, and find what the velocity will be at that section at that instant.

8.6. From Eq. (8-26b) for a negative-wave profile, determine the wave velocities of the sections where $y = 0$, and $y = y_0$; does the first of these have a physical meaning? Show also that there is a section where the depth remains constant at all times.

8.7. The technique used by Lighthill and Whitham [3] to prove Eq. (8-42) was based on the assumption that y and v could be expanded in series

$$y = y_0 + \tau y_1 + \tau^2 y_2 + \dots$$

$$v = v_0 + \tau v_1 + \tau^2 v_2 + \dots$$

where $\tau = t - x/(v_0 + c_0)$ and the coefficients y_1, v_1, \dots , are functions of t alone. To follow the method through, first show that y_1 is the value of $\partial y/\partial t$ at the wave front, where $\tau = 0$. Then substitute the above equations and their derivatives into Eqs. (8-5) and (8-10), assuming $R = y$ and that the Chézy C is constant. Set $\tau = 0$ so that the resulting equations describe conditions at the wave front; it will be found that y_2, v_2 , and the higher series coefficients all drop out. It will also be found that v_1 and dv_1/dt are associated in the same way in each of the two resulting equations, so that they can be eliminated together. Performing this elimination, show that the result is the equation

$$\frac{dy_1}{dt} = \frac{3y_1^2}{2y_0(1 + Fr_0)} - \frac{gS_0 y_1(2 - Fr_0)}{2v_0}$$

and hence that if y_1 is initially greater than the right-hand member of Eq. (8-42), y_1 will continually increase as the wave advances until a bore forms.

Ref. Henderson (1967)

PROBLEMS

8.8. Consider a C_1 characteristic, such as AB in Fig. 8-4, arising from a small positive wave and separated from the first characteristic OF by a substantial time interval Δt . Assuming that this time interval has the same value along any C_2 characteristic, derive the equation of the line AB corresponding to Eq. (8-37). Condense the working by setting $1/k = 1 + gS_0 \Delta t/cFr_0$, and $2r = (1 - k)^2(2 - Fr)^2$. Obtain the x interval for a given t between this and a neighboring characteristic by differentiating x with respect to the interval Δt ; hence determine the conditions under which the two characteristics will intersect.

8.9. Formulate and solve the problem corresponding to Prob. 8.8 for the case where Δt is small enough to make $gS_0 \Delta t/cFr_0$ small, but the relative wave magnitude $\Delta c/c_0$ is not small.

8.10. Rearrange Eq. (8-42) so that the right hand member is a function of g, v_0, Fr_0 , and the Chézy C .

A wide river has a depth of 4 ft and a slope of 0.0002 near its mouth. Manning's n is 0.018. Initially flow is uniform in the river, and at the mouth sea level matches river level. The tide then begins to rise; calculate the initial rate of rise, in feet per hour, needed to make a bore form. If the rate of rise is in fact 50 percent greater than this critical amount, determine when and where the first elementary surge will form. Assume that the Chézy C remains constant at the value appropriate to the initial depth of 4 ft. (Care must be taken over the sense-sign convention.)

8.11. The problem concerns the release of water at a controlled rate into a river in which the initial flow is uniform. Assuming that the equation derived in Prob. 8.4 is applicable over short time intervals even when resistance is taken into account, derive from Eq. (8-41) an equation for the limiting value of the initial rate of discharge increase dq/dt .

In a wide river, flow is initially uniform at a depth of 4 ft. The bed slope is 0.0002, and the Chézy C can be assumed constant at 110. Surplus water from a storage reservoir is now released into the river, so that the discharge per unit width q rises at a uniform rate till it has increased by 50 cusecs per foot after a period of 10 min; thereafter it falls again. Determine (a) whether a surge will form at the wave front which moves downstream; (b) if so, when and where it will first appear; and (c) if not, what rate of increase in q would be necessary to create a surge.

8.12. For the same situation as in Prob. 8.11, answer the same questions about the wave front which moves upstream. Hence determine whether, for a given initial dq/dt , a surge is more apt to form on an adverse or a following wave.

8.13. In the situation of Prob. 8.4, trace the development of the elementary surges beyond the envelope of first intersections of C_1 characteristics, by plotting to scale a graphical display corresponding to Fig. 8-5. Calculate the speed of the surge which finally develops, and determine the approximate position of the line HK by assuming that the curve G/H is a parabola, whose inverse slope increases linearly with x . If q at the lock begins to fall immediately after reaching its maximum value of 50 cusecs/ft, estimate qualitatively the effect that resistance would have on the height and speed of the surge which finally develops.

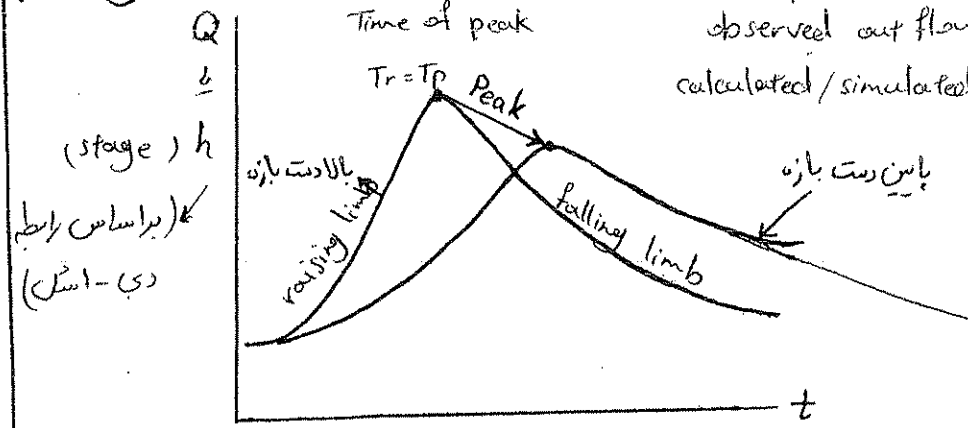
۴۴۷

- هیدرولیک مجاری زوباز :

* روندیابی رودخانه : (River Routing / Flood Routing)

Unsteady flood flow : اگر حجم جریان سیل در طول بازه طولی تغییر نکند ، مقدار Peak

سیلاب ، کاهش خواهد یافت (تأثیر حجم زبیره رودخانه در طول بازه)
 هیدروگراف ورودی مشاهده شده : in flow flood hydrograph
 خروجی مشاهده شده : observed out flow
 روزیابی شده : calculated / simulated / predicted



در هیدروگراف خروجی نقطه Peak پائین صافند (جریان با لغ) و در دام آن نیز شبیه است.

« هیدروگراف ورودی به بازه و خروجی از بازه »
 (شکل (۱-۸) ص ۲۱۵ کوهزاده)
 شبیه ترین محسوب در زمان اوج گیری سیلاب است. بلب در زمان اوج سیلاب است.

* منبع : فصل ۸ - کتاب مقدمه ای بر هیدرولیک جریان ها ناپایداری - صلاح کوهک زاده

- دانشجویان مطالعه کنند :
 مثال (۲-۸) - در ص ۲۲۵
- مثال (۳-۸) - در ص ۲۴۱
- مثال (۴-۸) - در ص ۲۴۴
- مثال (۵-۸) - در ص ۲۴۶

* یک مثال ارائه شود برای حل مسئله با روشهای مختلف :

- ۱- ماسکینگهام ص ۲۲۱-۲۲۵
- ۲- موج جنبشی ص ۲۲۸ (kinematic wave)
- ۳- روش Diffusion ص ۲۳۸
- ۴- روش ماسکینگهام - کونز ص ۲۴۳

بررسی مدل‌های روندیابی سیلاب

عناوین مورد بحث :

۱. مقدمه
۲. روندیابی ذخیره ای و غیرذخیره ای
۳. روندیابی هیدرولوژیکی
 - ✓ روندیابی مخزن
 - ✓ روندیابی مخزن با استفاده از شباهت الکترونیکی
 - ✓ فرضیات روندیابی سیلاب در مخزن
 - ✓ روش ماسکینگام در روندیابی رودخانه
 - ✓ معایب روش ماسکینگام
۴. روندیابی هیدرولیکی
 - ✓ مزایای روندیابی هیدرولیکی
 - ✓ فرضیات معادله سنت - ونانت
 - ۱- ✓ روندیابی موج سینماتیک جنبشی (لینماتیک)
 - حل مدل موج سینماتیک
 - معایب موج سینماتیک
 - ۲- ✓ روندیابی موج دیفیوژن
 - معایب موج دیفیوژن
 - ۳- ✓ روندیابی به روش ماسکینگام - کونژ
 - ۴- ✓ روندیابی موج دینامیک
 - حل کامل معادله سنت - ونانت با استفاده از روش تفاضلات محدود
 - مزایای موج دینامیک
۵. روندیابی سیلاب در مجاری طبیعی سیلابدستی
۶. بررسی تطبیقی مدل‌های روندیابی سیلاب در بازه پای پل - عبدالخان، رودخانه کرخه

passes, or by irregularities in a natural river channel having the effect of a chain of small lakes. This is an example of a general principle which can be conveniently expressed in electrical terms: a pulse fed into a system can be attenuated either by a capacitance or by a resistance. The distinction drawn between these two mechanisms does not raise any questions of basic principle.

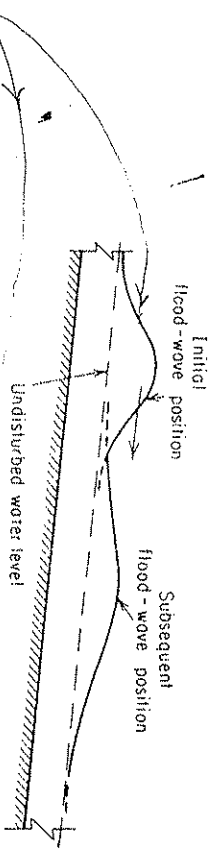


Figure 9-1. Attenuation, or Subsidence, of a Flood Wave as it Moves Downstream

A Flood Wave becomes longer and lower as it moves downstream for a completely general treatment, such as that of Sec. 8.6, will describe both of them adequately. However if one mechanism alone dominates a certain form of flood movement, a theory taking account of this mechanism alone may be very much simpler than the general theory, and well worth using on this account. This is certainly the case when the flood movement is dominated by storage effects, and the first specific topic treated in this chapter will therefore be the special methods suitable for dealing with situations of this kind.

9.2 Storage Routing

Reservoir Routing

We shall use this term to describe the analysis of flood movement in which storage effects are dominant. The simplest example is level-pool routing, in which we consider the movement of a flood through a lake. The main element in the calculation is the balancing of inflow, outflow, and volume of water in the lake; this is simply a matter of using the continuity equation. A secondary, but none the less important, role is played by the dynamic equation governing the outflow conditions; through this equation the outflow rate is uniquely determined by the lake level and therefore by the volume of water stored in the lake.

We define V as the volume of water in storage at any instant, with the outflow and inflow rates denoted by O and I respectively. Over a time interval Δt , we can write:

Inflow volume - outflow volume = increase in storage

respectively. Now if Eq. (9-1) represents one step in a numerical process, we can assume that we know I_1 and I_2 (because the whole inflow hydrograph is known) and also the values O_1 and V_1 obtaining at the start of the time interval. The object is to determine O_2 and V_2 , then to proceed to the next interval, and so on. Collecting the unknowns of Eq. (9-1) on one side of the equation, we obtain:

$$V_2 + \frac{1}{2}O_2\Delta t = V_1 - \frac{1}{2}O_1\Delta t + \frac{1}{2}(I_1 + I_2)\Delta t$$

Dividing throughout by Δt and introducing the parameter

$$N = \frac{V}{\Delta t} + \frac{O}{2} \tag{9-2}$$

we have

$$N_2 = N_1 + \frac{1}{2}(I_1 + I_2) - O_1 \tag{9-3}$$

The convenience of arranging the equation in this way will become apparent in the tabulation of Example 9.1. Meanwhile it can be pointed out that the further information required to solve the problem, i.e., a V - O relationship, can readily be put in the form of an N - O relationship since N is a function of V and O . No difficulty is created by the dependence of N on the choice of time interval Δt : in fact we shall see that Δt can be changed midway through the computation without difficulty. The details are best shown by an example.

Example 9.1

A lake having steep banks and a surface area of 500 acres discharges into a steep channel which is approximately rectangular in section, with a width of 25 ft. Initially conditions are steady with a flow of 1,000 cusecs passing through the lake; then a fresh comes down the river feeding the lake, giving rise to the following inflow hydrograph:

Time from start (hours)	0	3	6	9	12	15	18	21
Inflow (cusecs)	1,000	1,200	1,600	2,100	2,630	2,950	3,050	3,000
Time from start	24	27	30	33	36	39	42	45
Inflow	2,840	2,600	2,300	2,000	1,700	1,430	1,200	1,050
								1,000

Calculate and plot the outflow hydrograph for the 48-hr period.

The first step is to obtain N and V as functions of the outflow O , and this is done in the following tabulation, using the fact that critical flow exists at the lake outlet. The following conversion is used

$$1 \text{ acre-in.} = \frac{4840 \times 9}{3600 \times 12} \text{ cusec-hr}$$

1 cusec-hr, very nearly

than in the numerical process of Example 9.1, and whether the approximations used have seriously affected the result.

River Routing

The question now arises whether the storage-routing technique, obviously successful when applied to a level pool, can also be applied to a river reach. Clearly the continuity Eq. (9-1) will still be true, but the storage V will no longer be uniquely determined by the outflow. We may expect the inflow to a certain river reach to be related to the upstream depth, and the outflow to the downstream depth; it follows, as in Fig. 9-3, that the storage in the reach

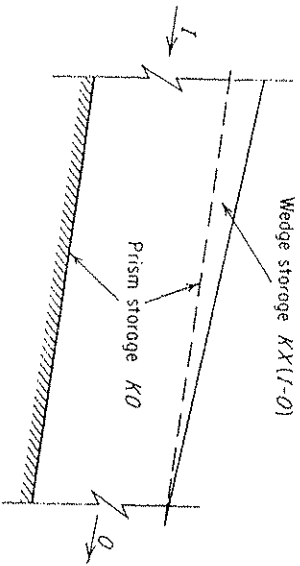


Figure 9-3. Prism and Wedge Storage

will depend on the inflow as well as the outflow. In this connection it is usual to subdivide storage, in the terms introduced with Eq. (8-8), into prism storage (dependent on outflow alone) and wedge storage, dependent on the difference $(I - O)$. The terms are illustrated in Fig. 9-3. If we assume a linear relationship analogous to Eq. (9-5), we obtain

$$V = K[O + X(I - O)] \tag{9-11}$$

an equation which is the basis of the *Muskingum method* of storage routing, so-called because it was first developed (by the U. S. Corps of Engineers) in connection with flood-control schemes in the Muskingum River Basin, Ohio. Whether or not we assume a special form of relationship like Eq. (9-11), we can assemble enough data on the river characteristics to be able to plot curves such as those in Fig. 9-4, in which a $V-O$ curve is drawn for each value of I or $(I - O)$. Similarly, an $N-O$ curve can be drawn for each value of I , or $(I - O)$.

Given such a set of curves for a particular river reach, the tabulation of Example 9.1 can proceed with no more difficulty than in the level-pool case.

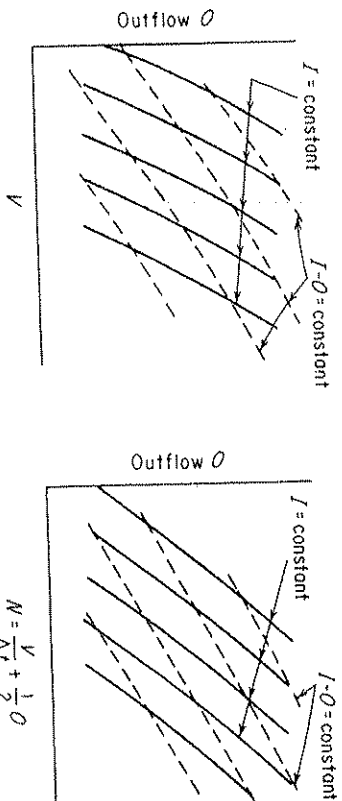


Figure 9-4. $V-O$ and $N-O$ Curves for a River Reach

any real difficulty (Prob. 9.5). Moreover, an explicit solution based on linearizing assumptions, as in Eqs. (9-7) through (9-10), is only slightly more complex than in the level-pool case. The extension of Eq. (9-5) becomes

$$V = \frac{O}{k_1} + \frac{I}{k_2} \tag{9-12}$$

which is an alternative form of Eq. (9-11), with

$$\frac{1}{k_1} = K(1 - X); \quad \frac{1}{k_2} = KX \tag{9-13}$$

Accordingly Eq. (9-4) becomes

$$\frac{dO}{dt} + k_1 O = k_1 I - \frac{k_1}{k_2} \frac{dI}{dt} \tag{9-14}$$

which is essentially no more complex than Eq. (9-6), for the right-hand member is still a known function of t alone. And if I is assumed to be a sine function the solution corresponding to Eq. (9-7), i.e.,

$$O e^{k_1 t} = \int \left(k_1 I - \frac{k_1}{k_2} \frac{dI}{dt} \right) e^{k_1 t} dt \tag{9-15}$$

is still explicitly integrable (Prob. 9.6). A comprehensive range of solutions of this kind has been developed by Yevjevich [5].

While explicit solutions of this type have received little attention, the numerical method of Example 9.1, modified as in Fig. 9-4, has been very widely used in engineering practice. There is an extensive literature on the subject, a thorough survey of which is given by Chow [1], and much attention

