



کف ستون؛

طراحی گام به گام بیس پلایت

نگارش و تولید محتوا:

مهندس امیر صفی زاده

مهندس سعید کاویان پور

ارائه شده

برای اعضای

وبسایت سبزسازه



کف ستون؛ مثال طراحی بیس پلیت با خروجی ایتبس به همراه طراحی بولت صفحه ستون

نویسنده: زهرا محمودزاده – امیر صفی زاده

مقدمه

قطعاً شما هم می دانید که حساس ترین بخش در یک سازه، [طراحی فونداسیون](#) آن می باشد و اگر سازه قوی باشد [طراحی و میلگرد گذاری فونداسیون](#) درست نباشد سازه دچار مشکل خواهد شد اما مسئله بعدی اتصال سازه و فونداسیون ها هستند که به آن اصطلاحاً کف ستون گفته می شود.

تجربه ثابت کرده تنها یک اشتباه کوچک در اجرا و طراحی بیس پلیت ها می تواند خسارت های جبران ناپذیری را به دنبال داشته باشد.

ما در این مقاله جامع شما را با کف ستون ها و روش های اجرای آن آشنا خواهیم کرد و سپس گام به گام با حل یک مثال طراحی صفحه ستون، بولت ها و سخت کننده ها را به شما آموزش خواهیم داد.

با مطالعه این مقاله چه می آموزید؟

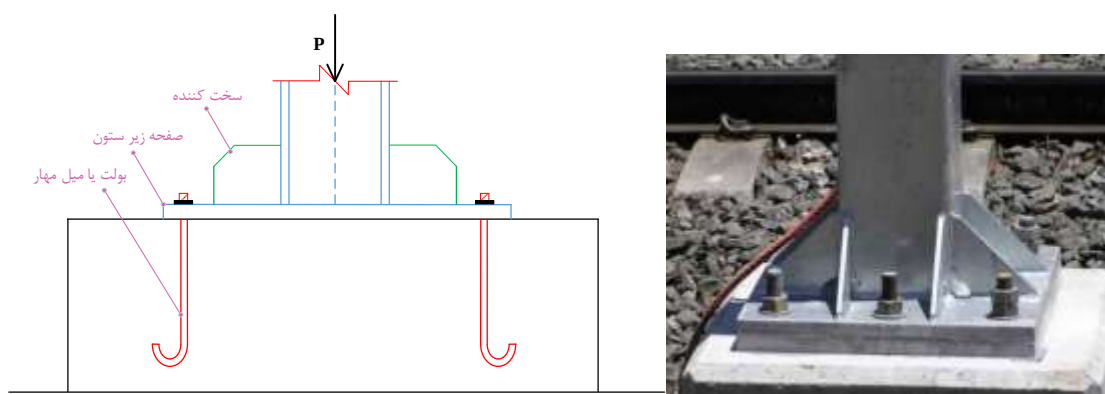
۱. معرفی کف ستون و عملکرد اجزای آن
۲. نحوه اجرای کف ستون
۳. حالت های مختلف تنش وارد بر کف ستون و موثر بر طراحی
۴. طراحی ابعاد ورق کف ستون
۵. طراحی ضخامت ورق کف ستون (با و بدون سخت کننده)
۶. طراحی میل مهارها
۷. تعیین نیروهای طراحی کف ستون در نرم افزار ETABS
۸. مثال عددی کامل با استفاده از خروجی ETABS شامل طراحی ضخامت و ابعاد کف ستون، سخت کننده ها و میل مهارها



معرفی کف ستون و عملکرد اجزای آن

بارهای وارد به ساختمان در نهایت از پای ستون به فونداسیون و پس از آن به زمین منتقل می شود؛ لذا اتصال ستون به فونداسیون در سازه های فولادی یکی از بخش های حساس این سازه ها است. در طراحی کف ستون (Base Plate) هدف این است که کلیه بارهای موجود در ستون بتوانند با اطمینان کافی به پی منتقل شوند.

کف ستون علاوه بر انتقال بار، باعث کاهش تنش وارده به فونداسیون نیز می شود؛ زیرا کف ستون سطح بزرگتری نسبت به سطح مقطع خود ستون دارد، پس طبق رابطه $\sigma = P/A$ ، هرچه سطح بزرگتر شود تنش کمتر می شود. در واقع تنش وارده بایستی به قدری کاهش یابد که فونداسیون تحمل تنش های کاهش یافته را داشته باشد؛ پس مساحت ورق کف ستون باید به اندازه ای باشد که تنش فشاری حاصل از نیروی ستون، با اطمینان کافی به پی منتقل شود. لازم به ذکر است که نیروی کششی حاصل از خمش و برش توسط میل مهارها به فونداسیون منتقل می شوند و صفحه ستون نقشی در انتقال این نیروها ندارد. در شکل زیر اتصال ستون به فونداسیون که تحت بار فشاری بدون خروج از مرکزیت قرار دارد، نشان داده شده است.



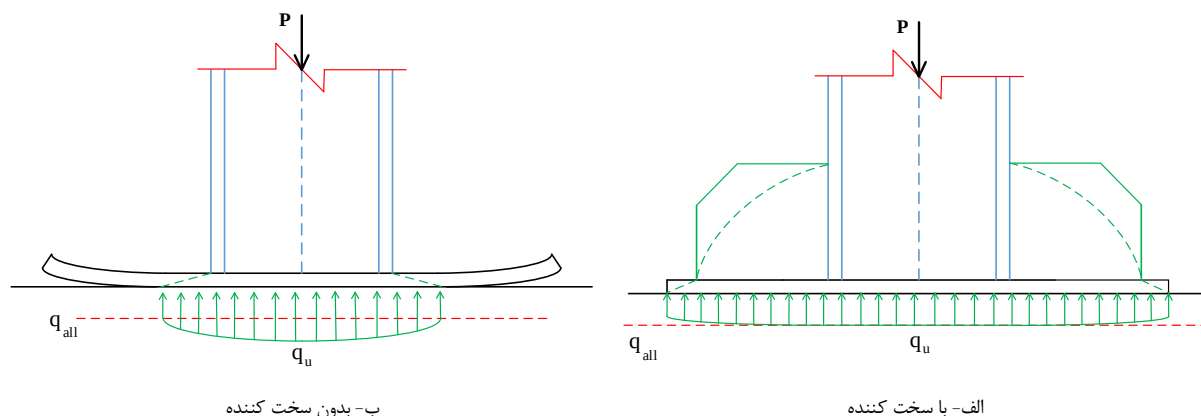
شکل (۱) - جزئیات اتصال ستون به فونداسیون

سخت کننده ها

همانطور که در شکل بالا مشخص است اتصال پای ستون غیر از صفحه کف ستون شامل سخت کننده ها (Stiffener) و میل مهار یا بولت ها (Bolt) نیز می شود که به اختصار به نقش و عملکرد هر یک می پردازیم.

موضوع مهمی که در رابطه با کف ستون ها مطرح است، لزوم استفاده از سخت کننده ها می باشد. اگر ستونی که تنها حامل بار محوری فشاری است بر یک کف ستون با ضخامت کم قرارگیرد و هیچ ورق تقویتی در اطراف آن استفاده نشود، بار ستون تحت زاویه ای روی صفحه ستون پخش می شود و به سمت وجه پایینی ورق حرکت می کند و بار در تمام سطح ورق توزیع نمی شود. قسمت هایی از ورق تغییر شکل داده و اطراف آن بالا می آید.

اما در طراحی های متداول فرض بر این است که ورق کف ستون صلب است. پس باید این صلبیت به نحوی تأمین شود. یک راه حل، افزایش ضخامت ورق است که البته غیر اقتصادی است و باید دنبال راهی برای استفاده از تمامی ظرفیت ورق موجود بود. استفاده از ورق های تقویتی عمود بر ورق کف ستون، به عنوان یک راه حل اقتصادی مورد توجه قرار می گیرد. این ورق های تقویتی معمولاً در امتداد ورق های تشکیل دهنده مقطع ستون قرار می گیرند و عملکرد آنها به این صورت است که بار محوری ستون، پیش از رسیدن به ورق کف ستون شروع به پخش شدن می کند در نتیجه وقتی بار به سطح بالایی کف ستون می رسد، در سطح وسیع تری نیز پخش شده و دارای شدت کمتری است. بدین ترتیب، تنش فشاری وارد بر پی، تقریباً به طور یکنواخت بر سطح ورق پخش می شود. شکل زیر توزیع بار در کف ستون را در دو حالت با و بدون سخت کننده نشان می دهد.



شکل (۲) - توزیع بار در کف ستون در دو حالت با و بدون سخت کننده

بولت ها

از اجزای دیگر اتصال پای ستون میل مهارها یا بولت ها (Bolt) هستند. کار اتصال صفحه ستون با بتن به وسیله میل مهار صورت می گیرد و برای ایجاد اتصال، انتهای آن را خم می کنیم. در ستون هایی که تحت بار محوری خالص از نوع فشاری قرار دارند، میل مهارها فقط در هنگام اجرای ستون نقش ایفا می کنند و مانع از افتادن ستون می شوند. اما در ستون هایی که تحت لنگر خمشی و برش نیز می باشند میل مهارها نقش باربری پیدا می کنند و باید تعداد و طول مهارها از طریق محاسبات تعیین شود.

ولی حداقل هایی نیز در نظر گرفته می شود. به عنوان مثال قطر میل مهارها معمولاً حداقل ۲۰ میلیمتر (همان میلگرد نمره ۲۰) در نظر گرفته می شود و طول دندانه شده انتهای میل مهارها معمولاً بین ۱۰ تا ۱۵ سانتی متر در نظر گرفته می شود و بستگی به بزرگی نیروهای وارده دارد. همچنین توصیه می شود فاصله بین مرکز میل مهارها تا ورق های سخت کننده و مرکز تا مرکز میل مهارها حداقل معادل ۱/۵ برابر قطر میل مهار باشد تا فضای کافی برای بستن و تنظیم کردن مهره های بولت ها وجود داشته باشد.

نحوه اجرای کف ستون

کف ستون را به دو روش می توان اجرا کرد :

۱- اتصال ورق و ستون در کارخانه: در این روش ورق و کف ستون به وسیله جوش نفوذی کاملاً به یکدیگر متصل می شوند. ستون به همراه کف

ستون جوش شده به آن، از کارخانه به سایت (کارگاه) حمل شده و سپس در هنگام بتن ریزی فونداسیون، میلگرد (بولت) هایی در محل کف ستون ها کار گذاشته می شود و بتن ریزی می شود و در نهایت مجموعه ی ستون و کف ستون به آن ها متصل می شوند. در شکل زیر نمونه ای از اجرای کف ستون با این روش نشان داده شده است.



شکل (۳) - اتصال ورق و ستون در کارخانه

۲- **اتصال ورق و کف ستون در محل کارگاه:** در این روش قبل از بتن ریزی فونداسیون، کف ستون همراه با میل مهارها (حداقل چهار میل مهار به قطر ۲۰ میلیمتر در چهار گوشه ورق) در جای خود ثابت و بعد بتن ریزی انجام می‌شود. سپس ستون علم شده و با جوش به کف ستون متصل می‌شود. نکته مهم هنگام نصب کف ستون، به عنوان صفحه تقسیم فشار، این است که انتهای ستون سنگ خورده و صاف باشد تا تمام نقاط مقطع ستون بر روی صفحه ستون بنشینند و عمل انتقال نیرو به خوبی انجام پذیرد. شکل زیر نحوه اجرای ورق کف ستون در محل اجرا را نشان می‌دهد.



شکل (۴) - اتصال ورق و ستون در کارگاه (سایت)

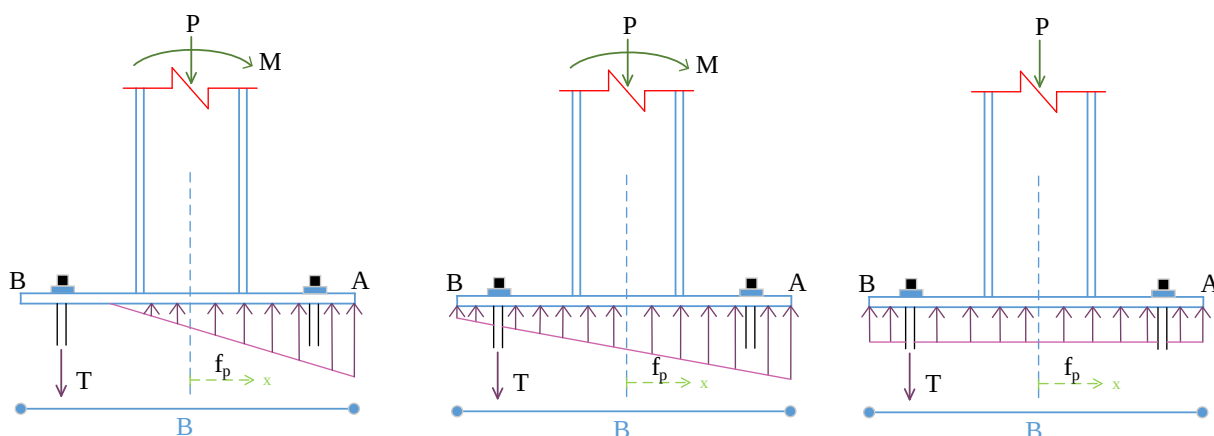


حالت‌های مختلف تنش وارد بر کف ستون و موثر بر طراحی

برای طراحی اتصال ستون به فونداسیون، روش‌ها و نظریات مختلفی وجود دارد و چیزی که باعث این گستردگی و تفاوت می‌شود، وجود معیارها و فرضیات مختلف است. به عنوان مثال فرض صلب بودن یا انعطاف پذیر بودن، همچنین معیار کنترل تنش‌ها که بر اساس حالت حدی (LRFD) یا بر مبنای روش تنش مجاز (ASD) انجام شود. همین معیارها و فرضیات هستند که اساس روش‌های مختلف تحلیل و طراحی کف ستون می‌باشند. در روشی که در اینجا گفته می‌شود، فرض بر این است که توزیع تنش زیر کف ستون به صورت خطی و رفتار کف ستون الاستیک باشد.

در سازه‌های متداول، در پای ستون معمولاً نیروهای محوری (فشاری و کششی)، خمش، برش و در بعضی حالات خاص پیچش نیز ایجاد می‌شود. نیروی محوری کششی، برش و پیچش که توسط میل مهارها تحمل می‌شود و ابعاد هندسی صفحه ستون و آرایش پیچ‌ها از مقدار این نیروها مستقل است. اما نیروی محوری فشاری و خمش باعث ایجاد تنش بین صفحه ستون و فونداسیون می‌شود که بسته به میزان بار و ممان و یا خروج از مرکزیت بار، سه حالت توزیع تنش زیر صفحه ستون ایجاد شود.

در حالت اول ستون تنها حامل بار محوری فشاری در مرکز سطح خود می‌باشد که در این صورت توزیع تنش به صورت فشاری و یکنواخت خواهد بود (حالت الف در شکل). اما اگر بار محوری خروج از مرکزیت داشته باشد یا لنگری بر ستون اثر کند، توزیع تنش به صورت دوزنقه‌ای می‌شود (حالت ب در شکل). اگر میزان این خروج از مرکزیت از حد مشخصی افزایش یابد، قسمتی از صفحه ستون تحت کشش قرار گرفته و از روی پی بلند می‌شود که در این حالت میل مهارها وارد عمل شده و با تحمل نیروی کششی مانع از بلند شدگی صفحه ستون می‌شوند. در این حالت توزیع تنش فقط در قسمتی از صفحه ستون و به صورت مثلی می‌باشد (حالت پ در شکل).



پ- بار محوری و لنگر خمشی $\left(e > \frac{B}{6}\right)$

ب- بار محوری و لنگر خمشی $\left(e \leq \frac{B}{6}\right)$

الف- بار محوری خالص

شکل (۵)- توزیع تنش تماسی بین ورق کف ستون و پی

از توضیحات فوق این چنین بر می‌آید که بایستی خروج از مرکزیتی را که باعث ایجاد تنش فشاری صفر در یک سمت کف ستون می‌شود، به دست آوریم تا بتوانیم تقسیم بندی مناسبی برای حالات مختلف تحلیل و طراحی کف ستون‌ها داشته باشیم.

اگر ستون تحت بار محوری و لنگر خمشی باشد و ورق کف ستون دارای ابعاد $B \times D$ باشد، تنش f_p در محل تماس ورق کف ستون و پی در نقطه ای با فاصله x از مرکز ستون، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$f_p = \frac{P}{BD} \mp \frac{M \cdot x}{\frac{DB^3}{12}} \quad (۱)$$



که در آن x فاصله نقطه مورد نظر از مرکز ستون می باشد. اگر محور خمشی عمود بر ضلع B کف ستون و توزیع تنش در ضلع B مدنظر باشد، $x = \frac{B}{2}$ تنش در نقطه انتهایی را به دست می دهد. اگر مقدار تنش را مساوی صفر قرار دهیم، نسبت $\frac{M}{P}$ یا همان خروج از مرکزیت (e) متناظر به دست می آید. که به این معنی است که اگر مقدار خروج از مرکزیت از این حد بیشتر شود، قسمتی از کف ستون تحت کشش قرار می گیرد و این همان نقطه مرزی برای تقسیم بندی حالات مختلف است.

$$\frac{P}{BD} - \frac{6M}{B^2D} = 0 \Rightarrow \frac{M}{P} = \frac{B}{6} \Rightarrow e = \frac{B}{6} \quad (2)$$

پس حالات توزیع تنش زیر کف ستون هنگامی که تحت نیروی محوری و خمشی یک محوره است، به سه دسته تقسیم می شود که در شکل نشان داده شده است.

حال که توزیع نیروهای زیر کف ستون مشخص شد، به تشریح روند طراحی اجزاء مختلف کف ستون در هر یک از این حالات می پردازیم. لازم به ذکر است که در اینجا معیارهای طراحی دو روش LRFD و ASD گفته می شود. اما معیار LRFD به دلیل اینکه حالت نهایی مقاومت را در طراحی در نظر می گیرد، روش اقتصادی تری برای طراحی می باشد. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ نیز بر اساس طراحی به روش حالات حدی می باشد.

طراحی ابعاد ورق کف ستون

برای طراحی و کنترل ابعاد کف ستون باید تنش تماسی زیر صفحه (f_p) از تنش تماسی طراحی ($\phi_c F_p$ در روش LRFD) و ($\frac{F_p}{\Omega_c}$ در روش ASD) کمتر باشد. ϕ_c ضریب کاهش مقاومت است که مقدار آن برابر ۰/۶۵ و Ω_c ضریب اطمینان است که مقدار آن برابر ۲/۵ در نظر گرفته می شود.

$$\begin{aligned} LRFD &\Rightarrow f_{up} \leq \phi_c F_p \\ ASD &\Rightarrow f_{ap} \leq \frac{F_p}{\Omega_c} \end{aligned} \quad (3)$$

که در آن، f_{up} و f_{ap} نشان دهنده تنش زیر کف ستون هستند که به ترتیب از بارهای ضریب دار و بدون ضریب به دست آمده اند. مقدار F_p برابر است با:

$$F_p = 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c \quad (4)$$

که در آن:

f'_c = مقاومت مشخصه فشاری بتن بر روی نمونه ای استوانه ای استاندارد

A_1 = سطح ورق کف ستون در تماس با پی

A_2 = حداکثر سطحی از شالوده هم مرکز و متشابه با ورق کف ستون که در پلان شالوده محدود می شود. (در کف ستون هایی که حداقل یکی از لبه های آن منطبق

بر پی است، مانند ستون های گوشه و کناری، $A_2 = A_1$ می باشد.)

اما محاسبه مقدار f_p در هر حالت متفاوت است که در ادامه به توضیح هریک از حالات خواهیم پرداخت.



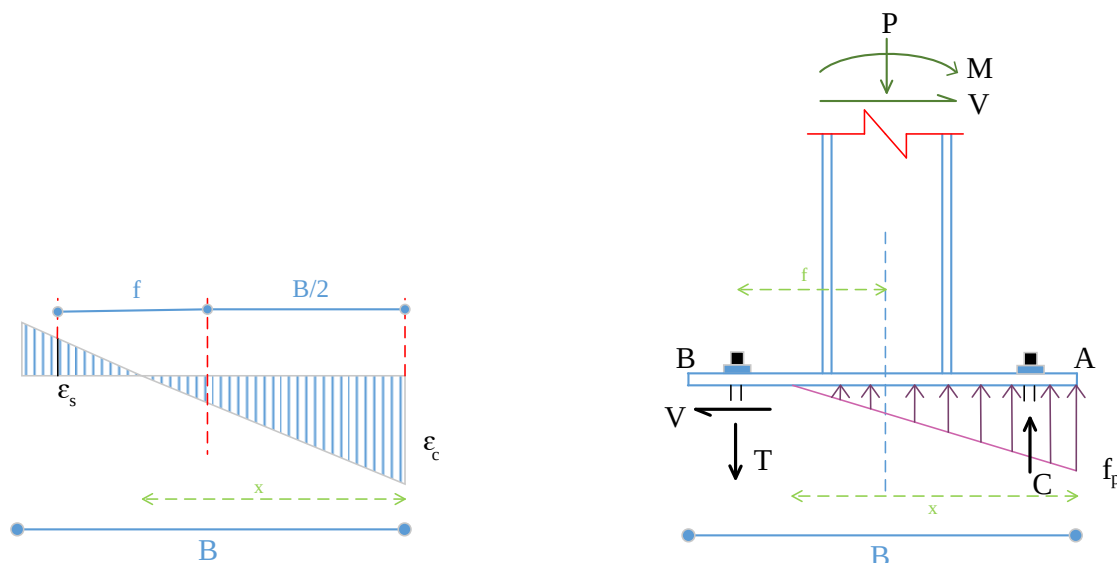
۱- حالت نیروی محوری تنها یا نیروی محوری و لنگر خمشی با شرط $e = \frac{M}{P} \leq \frac{B}{6}$:

$$f_p = \frac{P}{BD} + \frac{6M}{B^2D} = \frac{P}{BD} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \leq F_p' \quad (5)$$

در این حالت مقدار B و D از رابطه (۵) به دست می‌آید. در عمل ابتدا می‌توان با توجه به ابعاد ستون و در نظر گرفتن فضای کافی برای ایجاد سوراخ در کف ستون، مقادیر B و D را تعیین کرد و با استفاده از رابطه (۵) کفایت این ابعاد را کنترل نمود.

۲- حالت نیروی محوری و لنگر خمشی با شرط $e = \frac{M}{P} > \frac{B}{6}$:

در اینجا به دلیل اینکه قسمتی از کف ستون تحت کشش قرار می‌گیرد رفتار آن کاملاً متفاوت می‌شود و دیگر نمی‌توان از رابطه (۵) استفاده کرد. چون صفحه ستون قادر به تحمل نیروهای کششی نیست؛ نیروی کشش، تنها توسط میل مهارها تحمل می‌شود و توزیع تنش زیر ناحیه فشاری کف ستون به صورت فشاری خواهد بود. همانگونه که در شکل (۶) هم نشان داده شده است مقدار x، که طول محدوده توزیع نیروی فشاری است، مجهول می‌باشد و تنها با استفاده از معادلات تعادل استاتیکی نمی‌توان کلیه مجهولات را تعیین کرد و نیاز به معادلات همسازی (سازگاری تغییر شکل ها) می‌باشد.



شکل (۶)- توزیع تنش تماسی در صفحه کف ستون در حالت $e = \frac{M}{P} > \frac{B}{6}$

با توجه به شکل بالا، معادلات تعادل به صورت زیر نوشته می‌شوند:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} f_p x D - T - P = 0 \quad (6)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} f_p x D \left(\frac{B}{2} + f - \frac{x}{3} \right) - P f - M = 0 \quad (7)$$



از این دو معادله، تنش تماسی f_p به دست می‌آید که x در آن مجهول است.

$$f_p = \frac{2P(e+f)}{xD\left(\frac{B}{2}+f-\frac{x}{3}\right)} \quad (8)$$

همانطور که گفته شد برای تعیین مقدار x به معادلات همسازی نیاز است.

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{\frac{B}{2}+f-x}{x} \Rightarrow \frac{TE_c}{A_s E_s f_p} = \frac{\frac{B}{2}+f-x}{x} \quad (9)$$

که در آن:

E_s = مدول الاستیسیته‌ی فولاد میل مهارهای تحت کشش

E_c = مدول الاستیسیته‌ی بتن

A_s = مساحت میل مهارهای تحت کشش.

اگر سه معادله (۶)، (۷) و (۹) را به صورت همزمان حل کنیم یک معادله‌ی درجه ۳ بر حسب x به دست می‌آید: (با فرض $\frac{E_s}{E_n} = n$ و $e = \frac{M}{P}$)

$$x^3 + a_1 x^2 + a_2 x + a_3 = 0 \quad (10)$$

که در آن:

$$a_1 = 3\left(e - \frac{B}{2}\right) \quad (11)$$

$$a_2 = \frac{6nA_s}{D}(f+e) \quad (12)$$

$$a_3 = -a_2\left(\frac{B}{2}+f\right) \quad (13)$$

برای به دست آوردن مقدار x ، با توجه به ابعاد ستون یک مقدار اولیه برای B و D و سطح مقطع میلگردها (A_s) و محل قرار گیری آن‌ها (f) در نظر می‌گیریم تا بتوانیم معادله درجه ۳ را حل کنیم. پس از تعیین x و جایگزینی در رابطه (۸)، مقدار تنش تماسی به دست می‌آید که با همان رابطه (۳) که در ابتدا گفته شد مقایسه و کنترل می‌شود.



طراحی ضخامت ورق کف ستون (با و بدون سخت کننده)

برای به دست آوردن ضخامت ورق کف ستون باید لنگر ایجاد شده در مقطع بحرانی کف ستون با لنگر طراحی مقایسه شود.

$$LRFD \Rightarrow M_u \leq \phi_b Z F_y$$

$$ASD \Rightarrow M_a \leq \frac{Z F_y}{\Omega} \quad (۱۴)$$

که در آن، M_u و M_a لنگر ایجاد شده در مقطع بحرانی کف ستون هستند که به ترتیب از بارهای ضریب دار و بدون ضریب به دست می آیند.

Z : اساس مقطع پلاستیک است که مقدار آن برای مقطع مستطیلی به عرض D و ضخامت t_p تحت خمش حول محور ضعیف مقطع برابر است با $Z = \frac{D t_p^2}{4}$

F_y : تنش تسلیم مصالح ورق کف ستون است.

ϕ_b : ضریب کاهش مقاومت خمشی است که مقدار آن برابر با $\phi_b = 0.9$ می باشد.

Ω : ضریب اطمینان است که مقدار آن برابر با $\Omega = 1.67$ می باشد.

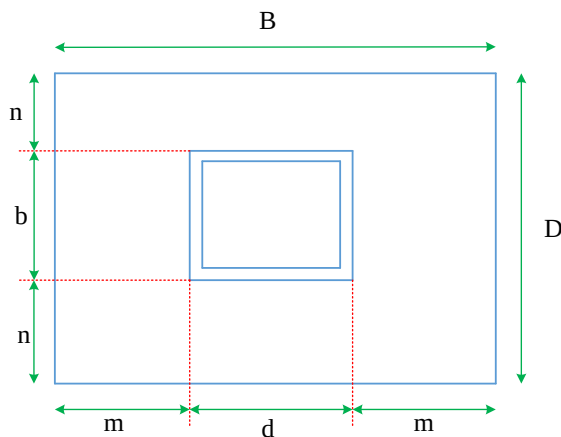
با جایگذاری مقدار $Z = \frac{D t_p^2}{4}$ در رابطه (۱۴)، رابطه زیر برای طراحی ضخامت کف ستون به دست می آید.

$$LRFD \Rightarrow t_p \geq 2.11 \sqrt{\frac{M_u}{D F_y}}$$

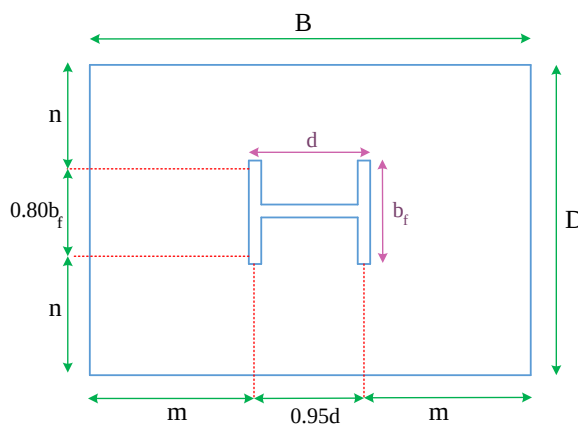
$$ASD \Rightarrow t_p \geq 2.58 \sqrt{\frac{M_a}{D F_y}}$$

(۱۴)

از آن جا که صلبیت ستون نسبت به ورق کف ستون بسیار بیشتر است؛ می توان آن را به عنوان یک تکیه گاه صلب برای ورق کف ستون در نظر گرفت که در نتیجه محور خمش کف ستون به بر ستون انتقال می یابد. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش چهارم)، مقاطع بحرانی ورق کف ستون را برای ستون های H شکل و قوطی به صورت نشان داده شده در شکل زیر پیشنهاد می کند.



ب- ستون قوطی شکل



الف- ستون I شکل

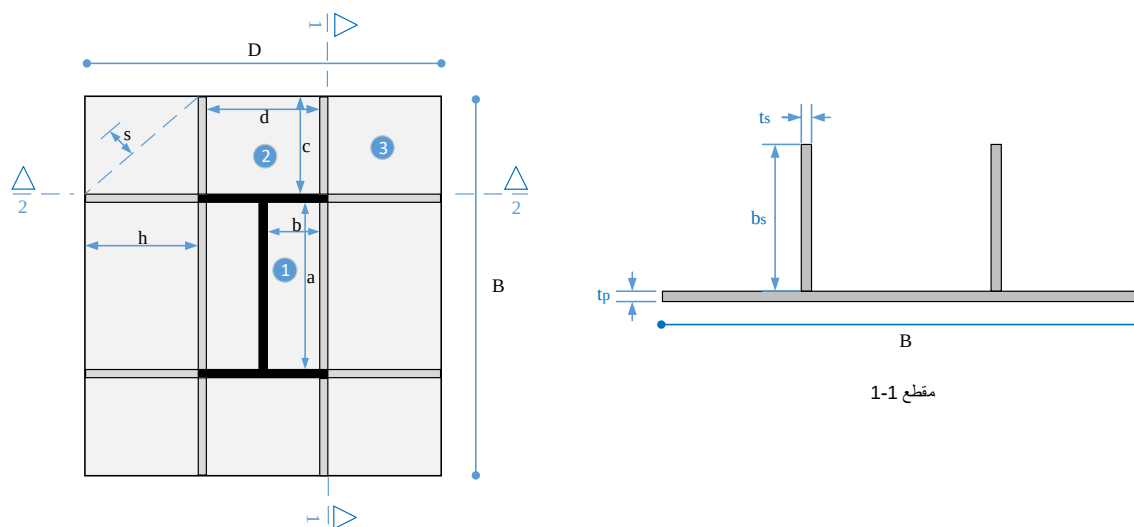
شکل (۷)- مقاطع بحرانی خمش در کف ستون



با مشخص بودن مقطع بحرانی و با توجه به چگونگی توزیع تنش فشاری زیر کف ستون، مقدار خمش در مقطع بحرانی محاسبه می‌شود. در صورتی که ضخامت مورد نیاز به دست آمده بر اساس رابطه (۱۴) بزرگتر از حد معمول (تقریباً ۲۰ میلی متر) و غیر اقتصادی باشد، باید تعبیه ی سخت کننده ها نسبت به کاهش ضخامت ورق کف ستون اقدام کرد. استفاده از سخت کننده باعث می شود که صلبیت ورق کف ستون به اندازه قابل توجهی افزایش یابد که منجر به این می‌شود که توزیع تنش فشاری زیر ورق کف ستون به توزیع یکنواخت نزدیک شود. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش چهارم) مقدار تنش فشاری زیر ورق کف ستون را به صورت زیر پیشنهاد می‌دهد.

$$q = \min \left\{ \phi_c (0.85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \phi_c (1.7f'_c), 0.9F_{cr} \frac{A_{col}}{A_1} \right\} \quad (15)$$

که در آن، A_{col} مساحت مقطع ستون را نشان می‌دهد و F_{cr} حداکثر تنش فشاری قابل تحمل توسط ستون است. (برای اطلاعات بیشتر در مورد روش محاسبه F_{cr} ، به مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ویرایش چهارم، بند ۱۰-۲-۴ رجوع کنید). همانطور که در شکل زیر نشان داده است کنترل خمش در ورق کف ستون دارای سخت کننده شامل دو بخش است. یک بخش آن مربوط به کنترل خمش در مقطع بحرانی (مقطع ۱-۱ یا ۲-۲ در شکل زیر) است که روند آن در قسمت قبل توضیح داده شد (رابطه (۱۴)). با این تفاوت که مقطع مورد نظر برای محاسبه اساس مقطع پلاستیک، شامل ورق کف ستون و سخت کننده‌های روی آن می‌باشد. بخش دوم هم کنترل خمش در هر یک از نواحی ایجاد شده روی ورق کف ستون می باشد؛ زیرا به دلیل سخت کننده ها ورق کف ستون به بخش های مجزا تقسیم شده و در هر یک از نواحی به صورت جداگانه باید خمش کنترل شود.



شکل (۸) - نمونه ای از یک ورق کف ستون به همراه سخت کننده

به طور کلی برای محاسبه اساس مقطع پلاستیک یک مقطع دلخواه ابتدا باید محل تار خنثی پلاستیک مقطع را به دست آورد. تار خنثی پلاستیک در محلی واقع می شود که مساحت مقطع قسمت بالا و پایین آن با هم برابر باشد. پس از تعیین محل تار خنثی پلاستیک، با استفاده از رابطه زیر می‌توان اساس مقطع پلاستیک مقطع را محاسبه کرد.

$$Z = A_c Y_c + A_t Y_t \quad (16)$$



که در آن، A_c و A_t به ترتیب مساحت قسمت‌های فشاری و کششی مقطع می‌باشند. Y_c و Y_t به ترتیب نشان دهنده‌ی فاصله مرکز ناحیه‌ی فشاری و کششی از تار خنثی پلاستیک هستند. در صورتی که کنترل خمش در مقطع بحرانی جوابگو نبود، می‌توان با افزایش تعداد سخت کننده‌ها و یا افزایش ارتفاع آن‌ها مقاومت خمشی مقطع را افزایش داد؛ زیرا با افزودن سخت کننده‌ها ممان اینرسی مقطع افزایش می‌یابد و هرچه ممان اینرسی افزایش یابد مقاومت خمشی مقطع بیشتر می‌شود و مقطع می‌تواند لنگر بیشتری را تحمل کند. طبق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ویرایش چهارم، جدول ۱۰-۲-۱، برای کنترل فشردگی مقطع، نسبت ارتفاع به ضخامت سخت کننده باید در رابطه زیر صدق کند.

$$\frac{b_s}{t_s} \leq 1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (۱۷)$$

همانطور که در شکل (۸) نشان داده شده است، سخت کننده‌ها ورق کف ستون را بسته به موقعیت، به نواحی چهارطرف متکی، سه طرف متکی، دو طرف متکی و یک طرف متکی تقسیم می‌کنند. هر کدام از این نواحی را می‌توان به عنوان یک صفحه خمشی در نظر گرفت که تحت اثر بار گسترده عمود بر صفحه خود (q) قرار گرفته است. علاوه بر کنترل خمش در مقطع بحرانی، در هریک از نواحی ایجاد شده روی ورق کف ستون نیز باید کنترل خمش صورت گیرد. زیرا سخت کننده‌ها صفحه همانند تکیه گاه عمل کرده و صفحه ستون را به چند قسمت که هر یک از آن‌ها به صورت مجزا عمل می‌کنند، تقسیم می‌کنند. پس در هر ناحیه به صورت مجزا باید خمش کنترل شود. برای محاسبه خمش حداکثر ایجاد شده در هریک از نواحی می‌توان از تئوری ورق‌های خمشی استفاده کرد که بر اساس آن مقدار خمش حداکثر در هر ناحیه از روابط زیر محاسبه می‌شود.

- ناحیه چهارطرف متکی

$$M = \alpha_1 q b^2 \quad (۱۸)$$

- ناحیه سه طرف متکی

$$M = \alpha_2 q c^2 \quad (۱۹)$$

- ناحیه دو طرف متکی

$$M = q \times \frac{c.h}{2} \times s \quad (۲۰)$$

همانگونه که در شکل مشخص است کنترل خمش در ناحیه یک طرف متکی همان کنترل خمش در مقطع بحرانی می‌باشد و در قسمت قبل گفته شد. در روابط بالا پارامترهای b ، c ، h و s در شکل (۸) نشان داده شده‌اند. ضرایب α_1 و α_2 نیز بر اساس جداول زیر تعیین می‌شوند.

جدول ۱- ضریب α_1 برای نواحی چهارطرف متکی

چهارطرف متکی	نسبت a/b									
		1	1/1	1/2	1/4	1/5	1/6	1/8	1/9	>2
α_1		0/048	0/055	0/062	0/075	0/081	0/086	0/094	0/098	0/100

جدول ۲- ضریب α_2 برای نواحی سه طرف متکی

سه طرف متکی	۱ ۲ ۳	نسبت c/d									
		0/5	0/6	0/7	0/8	0/9	1/0	1/2	1/4	2	>2
	α _۲	0/06	0/074	0/088	0/097	0/107	0/112	0/120	0/126	0/132	0/133

خمش‌های به دست آمده از روابط (۱۸)–(۱۹) بر روی مقطع مستطیلی به عرض واحد و ضخامت t_p اثر می‌کنند؛ پس اگر بخواهیم از رابطه (۱۴) برای کنترل خمش استفاده کنیم توجه کنید مقدار D را در رابطه عرض مقطعی قرار دهید که خمش را در آن حساب می‌کنید. در واقع لنگر خمشی را در کل مقطع محاسبه نمی‌کنیم، بلکه با استفاده از این روابط، لنگر ایجاد شده در مقطعی به عرض واحد و ضخامت t_p را به دست می‌آوریم. بنابراین برای کنترل خمش در هر ناحیه می‌توان از رابطه (۱۴) استفاده کرد که در آن $D = 1$ در نظر گرفته می‌شود. در رابطه (۲۰) لنگر را در مقطعی به عرض خط چین نشان داده در شکل و ضخامت t_p محاسبه می‌کنیم؛ پس مقدار D را باید عرض مشخص شده در شکل قرار دهید.

طراحی میل مهارها

همانطور که در قسمت‌های قبل توضیح داده شد، در حالت $e = 0$ و $e \leq \frac{B}{6}$ در میل مهارها هیچ گونه کششی ایجاد نمی‌شود و تنها نیروی موثر در آن‌ها، نیروی برشی می‌باشد. برای کنترل برش در میل مهارها از رابطه‌ی زیر استفاده می‌شود.

$$LRFD \Rightarrow f_{uv} = \frac{V_u}{2A_s} \leq \phi F_{nv} \quad , \quad \phi = 0.75$$

$$ASD \Rightarrow f_{av} = \frac{V_a}{2A_s} \leq \frac{F_{nv}}{\Omega} \quad , \quad \Omega = 2$$
(۲۱)

که در آن، V_u و V_a نیروی برشی ایجاد شده در پای ستون هستند که به ترتیب از بارهای ضریب دار و بدون ضریب به دست آمده‌اند. A_s سطح مقطع تمامی میل مهارهای موجود در کف ستون است. F_{nv} تنش برشی اسمی است که مقدار آن بر اساس جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ویرایش چهارم تعیین می‌شود.

جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ تنش اسمی (پیچ و قطعات دندانه شده)

نوع وسیله اتصال	تنش کششی اسمی (F_{nt})	تنش برشی اسمی (F_{nv}) در اتصالات اتکایی
پیچ‌های معمولی	$\phi / \sqrt{3} F_u$ [۱]، [۲]	$\phi / 4 \sqrt{3} F_u$ [۵]، [۶]
پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$\phi / \sqrt{3} F_u$ [۲]	$\phi / 4 \sqrt{3} F_u$ [۵]
پیچ‌های پر مقاومت در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد	$\phi / \sqrt{3} F_u$ [۲]	$\phi / 5 \sqrt{3} F_u$ [۵]
قطعه دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده می‌گذرد	$\phi / \sqrt{3} F_u$ [۱]، [۶]	$\phi / 4 \sqrt{3} F_u$
قطعه دندانه‌شده طبق مشخصات تعیین‌شده، در حالتی که سطح برش از قسمت دندانه‌شده نمی‌گذرد	$\phi / \sqrt{3} F_u$ [۱]، [۶]	$\phi / 5 \sqrt{3} F_u$



یادداشت‌ها:

- [۱] فقط بارگذاری استاتیکی
- [۲] در پیچ‌های معمولی که طول گیره آنها از ۵ برابر قطرشان بیشتر است، مقادیر فوق باید به ازای هر ۲ میلی‌متر طول اضافی گیره، یک درصد کاهش داده شود.
- [۳] قرار گرفتن دندان‌ها در سطح برش مجاز است.
- [۴] برای تنش کششی اسمی پیچ‌های پرمقاومت تحت اثر تنش کششی ناشی از خستگی به آئین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی رجوع شود.
- [۵] وقتی که فاصله اولین و آخرین پیچ در امتداد نیرو از ۱۲۵۰ میلی‌متر تجاوز کند این مقادیر را باید ۲۰٪ کاهش داد.
- [۶] مقاومت کششی اسمی ناحیه دندان‌شده یک قطعه دندان‌شده یا حدیده توپی بر اساس سطح مقطع آن در قطر خارجی حدیده، A_D ، باید از سطح مقطع اسمی تنه (قبل از ناحیه توپی) ضربدر F_y بیشتر باشد.

در حالتی که $e > \frac{B}{6}$ باشد نیروی کششی در میل مهارها ایجاد می‌شود که مقدار آن از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید.

$$T = P \frac{e + \frac{x}{3} - \frac{B}{2}}{\frac{B}{2} + f - \frac{x}{3}} \quad (۲۲)$$

تمامی پارامترهای موجود در رابطه‌ی بالا در قسمت‌های قبل تعریف شده است. در این حالت کنترل کشش و برش در میل مهارها به وسیله روابط زیر انجام می‌شود. همانطور که قبلاً گفته شد در این حالت میل مهارها تحت کشش ناشی از خمش قرار می‌گیرند و میل مهارها باید تحت اثر همزمان کشش و برش (که اثر کاهنده بر روی برش قابل تحمل میل مهارها دارد) طراحی شوند که روابط آن به صورت زیر است:

- کنترل برش:

$$\begin{aligned} LRFD &\Rightarrow f_{uv} = \frac{V_u}{2A_s} \leq \phi F'_{nv} \quad , \quad \phi = 0.75 \quad , \quad F'_{nv} = F_{nv} \left(1.3 - \frac{f_{ut}}{\phi F_{nt}} \right) \leq F_{nv} \\ ASD &\Rightarrow f_{av} = \frac{V_a}{2A_s} \leq \frac{F'_{nv}}{\Omega} \quad , \quad \Omega = 2 \quad , \quad F'_{nv} = F_{nv} \left(1.3 - \frac{\Omega f_{at}}{F_{nt}} \right) \leq F_{nv} \end{aligned} \quad (۲۳-الف)$$

- کنترل کشش:

$$\begin{aligned} LRFD &\Rightarrow f_{ut} = \frac{T_u}{A_{st}} \leq \phi F'_{nt} \quad , \quad \phi = 0.75 \quad , \quad F'_{nt} = F_{nt} \left(1.3 - \frac{f_{uv}}{\phi F_{nv}} \right) \leq F_{nt} \\ ASD &\Rightarrow f_{at} = \frac{T_a}{A_{st}} \leq \frac{F'_{nt}}{\Omega} \quad , \quad \Omega = 2 \quad , \quad F'_{nt} = F_{nt} \left(1.3 - \frac{\Omega f_{av}}{F_{nv}} \right) \leq F_{nt} \end{aligned} \quad (۲۳-ب)$$



توجه شود که در رابطه بالا، A_{st} سطح مقطع تمام میل مهارهایی است که تحت کشش قرار می گیرند. F_{nt} تنش کششی اسمی است که از جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ محاسبه می شود.

تعیین نیروهای طراحی کف ستون در نرم افزار ETABS

حال که مراحل طراحی کف ستون گفته شد لازم است که بدانیم برای چه نیروهایی باید کف ستون را طراحی کنیم. در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان، بند ۱۰-۳-۵، الزاماتی برای تعیین نیروهای طراحی کف ستون در نظر گرفته شده است.

۱۰-۳-۵-۳ الزامات طراحی لرزه ای کف ستون ها

کف ستون کلیه ستون های باربر و غیرباربر جانبی و اتصالات آنها به ستون و شالوده علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ این مبحث باید به طور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروی محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدید یافته و با در نظر گرفتن مفاد تبصره های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳) در هر دو امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا نیروی برشی برابر مجموع مولفه های افقی مقاومت های مورد نیاز اتصال مهاربندی و برش ظرفیتی ستون برابر $\frac{\sum M_{pc}}{H_s}$ که در آن $\sum M_{pc}$ مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. در محاسبه و طراحی کف ستون این نیروی برشی باید بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

(۴) در هر دو امتداد اصلی ستون و به طور مجزا لنگر خمشی برابر مجموع لنگرهای خمشی زیر و بدون حضور نیروهای برشی و محوری.

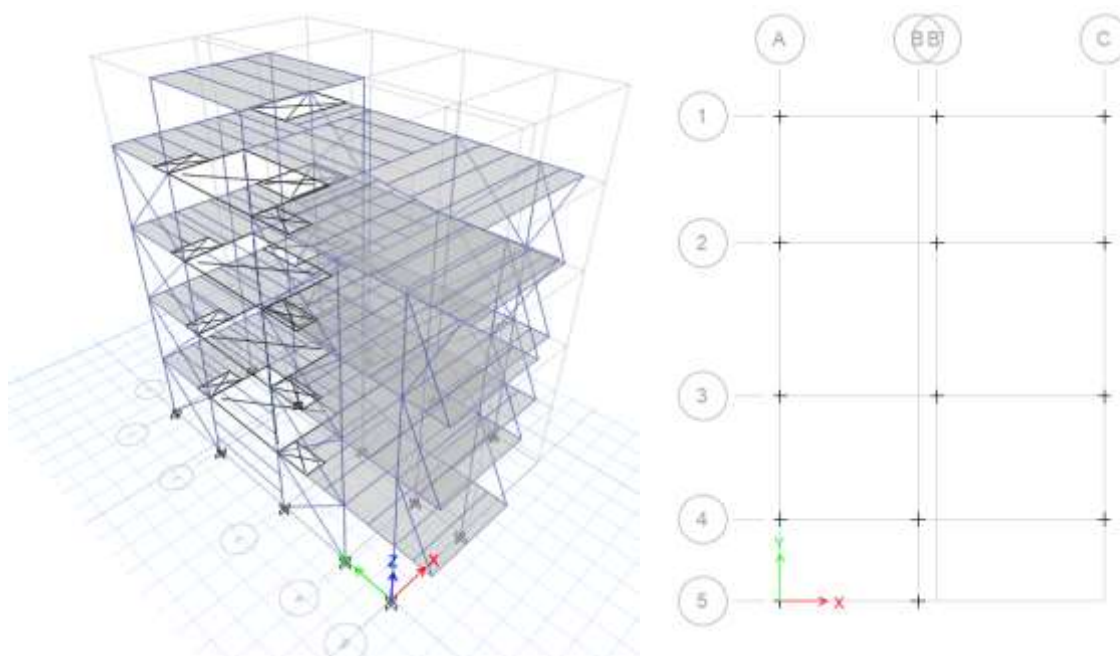
الف) برای مهاربندی های امتداد مورد نظر مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال مهاربند.

ب) برای ستون ها کمترین دو مقدار $1/1 R_y F_y Z_c$ و بیشترین لنگر خمشی (بدون حضور نیروهای محوری و برشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدید یافته و با در نظر گرفتن مفاد تبصره ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱؛ که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده مصالح ستون، F_y تنش تسلیم مصالح ستون و Z_c مدول پلاستیک مقطع ستون است.



همانطور که ملاحظه می شود در موارد (۳) و (۴)، نیروهای طراحی کف ستون بر اساس ظرفیت نهایی اجزاء متصل به آن (ستون، مهاربند) تعیین می شود که برای آشنایی با روش محاسبه آن ها می توان به کتاب های مرجع طراحی سازه های فولادی و همچنین مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ویرایش چهارم) مراجعه کرد. در موارد (۱) و (۲) نیروی طراحی کف ستون بر اساس حداکثر نیروی ایجاد شده در آن تحت ترکیبات بارگذاری مختلف تعیین می شود. همانطور که گفته شد مورد (۳) و (۴) از روی ظرفیت باربری تعیین می شود؛ مثلاً کف ستون بر اساس بیشترین نیرویی که مقطع ستون می تواند تحمل کند (بدون در نظر گرفتن بارهای وارده) طراحی می شود. همچنین این موارد مربوط به طراحی اعضای فشاری و کششی می شود و در این مقاله تاکید روی طراحی بر اساس بارهای وارده می باشد و پرداختن به این موارد از موضوع این بحث خارج می باشد. بنابراین در اینجا طراحی بر اساس بیشترین نیروی داخلی ایجاد شده تحت ترکیب بارهای عادی و تشدید یافته گفته می شود.

ابتدا ترکیب بار بحرانی کف ستون را با استفاده از داده های نرم افزار ETABS که تحت ترکیب بارهای با بار زلزله عادی آنالیز و طراحی شده است را بررسی می کنیم. به منظور تعیین این نیروها می توان از خروجی های نرم افزار ETABS استفاده کرد که در ادامه روند انجام این کار توضیح داده می شود. به عنوان نمونه، ساختمان فولادی زیر را که در نرم افزار ETABS2016 مدل سازی شده است در نظر بگیرید.

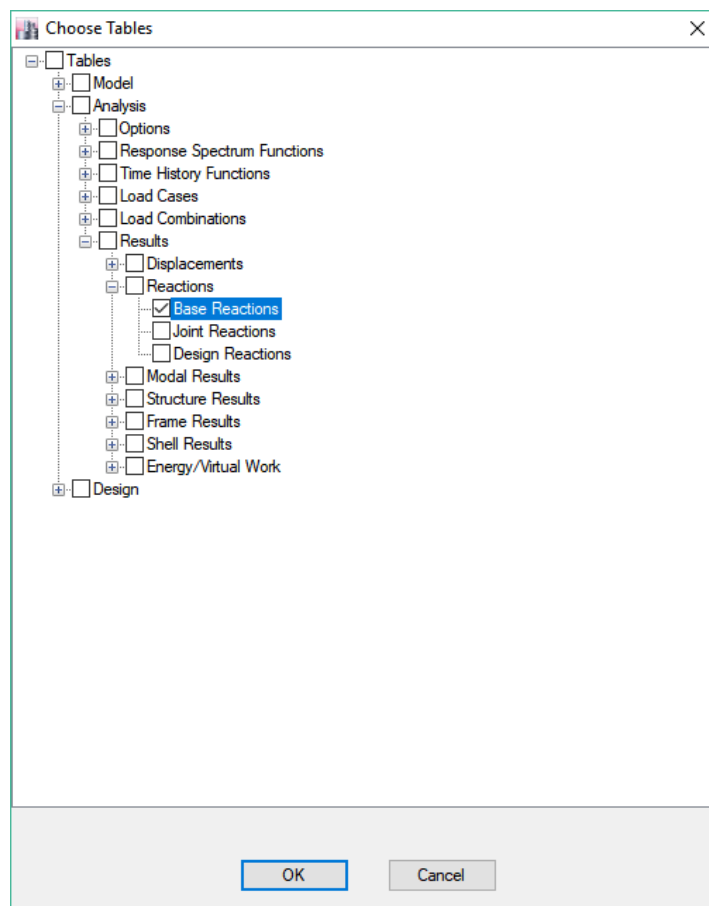


شکل (۹) - مدل سه بعدی به همراه پلان ستون گذاری

پس از انجام بارگذاری و تحلیل سازه، برای تعیین عکس العمل های تکیه گاهی ابتدا تکیه گاه مورد نظر را (A-2) انتخاب می کنیم و بعد به صورت زیر عمل می کنیم.

مرحله ۱: از منوی Display گزینه Show Tables را انتخاب می کنیم.

مرحله ۲: به مسیر Analysis > Results > Reactions می رویم و گزینه Base Reactions را انتخاب می کنیم.



پس از زدن کلید OK جدولی به شکل زیر نمایش داده می شود که در آن مقادیر عکس العمل های تکیه گاهی برای ترکیب بارهای مختلف نشان داده شده است.

Base Reactions										
Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m	
COMB1	-51.5575	-18.0539	420.9186	2830.2285	-2111.3443	253.2094	0	0	0	
COMB2	-51.5575	18.0539	418.0986	2475.4105	-2095.8544	395.323	0	0	0	
COMB3	-51.5575	18.0539	420.9186	2478.445	-2111.3479	395.3238	0	0	0	
COMB4	-51.5575	-18.0539	418.0986	2831.194	-2095.8567	253.2085	0	0	0	
COMB5	51.5575	-18.0539	420.9186	2830.2595	-1068.7739	-395.3137	0	0	0	
COMB6	51.5575	18.0539	418.0986	2475.4415	-1053.2041	-253.2001	0	0	0	
COMB7	51.5575	18.0539	420.9186	2478.476	-1068.7776	-253.1992	0	0	0	
COMB8	51.5575	-18.0539	418.0986	2831.225	-1053.2804	-395.3145	0	0	0	
COMB9	-51.5575	-18.0539	420.9186	2830.2759	-2111.3184	284.5911	0	0	0	
COMB10	-51.5575	18.0539	418.0986	2475.4579	-2095.8286	426.7047	0	0	0	
COMB11	-51.5575	18.0539	420.9186	2478.4924	-2111.3221	426.7055	0	0	0	
COMB12	-51.5575	-18.0539	418.0986	2831.2414	-2095.8249	284.5902	0	0	0	
COMB13	51.5575	-18.0539	420.9186	2830.2121	-1068.7998	-426.6954	0	0	0	
COMB14	51.5575	18.0539	418.0986	2475.3941	-1053.31	-284.5818	0	0	0	
COMB15	51.5575	18.0539	420.9186	2478.4286	-1068.8035	-284.5809	0	0	0	
COMB16	51.5575	-18.0539	418.0986	2831.1776	-1053.3063	-426.6962	0	0	0	
COMB17	-51.5575	-18.0539	420.9186	2830.1811	-2111.3701	221.8277	0	0	0	
COMB18	-51.5575	18.0539	418.0986	2479.3631	-2095.8803	363.9413	0	0	0	



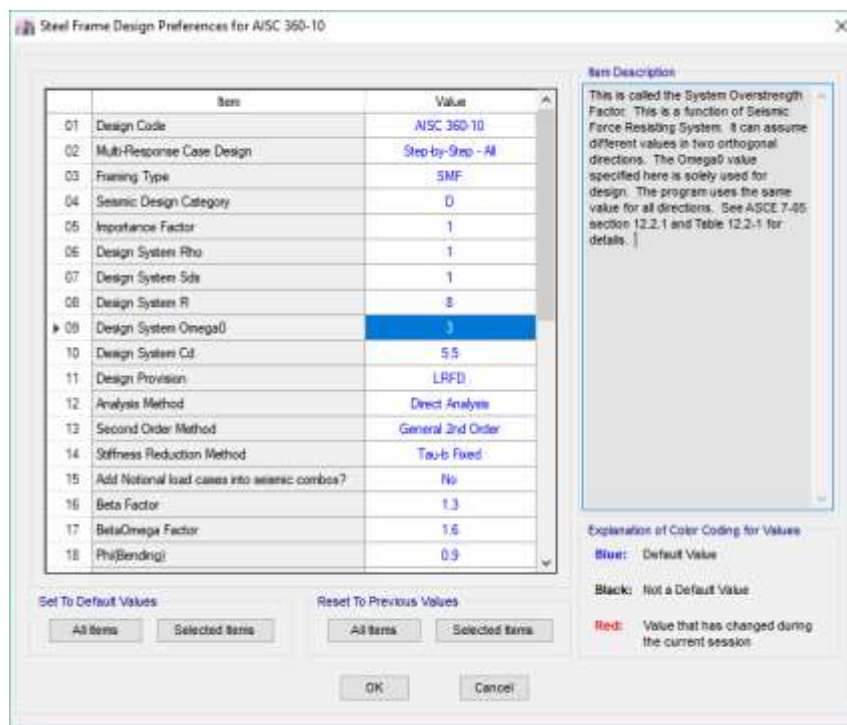
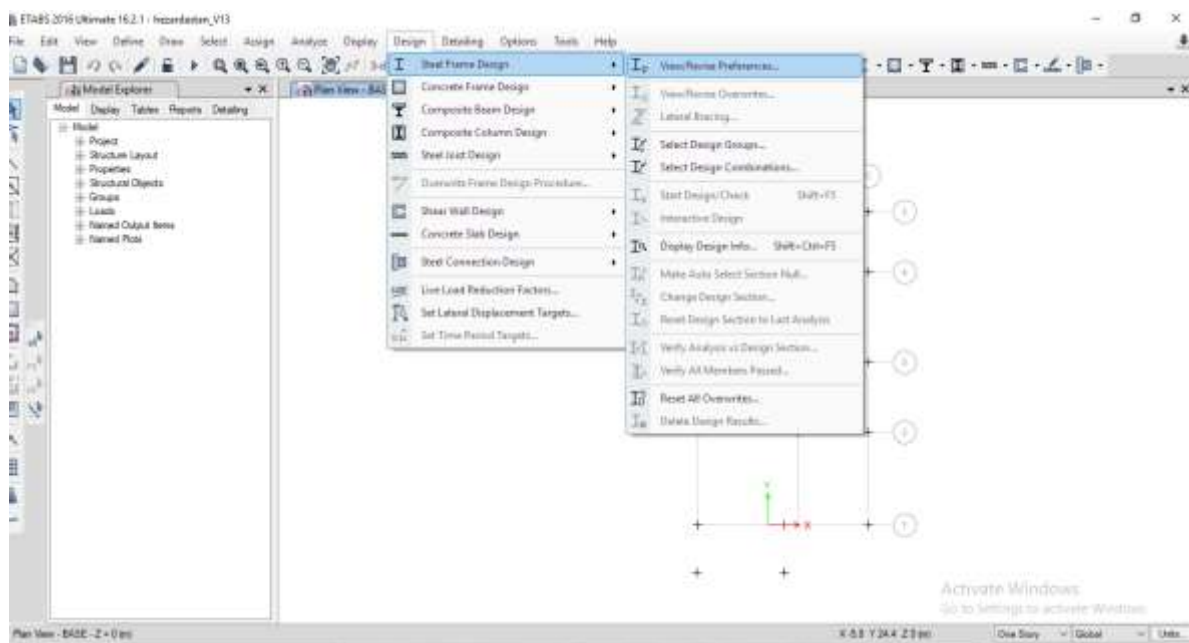
ترکیب بار بحرانی برای طراحی ابعاد کف ستون ترکیب باری است که بیشترین تنش فشاری را زیر کف ستون ایجاد کند که باید از بین ترکیب بارهای زیر انتخاب شود.

- ترکیب باری که بیشترین نیروی فشاری را در پای ستون ایجاد می کند.
 - ترکیب باری که بیشترین لنگر خمشی را در پای ستون ایجاد می کند.
 - ترکیب باری که مقدار نیروی فشاری و لنگر خمشی قابل توجهی در پای ستون ایجاد می کند.
- همچنین برای طراحی میل مهارها ترکیب بار بحرانی از بین ترکیب بارهای زیر انتخاب می شود.
- ترکیب باری که بیشترین برش را در پای ستون ایجاد می کند.
 - ترکیب باری که بیشترین نیروی کششی را در پای ستون ایجاد می کند.

برای تعیین ترکیب بار بحرانی قبل از هر کار لازم است که اطلاعات جدول بالا به نرم افزار EXCEL منتقل شود تا بتوانیم ترکیب بارها را بر اساس بیشترین نیروی مورد نظر مرتب کنیم. در ادامه به عنوان مثال برای تعیین ترکیب بار متناظر با بیشترین نیروی فشاری به صورت زیر عمل می کنیم.

Story	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
BASE	DSTLS13	-0.18	-9.66	125.46	23.749	-0.093	0
BASE	DSTLS7	-0.04	-9.59	125.45	23.499	0.177	-0.001
BASE	DSTLS9	0.06	-9.52	125.44	23.249	0.448	-0.001
BASE	DSTLS12	8.32	-0.34	125.25	0.707	23.517	0
BASE	DSTLS4	8.38	-0.3	125.24	0.538	23.701	0
BASE	DSTLS6	8.45	-0.25	125.23	0.369	23.884	0
BASE	DSTLS2	-0.29	-0.27	125.1	0.404	-0.451	0
BASE	DSTLS3	-0.29	-0.27	125.1	0.404	-0.451	0
BASE	DSTLS16	-0.29	-0.27	125.1	0.404	-0.451	0
BASE	DSTLS5	-9.03	-0.29	124.98	0.438	-24.787	0
BASE	DSTLS3	-8.96	-0.24	124.97	0.269	-24.604	0
BASE	DSTLS11	-8.89	-0.2	124.96	0.1	-24.42	0
BASE	DSTLS10	-0.64	8.98	124.77	-24.442	-1.351	0.001
BASE	DSTLS8	-0.54	9.05	124.76	-24.692	-1.06	0.001
BASE	DSTLS14	-0.44	9.12	124.74	-24.942	-0.81	0
BASE	DSTLS27	-0.03	-9.46	85.07	25.441	0.074	0
BASE	DSTLS41	-0.03	-9.46	85.07	25.441	0.074	0
BASE	DSTLS21	0.07	-9.39	85.06	25.191	0.344	-0.001
BASE	DSTLS35	0.07	-9.39	85.06	25.191	0.344	-0.001
BASE	DSTLS23	0.17	-9.32	85.04	24.941	0.613	-0.001

با توجه به ستون مشخص شده در اکسل، مشاهده می شود که بیشترین نیروی فشاری وارده به کف ستون برابر ۱۲۵،۴۶ تن می باشد. اما همانطور که گفته شد برای طراحی لرزه ای لازم است که کف ستون برای بارهای ناشی از زلزله تشدید یافته هم طراحی شود. برای به دست آوردن بیشترین نیروهای کف ستون در حالت تشدید یافته کافیهست در ترکیبات بارهایی که شامل نیروی زلزله می شود نیروی زلزله در ضریب Ω ضرب شوند و سازه مجدداً آنالیز شود و به همان صورتی که برای ترکیب بارهای عادی گفته شد، در این حالت هم ترکیب بار بحرانی انتخاب شود. اما در نرم افزار ETABS نیازی به وارد کردن دستی این ترکیب بارهای تشدید یافته نیست و کافیهست در تنظیمات آیین نامه مربوطه ضریب Ω به صورت زیر اعمال شود. در ادامه نحوه اعمال این ضریب در ETABS نشان داده شده است.



تا به اینجای کار طراحی صفحه ستون هایی گفته شد که ستون در مرکز آن ها قرار داشت ولی در غالب پروژه ها به دلیل استفاده بهینه از مساحت مفید ساختمان، ستون های کناری و گوشه ی سازه، در مرکز صفحه ستون اجرا نمی شوند بلکه به ترتیب در کناره (لبه) و گوشه ی کف ستون نصب می گردند. در این حالات به ترتیب یک و دو لنگر اضافی ناشی از خروج از مرکزیت بار محوری ستون در کف ستون به وجود می آید که باید در مرحله بارگذاری و تحلیل مورد توجه قرارگیرد. مابقی مراحل طراحی این کف ستون ها همانند طراحی کف ستون های داخلی می باشد که پیش تر به صورت کامل توضیح داده شد و در ادامه مثالی از آن حل می شود.



طراحی کف ستون با حل یک مثال عددی

به عنوان یک مثال عددی کف ستون یکی از ستون های سازه ای که مدل سه بعدی و پلان آن در شکل (۹) نشان داده شده است را طراحی می کنیم. به همان شیوه گفته شده در بالا برای ستون مورد نظر ترکیب بار بحرانی را تعیین می کنیم که مربوط به ترکیب بار $DSTLS13$ می باشد. نیروهای ایجاد شده در اثر این ترکیب بار به صورت زیر هستند:

$$P = 125t$$

$$M_x = 25.8t.m$$

$$M_y = 0$$

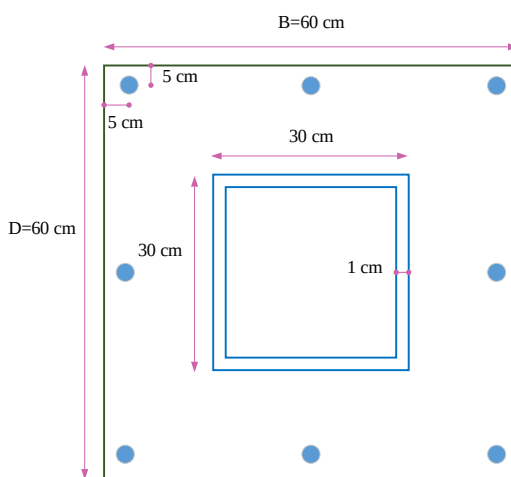
$$V = 10t$$

مقطع ستون $Box\ 30 \times 30 \times 1$ می باشد و فونداسیون سازه، یک پی نواری به عرض ۱ متر طراحی شده است. برای طراحی کف ستون روال معمول اینگونه است که ابتدا با توجه به ابعاد ستون و اندازه بارهای وارده، برای ضخامت و ابعاد کف ستون و همچنین تعداد و قطر بولت ها مقادیری فرض می شود و در ادامه این فرضیات کنترل می شوند. در این مثال فرضیات به این قرار می باشند:

- بولت ها به قطر ۲۵ میلیمتر و تعداد ۳ عدد در هر جهت انتخاب می شوند.

$$B = D = 60\ cm$$

در شکل زیر جانمایی ستون و بولت ها روی کف ستون نشان داده شده است.



شکل (۱۰) - جانمایی ستون و بولت ها روی کف ستون

طبق روند گفته شده در بخش قبلی طراحی قسمت های مختلف کف ستون به صورت زیر می باشد: (با توجه به اینکه در این مثال ستون تحت بارهای ناشی از ترکیبات بارگذاری در حالت مقاومت مجاز قرار داشته است از معیار ها و روابط گفته شده برای روش مقاومت مجاز استفاده می شود).



▪ ابعاد کف ستون:

گام ۱- مقایسه مقدار خروج از مرکزیت (e) با مقدار $\frac{B}{6}$ و تعیین حالت بارگذاری

$$e = \frac{M}{P} = \frac{2580000}{125000} = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e > \frac{B}{6} \quad \Rightarrow \quad \text{حالت سوم بارگذاری اتفاق می افتد}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

گام ۲- محاسبه طول ناحیه فشاری برای تعیین f_p :

ضرایب معادله درجه ۳ طبق روابط (۱۱) - (۱۳) محاسبه می شود.

$$\begin{cases} a_1 = 3 \left(20 - \frac{60}{2} \right) = -28 \\ a_2 = \frac{6 \times 9.6 \times 14.72}{60} (25 + 20) = 645.22 \\ a_3 = -645.22 \left(\frac{60}{2} + 25 \right) = -35487 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad x^3 - 28x^2 + 645.22x - 35487 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 36.73 \text{ cm}$$

گام ۳- محاسبه f_p و مقایسه با تنش فشاری طراحی $\frac{F_p}{\Omega}$:

با جایگذاری در رابطه (۸) داریم:

$$f_p = \frac{2 \times 125000 \times (20 + 25)}{36.73 \times 60 \times \left(\frac{60}{2} + 25 - \frac{36.73}{3} \right)} = 121 \text{ kg/cm}^2$$

محاسبه F_p :

$$F_p = 0.85 \times 210 \times \sqrt{\frac{100 \times 100}{60 \times 60}} \leq 1.7 \times 210 \rightarrow F_p = 297.5 \text{ kg/cm}^2$$

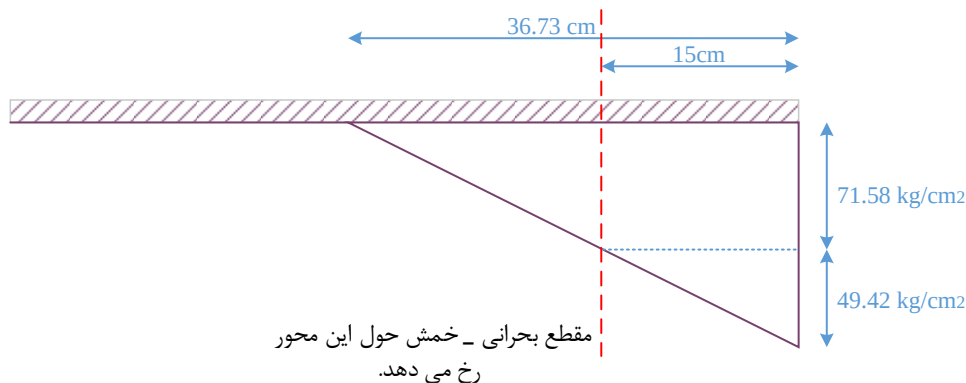
مقایسه f_p و $\frac{F_p}{\Omega}$:

$$f_p = 121 \text{ kg/cm}^2 \quad \square \quad \frac{F_p}{2.5} = 119 \quad \Rightarrow \quad O.K. \quad \text{ابعاد کف ستون قابل قبول است.}$$



▪ ضخامت ورق کف ستون:

برای به دست آوردن ضخامت کف ستون طبق رابطه (۱۴) باید خمش در مقطع بحرانی را به دست بیاوریم. دیاگرام نیروی فشاری زیر کف ستون و مقطع بحرانی در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل (۱۱) - دیاگرام نیروی فشاری و مقطع بحرانی خمش در ورق کف ستون

محاسبه ممان ایجاد شده در مقطع بحرانی :

$$M = 71.58 \times 60 \times \frac{15^2}{2} + \frac{49.42 \times 60 \times 15}{2} \times \frac{2}{3} \times 15 = 705555 \text{ kg.cm}$$

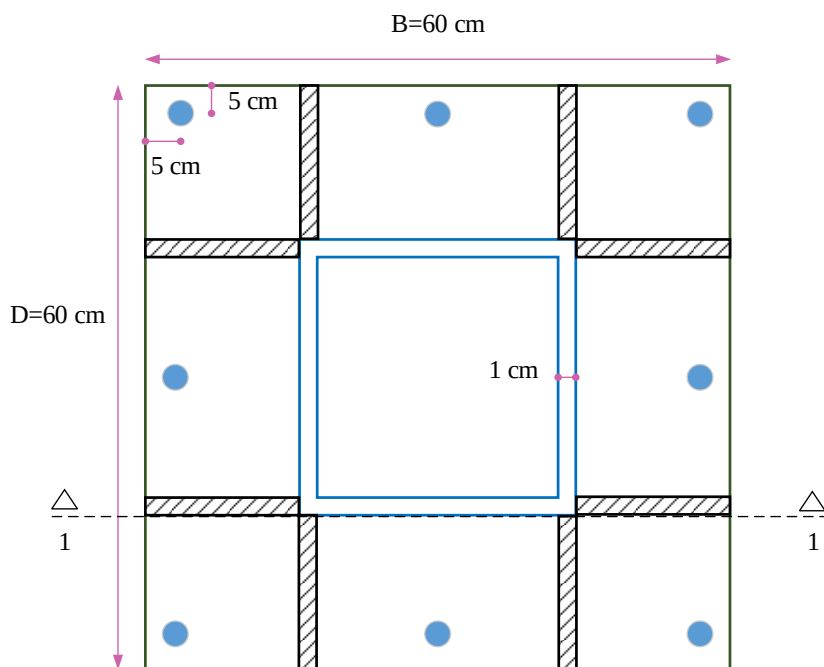
از رابطه (۱۴) داریم:

$$t_p \geq 2.58 \sqrt{\frac{705555}{60 \times 2400}} \Rightarrow t_p \geq 5.7 \text{ cm}$$

به دلیل ضخامت زیاد ورق نیاز به سخت کننده می باشد.

▪ طراحی سخت کننده :

ورق هایی به ابعاد $b_s = 10 \text{ cm}$ ، $t_s = 1 \text{ cm}$ به عنوان سخت کننده در نظر می گیریم که جانمایی آنها روی ورق کف ستون به صورت زیر است.



شکل (۱۲) - جانمایی سخت کننده ها در ورق کف ستون

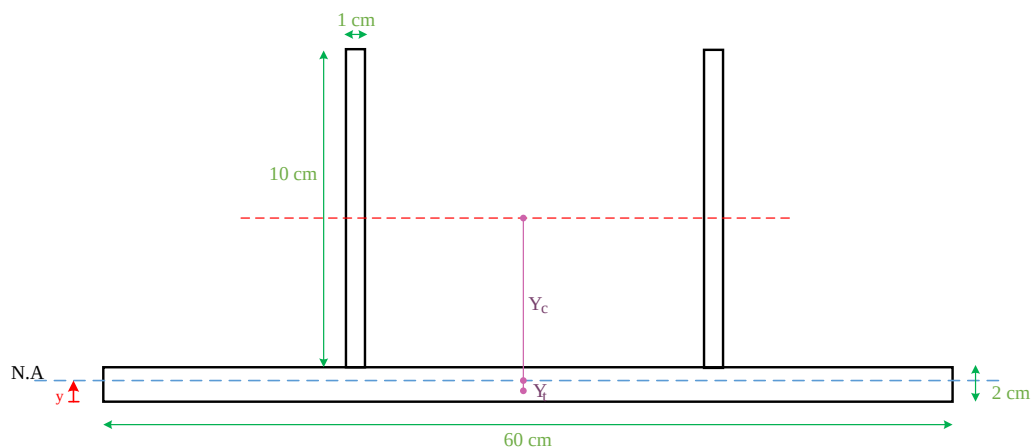
در همین ابتدا که ابعاد سخت کننده را فرض می کنیم رابطه (۱۷) را برای ابعاد آن کنترل می کنیم:

$$\frac{10}{1} \leq 1.03 \sqrt{\frac{2100000}{2400}} = 30.46 \quad O.K$$

همانطور که قبلاً گفته شد وقتی که سخت کننده داریم توزیع نیروهای زیر کف ستون به صورت یکنواخت فرض می شود و مقدار آن از رابطه (۱۵) به صورت زیر به دست می آید:

$$q = \min \left\{ 0.65 \times 0.85 \times \sqrt{\frac{100 \times 100}{60 \times 60}} < 0.65 \times 1.7 \times 210 \quad , \quad 0.9 \times 2998 \times \frac{59}{60 \times 60} \right\} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

چون سخت کننده قرار دادیم پس می توانیم ضخامت کف ستون را کمتر از چیزی که در حالت بدون سخت کننده به دست آوردیم قرار دهیم. پس ضخامت را ۲ سانتی متر در نظر می گیریم و رابطه (۱۴) را کنترل می کنیم. قبل از هر چیز لازم است مدول پلاستیک مقطع بحرانی را محاسبه کنیم:



شکل (۱۳) - مقطع بحرانی کف ستون

در حالت پلاستیک ارتفاع تار خشی در جایی است که مساحت تحت کشش و فشار با یکدیگر برابر هستند. پس مقدار y برابر است با:

$$60 \times y = 60 \times (2 - y) + 20 \Rightarrow y = 1.16 \text{ cm}$$

محاسبه اساس مقطع پلاستیک:

$$\left[\begin{aligned} A_c &= 10 \times 1 \times 2 + 60 \times 0.84 = 70.4 \text{ cm}^2 \\ A_t &= 60 \times 1.16 = 69.6 \text{ cm}^2 \\ Y_c &= \frac{10 \times 1 \times 2 \times (5 + 0.84) + 60 \times 0.84 \times 0.42}{10 \times 1 \times 2 + 60 \times 0.84} = 1.88 \text{ cm} \Rightarrow Z = 70.4 \times 1.88 + 69.6 \times 0.58 = 172.72 \text{ cm}^3 \\ Y_t &= \frac{1.16}{2} = 0.58 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

محاسبه ممان در مقطع بحرانی:

$$M = 33 \times 60 \times \frac{15^2}{2} = 222750 \text{ kg cm}$$

کنترل رابطه (۱۴):

$$222750 \leq \frac{172.72 \times 2400}{1.67} \Rightarrow 222750 \leq 248220.35 \quad O.K$$

همانطور که گفته شد غیر از کنترل خمش در مقطع بحرانی، خمش در نواحی ایجاد شده بین سخت کننده ها نیز باید کنترل شود.



لنگر در ناحیه های چهار طرف متکی و سه طرف متکی طبق روابط (۱۸) و (۱۹) به صورت زیر می باشند:

$$M_1 = \alpha_1 q b^2 = 0.048 \times 33 \times 28^2 = 1241.856 \text{ kg.cm}$$

$$M_2 = \alpha_2 q c^2 = 0.06 \times 33 \times 15^2 = 445.5 \text{ kg.cm}$$

این مقادیر لنگر در واحد طول، (یعنی برای مقطعی به عرض واحد و ضخامت t_p) محاسبه شده اند. بنابراین اساس مقطع پلاستیک همین مقطع را باید در رابطه (۱۴) قرار دهیم و رابطه را کنترل کنیم:

$$z = \frac{1 \times t_p^2}{4} = 1 \text{ cm}^3 \Rightarrow \max(M_1, M_2) \leq \frac{1 \times 2400}{1.67} \Rightarrow 1241.85 \leq 1437.12 \quad O.K$$

اما رابطه (۲۰) مقدار لنگر در ناحیه دو طرف متکی را در تمام عرض مقطع مشخص شده در شکل (۸) محاسبه می کند و اساس مقطع پلاستیک هم مربوط به همان مقطع است.

مقدار s در رابطه (۲۰) با استفاده از اصول ساده هندسه به دست می آید:

$$s = 7.12 \text{ cm}$$

مقطعی که حول آن خمش صورت می گیرد مقطعی به طول 21.21 cm و ضخامت 1 cm می باشد پس اساس مقطع پلاستیک آن عبارتست از:

$$z = \frac{21.21 \times t_p^2}{4} = 21.21 \text{ cm}$$

و در نهایت محاسبه لنگر در مقطع و کنترل آن:

$$M = q \times \frac{c.h}{2} \times s = 33 \times \frac{15 \times 15}{2} \times 7.12 = 26433 \text{ kg.cm} \Rightarrow 26433 \leq \frac{2400 \times 21.21}{1.67} \quad O.K$$

بدین ترتیب با کنترل تمامی لنگرهای ایجاد شده، ورقی به ضخامت ۲ سانتی متر به شرط وجود سخت کننده هایی با این ابعاد و آرایش برای این ستون مناسب است.

▪ طراحی میل مهارها :

میل مهارها از نوع میلگرد رزوه شده با تنش نهایی $F_u = 4000 \text{ kg/cm}^2$ می باشند که سطح برش از قسمت دندانه شده آن ها می گذرد. بنابراین طبق جدول ۱۰-۹-۲-۱۰ تنش های مجاز اسمی برشی و کششی برابر با مقادیر زیر می باشند.

$$F_{nv} = 0.45 \times F_u = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nt} = 0.75 \times F_u = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

ابتدا تنش های برشی و کششی ایجاد شده در میل مهارها را محاسبه می کنیم.



-تنش برشی:

$$A_s = 8 \times \frac{\pi}{4} \times (2.5)^2 = 39.26 \text{ cm}^2 \rightarrow f_{av} = \frac{V_a}{2A_s} = \frac{10000}{2 \times 39.26} = 127.33 \text{ kg/cm}^2$$

-تنش کششی:

مقدار نیروی کششی ایجاد شده در میل مهارها طبق رابطه (۲۲) به صورت زیر به دست می آید.

$$T_a = 125 \times \frac{20 + \frac{36.73}{3} - \frac{60}{2}}{\frac{60}{2} + 25 - \frac{36.73}{3}} = 8429.5 \text{ kg}$$

با توجه به موقعیت تار خنثی، از بین ۸ میل مهار موجود در کف ستون تنها سه عدد از آن ها تحت کشش قرار می گیرد. بنابراین:

$$A_{st} = 3 \times \frac{\pi}{4} \times (2.5)^2 = 14.72 \text{ cm}^2 \rightarrow f_{at} = \frac{T_a}{A_{st}} = \frac{8429.5}{14.72} = 572.65 \text{ kg/cm}^2$$

کنترل برش: طبق رابطه (۲۳-الف) کنترل تنش برشی در میل مهارها به صورت زیر انجام می شود.

$$F'_{nv} = 1800 \times \left(1.3 - \frac{2 \times 572.65}{3000} \right) = 1652 \text{ kg/cm}^2 < F_{nv}$$

$$f_{av} = 127.33 \text{ kg/cm}^2 < \frac{F'_{nv}}{\Omega} = \frac{1652}{2} = 826 \text{ kg/cm}^2 \quad O.K$$

کنترل کشش: کنترل کشش در میل مهارها طبق رابطه (۲۳-ب) انجام می شود.

$$F'_{nt} = 3000 \times \left(1.3 - \frac{2 \times 127.33}{1800} \right) = 3475 \text{ kg/cm}^2 > F_{nt} \rightarrow F'_{nt} = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{at} = 572.65 \text{ kg/cm}^2 < \frac{F'_{nt}}{\Omega} = \frac{3000}{2} = 1500 \text{ kg/cm}^2 \quad O.K$$

در نهایت مشخصات کف ستون و سخت کننده ها به صورت زیر می باشد:

- کف ستون ورقی به ابعاد $60 \times 60 \times 2 \text{ cm}$
- سخت کننده ها تعداد ۸ ورق به ابعاد $10 \times 1 \text{ cm}$ که به صورت نشان داده شده در شکل (۱۲) روی کف ستون قرار گرفته اند.
- به عنوان میل مهارها از میلگرد $\Phi 25$ و در هر جهت ۳ میلگرد به صورت نشان داده شده در شکل (۱۲) استفاده شده است.



• منابع

۱. دکتر مجتبی ازهری، دکتر سید رسول میرقادری، "طراحی سازه های فولادی به روش حالات حدی و مقاومت مجاز"، جلد ششم.
۲. دکتر مجتبی ازهری، دکتر سید رسول میرقادری، "طراحی سازه های فولادی به روش حالات حدی و مقاومت مجاز"، جلد پنجم.
۳. H. Gaylord, C. N., Gaylord and J. E. Stallmeyer, "*Design of Steel Structures*", McGraw- Hill, New York, 1992
۴. [مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، ویرایش ۱۳۹۲](#)

کلیه حقوق مادی و معنوی این اثر برای شرکت مهندسی سبز سازه محفوظ می باشد و هرگونه کپی برداری ،
تقلید یا باز نشر غیر قانونی بوده و تحت پیگرد قانونی قرار خواهد گرفت.



دوره تخصصی طراحی سازه سبزسازه (ویژه بازار کار)

تور طراحی سازه شبیه سازی یک دوره ۳ ساله هست که در مدت ۱۲ ماه به شیوه نوین پروژه آزمونی، جزئی ترین نکات تخصصی طراحی سازه را یاد می گیرید. در این دوره شما تنها با فیلم، آموزش نمی بینید. چون فیلم همه جا یافت می شود!

- ✓ بیش از ۱۲۰ ساعت فیلم آموزش مفهومی طراحی سازه های مسکونی، اداری و صنعتی به همراه مثال های کاربردی و واقعی بازار کار
- ✓ انجام سه پروژه تمرینی برای سنجش تسلط به طراحی انواع سازه متداول
- ✓ آزمون، پروژه نهایی و دفاع از پروژه در مقابل کنترلر نظام مهندسی
- ✓ مشاوره تخصصی و پشتیبانی علمی در گروه تلگرامی به مدت ۱۲ ماه
- ✓ اعطای گواهینامه سبزسازه پس از قبولی در آزمون نهایی با امضای کنترلر نظام مهندسی
- ✓ ۱۲ ساعت آموزش ارزش آفرینی برای رسیدن به ارزش درآمدی مدنظر تان
- ✓ آموزش های پیشرفته طراحی سازه (طراحی شمع و ریزشمع، دیوار حائل، رمپ سازه ای، بیمارستان، وال پست و ...)

سه فاکتور مهم تبدیل شدن به یک طراح خبره

داشتن درک درستی از اجرا

توانایی ارائه طراحی بهینه

تسلط همه جانبه و دید مهندسی

ما شما را برای کسب این سه مهارت آماده خواهیم کرد.

برای اطلاعات بیشتر روی لینک زیر کلیک کنید:

sbz.one/atts