

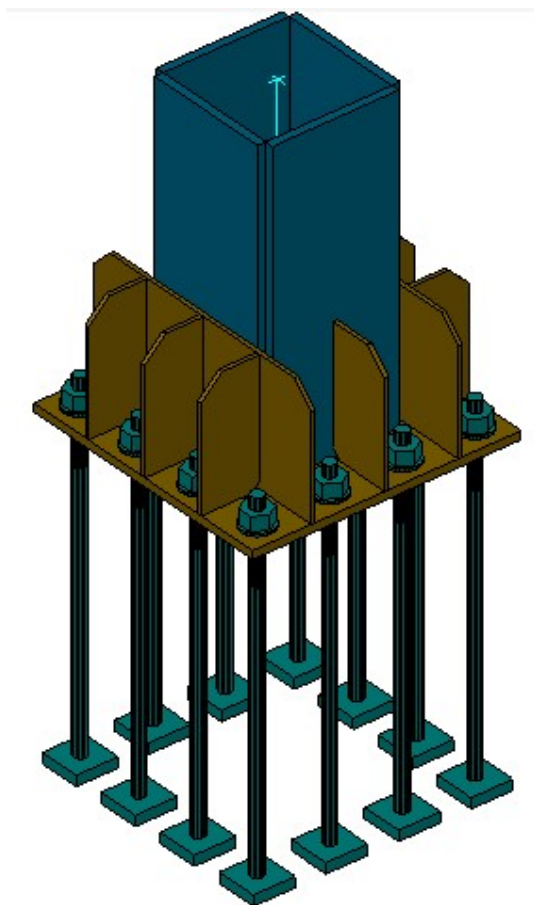
1 طراحی کف ستون

1.1 معرفی

یکی از حساس ترین بخش های تشکیل دهنده سازه های فولادی محل اتصال ستون های آن به پی است. چرا که در این نقاط کلیه بار های وارد بر سازه، پس از جمع شدن در کف ها، تیرها و نهایتاً ستون ها، از طریق ورق کف ستون به فونداسیون منتقل می شود. برای طراحی کف ستون ها از کتاب طراحی سازه های فولادی مجتبی ازهری و سید رسول میر قادری استفاده شده است.

حالات زیر برای انتقال نیرو از ستون به پای کف ستون لحاظ می شود.

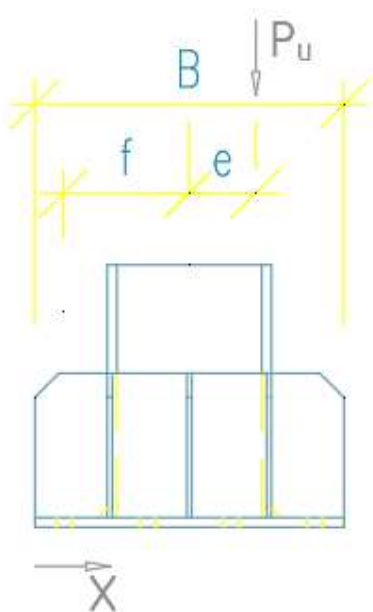
1. برون محوری صفر $e = \frac{M}{P}$
2. برون محوری کم $e = \frac{M}{P} \leq B/6$
3. برون محوری بزرگ $e = \frac{M}{P} > B/6$



1.2 نمونه محاسبات کف ستون

در این ساختمان کف ستون ها در 10 تیپ طراحی شده است. که بعنوان نمونه نحوه محاسبات تیپ BP_3 در ادامه گزارش آمده است. اتصال ستون Box 300X20

$$Z_c = 2820 \text{ cm}^2, \quad A_c = 240 \text{ cm}^2, \quad H = 320 \text{ cm}$$



1.2.1 مشخصات اولیه مواد

تنش نهایی فولاد $f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$ تنش تسلیم فولاد $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

تنش نهایی میل مهار $f_u = 8154 \text{ kg/cm}^2 = 800 \text{ Mpa}$

مقاومت مشخصه بتن $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$, $E70 F_{ue} = 4900 \text{ kg/cm}^2$ الکتروود

1.2.2 نیرو های طراحی کف ستون

در کلیه ستون های باربر و غیر باربر لرزه ای، کف ستون ها باید دارای مقاومت موجود کافی حداقل برابر مقاومت مورد نیاز زیر که باید بطور همزمان در نظر گرفته شوند، باشند¹.

¹ بند 10-3-2-14 مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

۱. مقاومت محوری مورد نیاز

مقاومت محوری مورد نیاز کف ستون های اعضای باربر لرزه ای نباید از بزرگترین دو مقدار زیر کوچکتر در نظر گرفته شود

- عکس العمل قائم در محل کف ستون ناشی از ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته
- عکسالعمل قائم در محل کف ستون ناشی از زلزله محدود به ظرفیت مقرر شده در الزامات تحلیل سیستم باربر لرزه ای

تبصره عکس العمل قائم در محل کف ستونهای اعضایی که بخشی از سیستم باربر لرزه ای نیستند میتواند بر اساس ترکیبات متعارف بارگذاری تعیین شود

۱.۱. مقاومت خمشی مورد نیاز

مقاومت خمشی مورد نیاز کف ستونهای اعضای باربر لرزه ای باید به شرح زیر بر اساس مجموع مقاومت مورد نیاز خمشی اعضای فولادی به کف ستون در نظر گرفته شود:

- برای مهار بندها، مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال عضو مهاربندی به کف ستون در صورت رعایت جزئیات سازگاری ورق اتصال با کمانش خارج از صفحه
- برای ستون های دارای اتصال خمشی به شالوده کوچکترین دو مقدار حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار ستون مطابق رابطه $1.1R_y F_y Z_c / \alpha_c$ و لنگر خمشی محاسبه شده بر اساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته.

تبصره: برای ستون های دارای اتصال مفصلی از مقاومت خمشی پای ستون صرف نظر می شود.

۱.۱.۱. مقاومت برشی مورد نیاز

مقاومت برشی مورد نیاز کف ستون های اعضای باربر لرزه ای باید به شرح زیر بر اساس مجموع مقاومت مورد نیاز مولفه افقی اعضای فولادی متصل به ورق کف ستون به دست آید ولی در هر حال نباید از $F_y Z_c / (\alpha_s H)$ ستون کمتر باشد. H ارتفاع طبقه و α_s برابر 1 در روش LFRD است.

- برای مهاربند ها مولفه افقی مقاومت محوری مورد نیاز اتصال عضو مهاربندی
- برای ستونها کوچکترین دو مقدار $2R_y F_y Z_c / (\alpha_s H)$ و نیروی برشی محاسبه شده بر اساس ترکیبات بارگذاری شامل زلزله تشدید یافته.

1.2.3 نیرو های طراحی

نیرو های محوری برشی و خمشی ناشی از زلزله تشدید یافته به قرار زیر است.

$$P_u = 63.3 \text{ T}, V_{ux1} = 2.18 \text{ T}, V_{uy1} = 1.9 \text{ T}, M_{ux1} = 46.2 \text{ T.m}, M_{uy1} = 0.28 \text{ T.m}$$

$$P_u = 63.3 \text{ T}, V_{ux2} = 0.35 \text{ T}, V_{uy2} = 19.3 \text{ T}, M_{ux2} = 6.7 \text{ T.m}, M_{uy} = 7.1 \text{ T.m}$$

در هر ترکیب بارگذاری تشدید یافته نیروی برشی و لنگر خمشی دو طرفه وجود خواهد داشت. برای اثر دادن لنگر دو محوره و برش دو محوره میتوان بیشترین مقدار نیرو را در راستای مورد نظر برداشت کرد و سپس نیروی متناظر متعامد در آن ترکیب بار را نیز برداشت کرد. به همین جهت یکبار در راستای X بیشترین نیرو ناشی از زلزله تشدید یافته را براشت میکنیم و متناظر با آن نیرو در راستای Y نیروی مورد نظر را برداشت میکنیم. این روند را برای راستای Y هم تکرار میکنیم

دقت داشته باشید چنانچه نیروی محوری کششی در ترکیبات بارگذاری ظاهر شود باید طراحی بیس پلنت با نیروی کششی نیز امتحان شود.

در طراحی دستی برای خمش دو محوره نیازمند روابط الاستیسیته و پلاستیسیته در ورق ها هستیم. به منظور ساده کردن تحلیل میتوان جذر مجموع مربع دو لنگر را بعنوان لنگر خمشی تک محوره اعمال کرد. در نرم افزار های تحلیل مثل آیدیا استاتیکا میتوان لنگر دو محوره را منظور کرد و از نتایج دقیق تری بهره برد.

$$V_{ux} = \sqrt{V_{ux1}^2 + V_{uy1}^2} = 2.89 T, \quad M_{ux} = \sqrt{M_{ux1}^2 + M_{uy1}^2} = 46.2 T.m$$

$$V_{uy} = \sqrt{V_{ux2}^2 + V_{uy2}^2} = 19.3 T, \quad M_{uy} = \sqrt{M_{ux2}^2 + M_{uy2}^2} = 9.76 T.m$$

با توجه به روابط فوق در نهایت برای نیرو های طراحی محوری برشی و خمشی تشدید یافته داریم:

$$P_u = 63.3 T, \quad V_{uex} = V_{ux} = 2.89 T, \quad M_{uex} = M_{ux} = 42.3 T.m$$

$$P_u = 63.3 T, \quad V_{uey} = V_{uy} = 19.3 T, \quad M_{uey} = M_{uy} = 9.76 T.m$$

با توجه به بند 4-2-4 باید برای دو حالت خمش و برش نیروهای حالت ظرفیت نهایی مقطع را نیز بدست بیاوریم و در مقایسه با نیرو های تشدید یافته هر کدام کمتر است بعنوان نیروی طراحی استفاده می شود.

برای نیروی خمشی داریم:

$$M_{u3} = 1.1R_y F_y Z_c / \alpha_c = \frac{1.1 \times 1.15 \times 2400 \times 2820}{1} = 8561520 = 85.6 T.m$$

برای نیروی برشی داریم:

$$V_{u3} = 2R_y F_y Z_c / (\alpha_s H) = 2 \times 1.15 \times 2400 \times \frac{2820}{1 \times 320} = 48640 = 48.6 T > F_y Z_c / (\alpha_s H)$$

** با توجه به اینکه به پای ستون باینده متصل نیست طبیعتاً اثر آن در محاسبات وجود ندارد. **

همان طور که اشاره شد از میان نیرو های ناشی از ترکیبات بار تشدید یافته و ظرفیت نهایی مقطع کمترین مقدار برای طراحی انتخاب میشود

$$P_u = 63.3 \text{ T}, V_{ux} = \min(V_{uex}, V_{u3}) = 2.89 \text{ T}, M_u = \min(M_{uex}, M_{u3}) = 42.3 \text{ T.m}, e \\ = \frac{M_u}{P_u} = 66 \text{ cm}$$

$$P_u = 63.3 \text{ T}, V_{uy} = \min(V_{uey}, V_{u3}) = 19.3 \text{ T}, M_u = \min(M_{uey}, M_{u3}) = 9.76 \text{ T.m}, e \\ = \frac{M_u}{P_u} = 15 \text{ cm}$$

1.2.4 تحلیل و طراحی

حالت های مختلف قرار گیری ستون بر روی بیس پلیت (احتمال بوجود آمدن لنگر ناشی از خروج از محوریت ستون نسبت به بیس پلیت) و همچنین وجود نیروی محوری کششی میتواند بر روی روش های تحلیل و آنالیز بیس پلیت تاثیر بگذارد. در این مثال ستون در مرکز بیش پلیت قرار دارد و همچنین نیروی کششی در ترکیبات بارگذاری تشدید یافته بوجود نیامد. در مثال های دیگر این احتمالات نیز بررسی می شود.

1.2.5 تعیین ابعاد کف ستون

تعیین ابعاد کف ستون نیازمند حدس اولیه است. این حدس باید بر الزامات اجرایی استوار باشد. بعنوان مثال ابعاد کف ستون باید بگونه ای انتخاب شود که فاصله مهار ها از یکدیگر، بعد جوش و طول جوش لازم برای سخت کننده ها و ورق اتصال بادبند، فاصله قطعات سخت کننده از یکدیگر و از مهار ها الزامات ائین نامه ای و همچنین الزامات اجرا در کارگاه و سایت را لحاظ کند. برای ستون میانی که به بادبند متصل نیست و ستون در مرکز بیس پلیت قرار میگیرد میتوان از هر وجه ستون حداقل ده سانتی متر تا پانزده سانتیمتر فضا برای مهار ها و اجرای سخت کننده ها در نظر گرفت. مثلا اگر ستون بیست و پنج در بیست و پنج است ابعاد کف ستون چهل و پنج در چهل و پنج بدست می آید.

با توجه به توضیحات فوق برای ابعاد اولیه بیس پلیت داریم:

$$x = 64 \text{ cm}, y = 64 \text{ cm} \quad x = \text{بعد در راستای } x \quad y = \text{بعد در راستای } y$$

1.2.6 تحلیل کف ستون

مطابق با راهنمای AISC اگر خروج از محوریت نیرو از مقدار بحرانی e_{cr} کمتر باشد تنش کششی در مهار ها پدیدار نمی شود و تنش زیر بیس پلیت از روابط زیر به طور تقریبی محاسبه می شود.

ترکیب بار 1

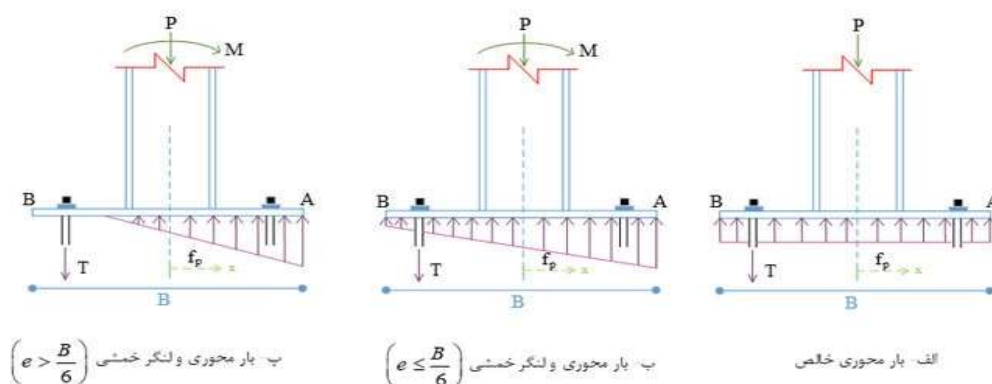
$$B = \text{بعد عمور بر محور خمش}, \quad D = \text{بعد در راستای محور خمش}$$

$$e_{cr} = \frac{B}{2} - \frac{P_u}{2f_{p,max}D} = \frac{64}{2} - \frac{63300}{2 \times \phi \times 0.85 \times f'_c \times 64} = 29.01 \text{ e} > e_{cr}$$

$$f_{p,max} = \phi \times 0.85 \times f'_c, \phi = 0.65, \quad f_{p,max} = 165.75 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_p = \frac{P_u}{D(B - 2e)} = -11.7 \frac{kg}{cm^2} \quad (1 - 1) \quad \text{تنش زیر کف ستون}$$

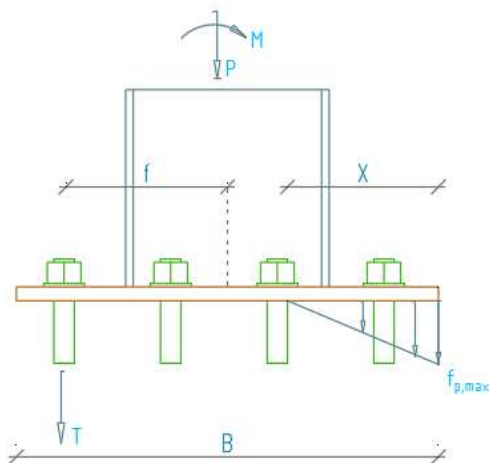
بدلیل اینکه $e > e_{cr}$ نمیتوانیم از رابطه (1 - 1) استفاده کنیم و باید از روابط همسازی و تعادل نیروها برای تحلیل بیس پلیت بهره ببریم.



$$f_p = \frac{P}{BD} \pm \frac{M_{ux}y}{BD^3} \pm \frac{M_{uy}x}{B^3D} = x = \frac{B}{2}, y = \frac{D}{2} \quad (1 - 2)$$

$$e = \frac{M_u}{P_{ue}} = 72, e > \frac{B}{6}$$

بدلیل اینکه $e > \frac{B}{6}$ است نمیتوانیم از روابط (1 - 2) استفاده کنیم. برای تحلیل کف ستون باید با کمک از روابط همسازی کرنش ها و معادلات تعادل بهره ببریم. در حالت لنگر خمشی و نیروی محوری فشاری روابط تحلیل بیس پلیت به شرح زیر است. برای حل معادله (1 - 3) نیازمند مفروض داشتن مجموع سطح مقطع میل مهار هاست. با فرض 4 عدد مهار نمره 30 در هر وجه کف ستون داریم:



$$x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0 \quad e = \frac{M}{P} \quad (1-3)$$

$$a_1 = 3\left(e - \frac{B}{2}\right), \quad a_2 = \frac{6nA_s}{D}(e + f), \quad a_3 = -a_2\left(\frac{B}{2} + f\right)$$

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

$$B = 64, \quad f = 26, \quad e = 66, \quad a_1 = 102, \quad a_2 = 243866, \quad a_3 = -14144228$$

از حل معادله (1-3) داریم: با توجه به حل معادله یک ردیف از میل مهارها در کشش قرار می گیرند. مجموعاً 4 مهار

$$x = \begin{cases} = 56 \text{ قابل قبول} \\ = -78 + 49i \text{ غیر قابل قبول} \Rightarrow f_p = 91 \text{ kg/cm}^2 < f_{p,max}, N_u = T = 85 T \\ -78 - 49i \text{ غیر قابل قبول} \end{cases}$$

معادله (1-3) با فرض یک ردیف مهار با فاصله f از محور آکس ستون بدست آمده است. نادیده گرفتن اثر دو مهار اضافی در ردیف بعدی در جهت اطمینان است. تنش زیر کف ستون f_p از مقدار مجاز $f_{p,max}$ کمتر است. حدس اولیه برای ابعاد کف ستون مناسب بوده است. همچنین سهم هر میل مهار از نیروی کششی T برابر $21 = \frac{85}{4}$ تن می باشد

ترکیب بار 2

بعد در راستای محور خمش $D =$ بعد عمور بر محور خمش $B =$

$$e_{cr} = \frac{B}{2} - \frac{P_u}{2f_{p,max}D} = \frac{64}{2} - \frac{63300}{2 \times \phi \times 0.85 \times f'_c \times 64} = 29.01 \quad e < e_{cr}$$

$$f_{p,max} = \phi \times 0.85 \times f'_c, \quad \phi = 0.65, \quad f_{p,max} = 165.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_p = \frac{P_u}{D(B - 2e)} = 29 \frac{kg}{cm^2} < f_{p,max}(1 - 1)$$

تنش زیر کف ستون

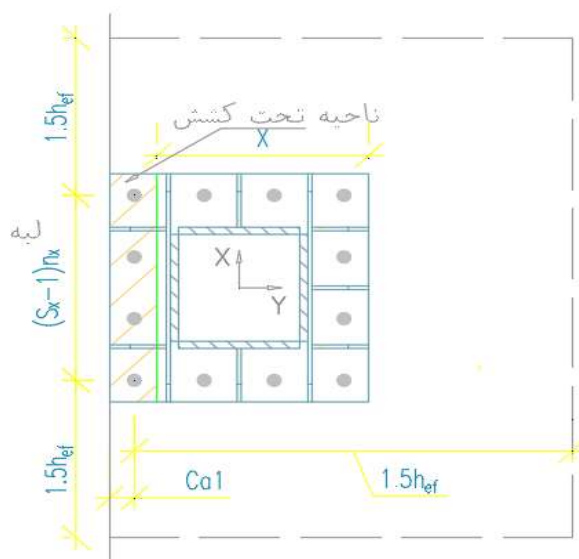
1.2.7 کنترل مقاومت میل مهار^۲

$$\varphi N_{sa} = \varphi F_{uta} A_{se,N} = 0.75 \times 800 \times \pi/4 \times \left(30 - \frac{0.9743}{0.5}\right)^2 = 37.8 T > 21 T o.k$$

$$\frac{N_u}{4\varphi N_{sa}} = 0.56 < 1$$

وجود چهار میل مهار نمره 30 نیز در هر وجه کف ستون جوابگوی نیروی کششی در آنهاست. برای 4 عدد مهار N_{sa} برابر 113.6 است

1.2.8 کنترل مقاومت گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش^۳



$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

اگر میل مهارها در فاصله ای کمتر از $1.5h_{ef}$ از سه وجه لبه بتن قرار داشته باشند باید مقدار h_{ef} در محاسبه A_{Nc} از دو مقدار زیر کمتر نباشد.

a) $\frac{c_{a,max}}{1.5}$

b) $\frac{s}{3}$

$$A_{Nco} = (1.5h_{ef} \times 2)^2 = 57.6E5, \quad h_{ef} = 800 \text{ mm}, \quad C_{a1} = 60, \quad C_{a,min} = 60$$

² بند 9-18-4-1 مبحث 9 ویرایش 99

³ بند 9-18-4-2 مبحث 9 ویرایش 99

$$A_{Nc} = \left((n_x - 1)S_x + 2 \times 1.5 \times h_{ef} \right) (C_a + (n_y - 1)S_y + 1.5 \times h_{ef}) = 51.9E5$$

S فاصله بین دو مهار متوالی n تعداد میل مهار در یک گروه میل مهار C_a برابر فاصله میل مهار تا لبه

C_{a1} فاصله مرکز میل مهار ها تا لبه بتن در یک راستا

C_{a2} فاصله مرکز میل مهار تا لبه نزدیک بتن در راستای عمود بر C_{a1}

h_{ef} و A_{Nco} مطابق تعریف صفحه 306 مبحث 9 ویرایش 99 محاسبه شده است.

$$nA_{Nco} > A_{Nc} \quad o.k., \quad N_b = K_c \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} = 10 \times 1 \times \sqrt{30} \times 800^{1.5} = 1239354 N$$

$$N_b \leq 3.9 \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{\frac{5}{3}}$$

برای پیچ های سر دار که h_{ef} بین 280 تا 650 میلیمتر است (انکور راد های تمام رزوه سردار) N_b باید در رابطه فوق صدق کند.

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} = 1 \quad e'_N = 0, \quad \psi_{c,N} = 1 \quad \text{بتن ترک خورده و برای مهار های تعبیه شده}$$

$$\text{If } C_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad \psi_{ed,N} = 1 \quad \text{else } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_a}{1.5h_{ef}} = 0.715 \quad \psi_{cp,N} = 1 \quad \text{مهار تعبیه شده}$$

e'_N فاصله بین برآیند بار کششی وارد بر گروه مهار تحت کشش و خط مرکزی گروه مهار گروه مهار در کشش که همیشه مثبت است⁴. گروه مهار در کشش در یک راستای قرار دارند و بار کششی وارد بر مهار نیز در محور گروه میل مهار قرار دارد در نتیجه مقدار e'_N برابر با صفر است.

$C_{a,min}$ فاصله محور میل مهار تا لبه بتن. چون بیس پلیت کناری است (در گوشه قرار ندارد) فاصله مهار از لبه بتن کمتر از $1.5h_{ef}$ می باشد در نتیجه $\psi_{ed,N} = 0.715$ است.

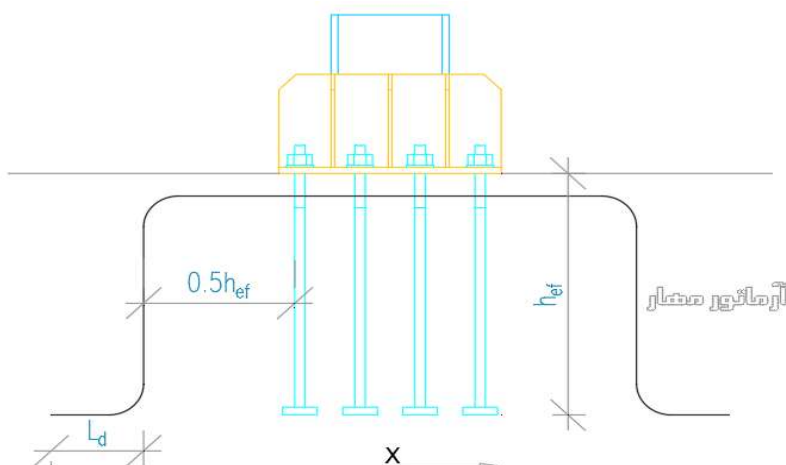
$$\varphi N_{cbg} = 0.7 \times \frac{51.9E5}{57.6E5} \times 1 \times 0.715 \times 1 \times 1 \times 1239354 = 57.03 T > N_u = 85 T, \quad \frac{N_u}{\varphi N_{cbg}} = 1.48$$

نیروی مقاوم φN_{cbg} برای گروه میل مهار محاسبه شده است جواب گوی نیروی کششی N_u گروه مهار بدست آمده از حل معادله (3-1) نمی باشد. φ برابر 0.7 در نظر گرفته شده است. با در نظر گرفتن ارماتور مهار با فرض φ برابر 0.75 با در نظر گرفتن ارماتور مهار حداقل همچنان φN_{cbg} جوابگوی نیروی N_u نیست. باید از ارماتور اضافی مطابق شکل 9-18-3 این ارماتور اضافی با توجه به بند 9-4-2-6 طراحی میشود. مطابق با بند مذکور از طرفیت بتن برای تحمل نیروی کششی صرف نظر میشود و صرفا با ارماتور های مهار که حداکثر در فاصله $0.5h_{ef}$ از میل مهار ها قرار میگیرند تحمل خواهد شد. φ برابر 0.75 خواهد بود.

⁴ صفحه 15 مبحث 9 ویرایش 99

$$T = \varphi n f_y A_s \rightarrow \text{use } \varnothing 25, \quad n = \frac{N_u = 850000}{0.75 \times 400 \times 2 \frac{\pi}{4} 25^2} = 2.88 \quad 4\varnothing 25 \rightarrow \frac{N_u}{T} = 0.72$$

A_s مساحت دو شاخ ارماتور مهار U شکل n تعداد ارماتور مهار و L_d برابر طول قلاب



1.2.9 کنترل مقاومت بیرون کشیدگی مهار تعبیه شده⁵

$$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p \rightarrow \psi_{c,p} = 1 \text{ ترک خورده}, \quad N_p = 8A_{brg} f'_c, \quad A_{brg} = 100^2 - \frac{\pi}{4} \times 30^2 = 9293 \text{ mm}^2$$

$$N_p = 8 \left(100^2 - \frac{\pi}{4} \times 30^2 \right) \times 30 = 203 T \quad \varphi N_{pn} = 142 T > 21 \text{ o.k.}, \quad \varphi = 0.7,$$

$$\frac{N_u}{4\varphi N_{pn}} = \frac{85}{4 \times 142} = 0.15$$

از مهار سر دار استفاده می شود. یک واشر به ابعاد 100 در 100 میلیمتر در انتهای مهار جوش می شود. φN_{pn} برای چهار عدد مهار برابر 568 تن است

1.2.10 مقاومت بیرون زدگی جانبی بتن برای مهار های سردار در کشش⁶

این بند برای مهار هایی است که در نزدیکی لبه های فونداسیون قرار دارند $h_{ef} \geq 2.5C_{a1}$ (کف ستون های کناری)

$$N_{sb} = 13\lambda_a C_{a1} \sqrt{f'_c A_{brg}} = 411844, \quad C_{a1} = 60\text{mm}, \quad C_{a2} = 2560$$

$$\text{برای مهار های در گوشه} \quad \text{If } C_{a2} < 3C_{a1} \rightarrow \text{برقرار نیست} \quad N_{sb} = \frac{1 + \frac{C_{a2}}{C_{a1}}}{4} \times 13\lambda_a C_{a1} \sqrt{f'_c A_{brg}}$$

$$1 \leq \frac{C_{a2}}{C_{a1}} \leq 3$$

⁵ بند 9-18-4-3 مبحث 9 ویرایش 99

⁶ بند 9-18-4-4 مبحث 9 ویرایش 99

$$\text{If } S < 6C_{a1} \rightarrow S = 173 < 6 \times (60) \downarrow$$

$$\rightarrow N_{sbg} = 0.5 \times \left(1 + \frac{S}{6C_{a1}}\right) N_{sb} = 31.1,$$

$$\varphi N_{sbg} = 21.7 > 21 \text{ مهاری گروه مهاری برای } \frac{N_u}{4\varphi N_{sbg}} = \frac{85}{4 \times 21.7} = 0.97$$

مقاومت بیرون زدگی جانبی بتن برای گروه مهاری جوابگو است.

$$S = \text{فاصله بین مهاری در راستای لبه} = 173$$

$$C_{a1} = \text{حداقل فاصله محور میل مهاری از لبه} = 60$$

C_{a2} حداقل فاصله میل مهاری ها از لبه در راستای عمود بر C_{a1} = بیس پلیت در گوشه نیست و این عدد از $3C_{a1}$ بزرگتر است

φ برابر 0.7 با فرض عدم استفاده از میلگرد اضافی^۷

1.2.11 کنترل تنش زیر بیس پلیت بر روی فونداسیون^۸

فاصله لبه بیس پلیت از لبه بتن برابر با 0 سانتی متر می باشد.

$$\rightarrow P_p = 0.65 \times 0.85 \times f'_c \times A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} < 1.7f'_c \times A_1$$

$$\text{عمق پی} = 85 \text{ cm} \dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1$$

A_2 بر اساس نسبت عمق به عرض 0.5 بدست می آید. در صورتی که کف ستون هم باد وجه کناری فونداسیون باشد باشد نسبت $\frac{A_2}{A_1}$ باید یک منظور شود. عموماً در پی های گسترده کف ستون های میانی نسبت $\frac{A_2}{A_1}$ بالا بدست می آید و این بند آئین نامه در مورد کف ستون های کناری میتواند حاکم شود.

در نتیجه برای P_p داریم :

$$p_p = \min\left(0.65 \times 0.85 \times f'_c \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, 1.7f'_c\right) = 165 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, f_p = 93 < 165 \text{ o.k}$$

1.2.12 مقاومت فولاد مهاری در برش^۹

$$V_{sa} = 0.6A_{se}f_{uta} = 0.6 \times \frac{\pi}{4} \times 30^2 \times 800 = 34.6 \text{ T} \rightarrow f_{uta} \leq 860, 1.9f_{ua}$$

⁷ جدول 9-18-2 صفحه 302 مبحث نهم ویرایش 99

⁸ بند 10-2-9-8 مبحث دهم ویرایش 01

⁹ بند 9-18-1-5 مبحث نهم ویرایش 99

$$\phi V_{sa} = 0.65 \times 34.6 = 22.5 T$$

اگر برای نصب مهار ها از گروت استفاده شود باید V_{sa} در 0.8 ضرب شود. با توجه به قرار دادن 4 مهار در هر وجه بیس پلیت مجموعاً 12 عدد مهار 30 خواهیم داشت

$$V_u = \frac{\max(V_{ux}, V_{uy})}{12} = \frac{19.3}{12} = 1.6 T < 22.5 T \text{ o.k.}, \quad \frac{V_u}{12\phi V_{sa}} = 0.07$$

1.2.13 مقاومت گسیختگی لبه بتن در برش¹⁰

کنترل این بند برای مهار های است که در فاصله نزدیک از لبه بتن اجرا می شوند.

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b,$$

مقدار C_{a1} نباید از هیچ یک از عبارت زیر بیشتر در نظر گرفته شود

- $C_{a,max}/2$
- $\frac{h_a}{1.5}$
- $\frac{S}{3}$

***برای مهار های واقع در گوشه V_{cbg} باید برای هر دو جهت محاسبه شود و کمترین مقدار لحاظ شود. در این مثال مهار ها در لبه کناری قرار دارند. در راستای X بیس پلیت 2500 میلی متر حداقل از یک طرف با لبه فاصله دارد و در راستای Y لبه بیس پلیت تا لبه بتن به اندازه طول کلی فونداسیون است. در صورتی که بیس پلیت در فونداسیون نواری قرار داشته باشد باید نسبت به فواصل لبه بتن تا بیس پلیت هوشیار بود و در محاسبات لحاظ کرد. ***

کنترل برای نیروی برشی در راستای محور X (ترکیب بار 1) $V_{ux} = 2.89 X$

C_{a1} برابر با فاصله لبه بتن تا مهار در راستای نیروی برشی. بیس پلیت در راستای محور X تا لبه برابر 2500 میلیمتر است. این فاصله تا مهار برابر 2560 می باشد. 60 میلیمتر فاصله مهار تا لبه بیس پلیت در راستای محور X.

C_{a2} برابر با فاصله لبه بتن تا مهار در راستای عمود بر نیروی برشی.

$$C_{a1} = 2560, \quad C_{a1} \leq \max\left(\frac{C_{a,max}}{2}, \frac{h_a}{1.5}, \frac{S}{3}\right) = \max\left(\frac{2560}{2}, \frac{950}{1.5}, \frac{173}{3}\right) = 1280 > h_a$$

$$C_{a1} = 2560 > 1280, \quad \text{use } C_{a1} = 1280$$

$$A_{vco} = 1.5C_{a1} \times 3C_{a1} = 7372800, \quad C_{a2} = 60$$

$$A_{vc} = (1.5C_{a1} + (n_y - 1)S_y + C_{a2}) \times (h_a) = 2374050$$

¹⁰ بند 9- 18- 5- 2 مبحث 9 ویرایش 99

$$\hookrightarrow A_{Vc} \leq nA_{Vco}, \quad \psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_v}{3C_{a1}}\right)}, \quad e'_v = 0, \psi_{ec,V} = 1$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5C_{a1}} = 0.7, \quad \text{If } C_{a2} > 1.5C_{a1} \rightarrow \psi_{ed,V} = 1$$

از آرما تور عرضی استفاده نمیکنیم $\psi_{c,V} = 1$

$$\text{, If } h_a < 1.5C_{a1} \quad \psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5C_{a1}}{h_a}} = 1.42, \quad h_a = \text{ضخامت عضو که مهار در آن قرار گرفته است}$$

$$V_{b1} = 0.6\lambda_a \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{f'_c d_a} C_{a1}^{1.5} = 1249411 \text{ N} \Rightarrow l_e = h_{ef} < 8d_a$$

$$V_{b2} = 3.7\lambda_a \sqrt{f'_c} C_{a1}^{1.5} = 928062 \rightarrow V_b = \min(V_{b1}, V_{b2}) = 94.7 \text{ T}$$

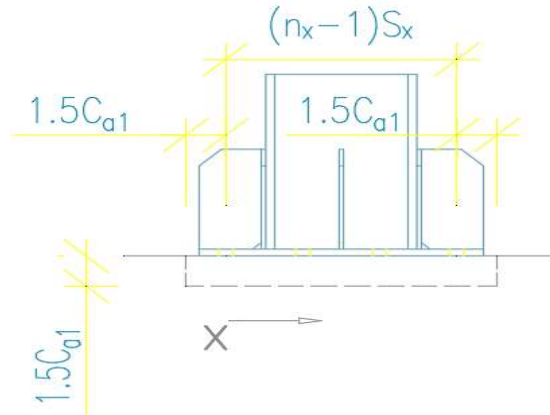
$$V_{cbg} = \rightarrow \varphi V_{cbg} = 0.7 \times \frac{2374050}{7372800} \times 0.7 \times 1.42 \times 94.7 = 21.2 \text{ T}$$

$$\varphi V_n = 2 \times 21.2 = 42.4 \text{ T}$$

$$V_{ux} < \varphi V_n \quad 19.3 < 42.4 \quad \frac{V_{ux}}{\varphi V_n} = 0.068 \rightarrow V_s = \frac{V_{ux}}{\varphi} - V_{cbg} = 24.9 \text{ T}$$

با توجه به اینکه برش V_{ux} در راستای موازی لبه است میتوان V_{cbg} را دو برابر در نظر گرفت¹¹.

کنترل برای نیروی برشی در راستای محور Y (ترکیب بار 2) $V_{uy} = 19.3 \text{ T}$



$$C_{a1} = 60, C_{a1} \leq \max\left(\frac{C_{a,max}}{2}, \frac{h_a}{1.5}, \frac{S}{3}\right) = \max\left(\frac{2560}{2}, \frac{950}{1.5}, \frac{173}{3}\right) = 1280 > h_a$$

¹¹ بند 9-18-5-2-1-پ

$$C_{a1} < 1280 o.k$$

C_{a1} برابر با فاصله لبه بتن تا مهار در راستای نیروی برشی .

$$A_{Vco} = 1.5C_{a1} \times 3C_{a1} = 16200, \quad C_{a,2} = 2500$$

$$A_{Vc} = (1.5C_{a1} + (n_x - 1)S_x + 1.5 C_{a1}) \times (1.5C_{a1}) = 62910$$

$$\hookrightarrow A_{Vc} \leq nA_{Vco}, \quad \psi_{ec,v} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_v}{3C_{a1}}\right)}, \quad e'_v = 0, \psi_{ec,v} = 1$$

$$\psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5C_{a1}} = 1, \quad \text{If } C_{a2} > 1.5C_{a1} \rightarrow \psi_{ed,v} = 1$$

از آرماتور عرضی استفاده نمیکنیم $\psi_{c,v} = 1$

$$\text{,If } h_a < 1.5C_{a1} \psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5C_{a1}}{h_a}} = , h_a = \text{ضخامت عضوی که مهار در آن قرار گرفته است}$$

$$V_{b1} = 0.6\lambda_a \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{f'_c d_a} C_{a1}^{1.5} = 12679 N \Rightarrow l_e = h_{ef} < 8d_a$$

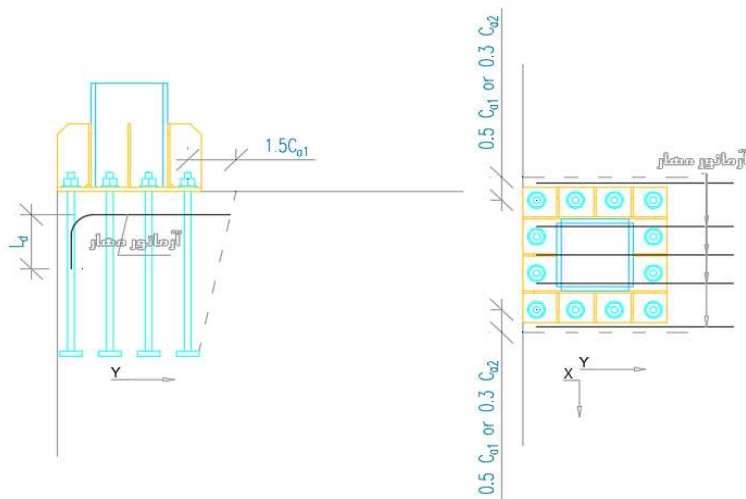
$$V_{b2} = 3.7\lambda_a \sqrt{f'_c} C_{a1}^{1.5} = 9418 \rightarrow V_b = \min(V_{b1}, V_{b2}) = 0.94 T$$

$$\phi V_{cbg} = 0.7 \times \frac{62910}{16200} \times 1 \times 94.7 = 2.55, \quad V_{uy} > \phi V_{cbg} \quad V_s = \frac{V_u = 19.3}{\phi} - V_{cbg} = 25 T$$

$$V_s = f_y A_s n_v, \quad n_v = \text{تعداد آرماتور مهاری} \rightarrow 25 \times 1000 \times 9.8 = 400 \times 2 \times \frac{\pi}{4} \times 14^2 \times n_v$$

$$n_v = 2.03 \text{ use } 4\phi 14 \rightarrow V_s = f_y A_s \times 4 = 50.2 T, \frac{V_{uy}}{\phi V_n} = 0.36, \phi V_n = \phi V_{cbg} + V_s = 52.75$$

از 4 عدد آرماتور مهار 14 در راستای Y استفاده میکنیم.



مقاومت قلوه کن شدن بتن برای مهار در برش^{۱۲}

$$V_{cpg} = K_{cp} N_{cbg} = 2 \times 81.5 = 163 T \rightarrow \phi V_{cpg} = 0.7 \times 163 = 114 T > V_u = 19.3 o.k$$

$$h_{ef} = 800 mm \rightarrow K_{cp} = 2 \rightarrow \frac{V_{uy}}{\phi V_{cpg}} = 0.16$$

برای مهار تعبیه شده N_{cbg} برابر N_{cpg} است.

1.2.14 اندر کنش نیروهای کششی و برشی^{۱۳}

اگر رابطه $\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 0.2$ برای هر مهار تکی و گروهی برقرار باشد میتوان از اندر کنش کشش و برش در تعیین مقاومت کششی صرف نظر نمود برای تعیین ϕV_n کمترین دو مقدار مقاومت فولاد مهار ها در برش و مقاومت گسیختگی لبه بتن در برش و مقاومت قلوه کن شدن بتن برای مهار در برش است

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = 0.52 > 0.2$$

اگر رابطه $\frac{N_u}{\phi N_n} \leq 0.2$ برای هر مهار تکی و گروهی برقرار باشد میتوان از اندر کنش کشش و برش در تعیین مقاومت برشی صرف نظر نمود برای تعیین ϕN_n کمترین مقادیر مقاومت بیرون زدگی جانبی بتن برای مهار های سردار در کشش و کنترل مقاومت بیرون کشیدگی مهار تعبیه شده و کنترل مقاومت گسیختگی مخروطی بتن مهار در کشش و کنترل مقاومت میل مهار

$$\frac{N_u}{\phi N_n} = 0.72 > 0.2$$

$$\frac{V_{ux}}{\phi V_n} + \frac{N_u}{\phi N_n} = 0.068 + 0.72 = 0.78 < 1.2$$

$$\frac{V_{uy}}{\phi V_n} + \frac{N_u}{\phi N_n} = 0.38 + 0.72 = 1.1 < 1.2$$

اگر رابطه بالا برقرار نباشد. باید با فرض تساوی رابطه زیر مقاومت نهایی برشی مورد نیاز برای ارضا رابطه فوق را بدست می آوریم و تعداد آرماتور های مهار برشی برای تامین مقاومت مورد نیاز را محاسبه میکنیم

$$\frac{V_u}{\phi V_n} + \frac{N_u}{\phi N_n} = 1.2 \rightarrow \text{مورد نیاز } \frac{V_u}{\phi V_n} = \dots \rightarrow$$

$$V_s = \text{مورد نیاز } \phi V_n - \text{موجود } \phi V_n = \dots \Rightarrow$$

$$V_s = f_y A_s n_v \rightarrow, \quad n_v = \text{تعداد آرماتور های مهار}$$

¹² بند 3-5-18-9 مبحث 9 ویرایش 99

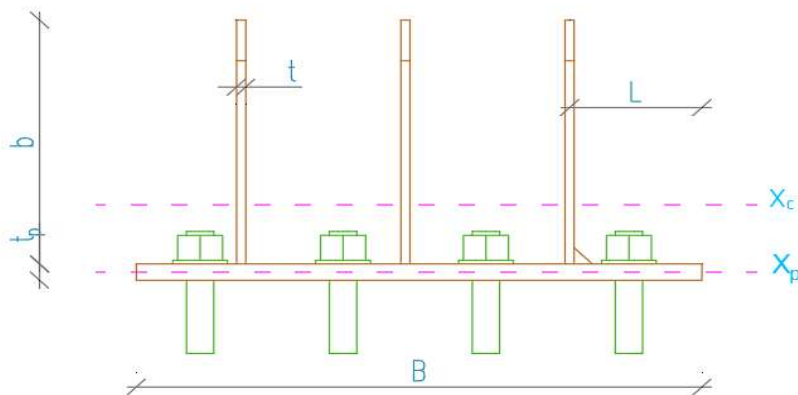
¹³ بند 9-18-6 مبحث نهم ویرایش 99

1.2.15 تعیین ضخامت کف ستون و سخت کننده ها

- تعیین ضخامت کف ستون با توجه به تنش زیر آن در تماس با بتن فونداسیون بدست می آید بیشترین تنش زیر کف ستون برابر $f_p = 93 \frac{kg}{cm^2}$ می باشد. توزیع تنش زیر کف ستون مثلی است. تحت اثر این تنش کف ستون مایل به خم شدن حول محور گذرنده از بال و جان ستون مستقر بر کف ستون دارد. بنابراین مقاومت خمشی مورد نیاز با مقاومت طراحی خمشی در این محور مقایسه می شود.

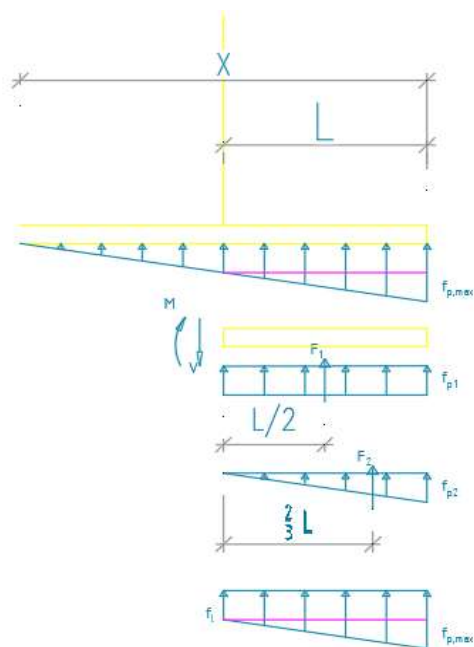
روش های دیگری هم برای تعیین ضخامت ورق کف ستون بر اساس تنش زیر کف ستون موجود است که روش مشروح ساده ترین آن می باشد.

عموما ضخامت کف ستون به تنهایی جواب گو نیست بنابراین از سخت کننده هایی عمود بر کف ستون و متصل به بال و جان ستون جهت بهبود عملکرد خمشی کف ستون تحت اثر فشار زیر کف ستون استفاده می شود.



تنش زیر کف ستون بصورت یک منشور با قاعده مثلثی و در حالت خمش دو محوره بصورت حجم چند وجهی است. برای سهولت محاسبات می توان تنش حداکثر را به صورت یکنواخت فرض کرد که در جهت اطمینان نیز می باشد L برابر فاصله بر کف ستون تا بر بال ستون که برابر 15 سانتی متر است.

در صورتی تنش زیر کف ستون منشوری با قاعده مثلثی باشد میتوان از روابط زیر برای بست آوردن برش و خمش در پای ستون بهره برد.



$$f_1 = f_{p1} = \frac{f_{p,max}}{x}(x - L), f_{p2} = f_{p,max} - f_{p1}, \quad f_{p1} = 67.6, \quad f_{p2} = 25.4$$

$$M = \frac{f_{p1}BL^2}{2} + \frac{1}{3}f_{p2}BL^2, \quad V = f_{p1}LB + \frac{f_{p2}BL}{2}, \quad B = 64, L = 15$$

$$M = 6.1 T.m, \quad V = 77 T, \quad B = 64, L = 15$$

ضخامت سخت کننده ها را برابر 10 میلیمتر و ارتفاع آنها را برابر 300 میلیمتر در نظر می گیریم. برای سهولت محاسبات ضخامت 20 میلیمتر را برای کف ستون فرض می کنیم و این ضخامت را در محاسبات کنترل می کنیم.

$$t = 1 \text{ cm}, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad B = 64 \text{ cm}, \quad t_p = 2 \text{ cm}, n = \text{تعداد ورق های سخت کننده}$$

$$Bx_p = B(t_p - x_p) + btn \Rightarrow x_p = 1.7 \text{ cm}, \text{ تار خنثی پلاستیک}$$

$$Z = bt\left(\frac{b}{2} + t_p - x_p\right)n + B\frac{(t_p - x_p)^2}{2} + B\frac{t_p^2}{2} = 3034 \text{ cm}^3$$

معادله بالا با فرض عبور تار خنثی پلاستیک از ورق بیس پلایت نوشته شده است اگر x_p بیشتر از ضخامت ورق بیس پلایت بدست امد فرض درست نبوده و باید با کمک معادله زیر که تار خنثی پلاستیک را در محدوده سخت کننده مفروض کرده است بدست آورد.

$$** Bt_p + (x_p - t_p)tn = (b - x_p)tn **$$

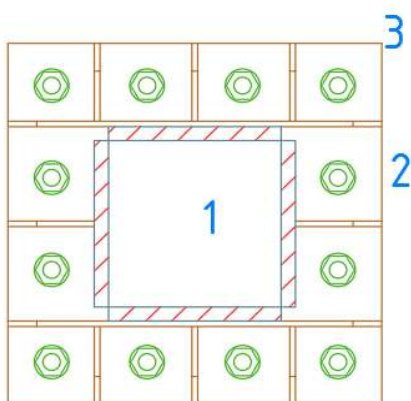
$$** Z = (b - x_p)^2 \frac{t}{2} + (x_p - t_p)^2 \frac{t}{2} + Bt_p \left(x_p - \frac{t_p}{2}\right) **$$

$$\phi_b M_n = \phi_b Z f_y = 0.9 \times 3034 \times 2400 = 65.5 T.M > M_u \text{ o.k}$$

مناسب است.

1.2.16 کنترل خمش ورق در چشمه های بین سخت کننده ها

کفایت ضخامت ورق کف ستون باید برای خمش ناشی از تنش زیر کف ستون کنترل شود. خمش ایجاد شده در ورق کف ستون بر اساس تئوری ورق ها در چشمه های مختلف ورق کف ستون بدست می آید. با توجه به گیر داری که ورق سخت کننده در کف ستون ایجاد می کند شرایط متفاوتی برای خمش در ورق ایجاد می شود. که می توان با استفاده از ظرایبی از بار وارده لنگر خمشی داخلی ایجاد شده در ورق را تعیین کرد.



کنترل ضخامت ورق در چشمه 1:

$$a = 30 \text{ cm} \Rightarrow \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow \alpha_2 = 0.048 \rightarrow M_u = \alpha_2 f_p b^2 = 0.045 \text{ T.M} < \phi_b M_n$$

$$\phi_b M_n = \phi_b \times \frac{at^2}{4} \times F_y = 0.9 \times \frac{30 \times 2^2}{4} \times 2400 = 1.29 \text{ T.m}$$

توزیع تنش زیر کف ستون یکنواخت نیست ولی در رابطه فوق مقدار حداکثر f_p که 93 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد استفاده شده است. ضخامت ورق کف ستون در چشمه 1 مناسب است.

چشمه 3 به دلیل اتکا به دو تکیه گاه (سخت کننده) عملکردی یک طرفه دارد که در بخش 4-2-3 عملکرد یک طرفه کنترل شده است.

کنترل ضخامت ورق در چشمه 2:

$$c = 15 \text{ cm}, b = 15 \text{ cm} \Rightarrow \frac{c}{b} = 1 \Rightarrow \alpha_1 = 0.1 \rightarrow M_u = \alpha_1 f_p b^2 = 0.03 \text{ T.M} < \phi_b M_n$$

$$\phi_b M_n = \phi_b \times \frac{at^2}{4} \times F_y = 0.9 \times \frac{15 \times 2^2}{4} \times 2400 = 0.3 \text{ T.m}$$

1.2.17 طراحی جوش ورق های سخت کننده به ستون و کف ستون

طراحی جوش ها به گونه ای صورت میگیرد که انتقال بار ها را به فونداسیون میسر سازد. محل اتصال ستون به ورق کف ستون که باید بار های محوری فشاری و کششی، همچنین لنگر ها را به صفحه ستون منتقل کند. پس از پخ زدن با جوش شیاری با نفوذ کامل پر می شود. ورق سخت کننده قائم در انتقال بار محوری و لنگر خمشی ستون به کف ستون مشارکت دارند. در نتیجه

اتصال این اعضا به ستون نیز با جوش شیاری با نفوذ کامل خواهد بود. اما به منظور شرکت دادن ورق های سخت کننده در باربری خمشی کف ستون باید اتصال ورق کف ستون با ورق تقویتی بتواند برش ناشی از خمش را تحمل کند. دو خط جوش گوشه در دو طرف ورق تقویتی این امکان را فراهم می کند^{۱۴}.

1.2.17.1 طراحی جوش ورق سخت کننده ها به ورق کف ستون

$$x_c = \frac{btn(t_p + \frac{b}{2}) + Bt_p t}{btn + Bt_p} = 7.6 \text{ cm}, \quad n = \text{تعداد کننده ها}$$

$$I = n \times \left[\frac{b^3 t}{12} + bt \left(t_p + \frac{b}{2} - x_c \right)^2 \right] + \frac{Bt_p^3}{12} + Bt_p \left(x_c - \frac{t_p}{2} \right)^2 = 20320 \text{ cm}^4$$

$$V = 77 T \rightarrow M = 6.1 T.m$$

$$\sigma = \frac{M \left(x_c - \frac{t_p}{2} \right)}{It} = 198 \text{ kg/cm}^2 \quad V = 198 \times B \times t_p = 25740 \text{ kg} \Rightarrow V_l = \frac{25740 + \max(V_{ux}, V_{uy})}{L = 15} = 3000 \text{ kg/cm}$$

$$v_l = \frac{V_l}{3} = 1000 \text{ kg/cm} \quad v_l = \varphi F_{nv} \frac{\sqrt{2}}{2} a_w (1 + 0.5 \sin(\theta)^{1.5}), F_{nv} = 0.6 F_{ue} = 2940 \text{ kg/cm}^2$$

θ برابر با زاویه محور جوش با راستای نیرو است. بدلیل اینکه محاسبات برآورد نیروی درونی در خط جوش بر پایه فرض صلبیت سخت کننده ها اتصال آن صورت میگردد. زاویه مذکور برابر با صفر بدست می آید. همچنین اگر با استفاده در تحلیل اجزا محدود زاویه دقیق بدست بیاید رابطه $(1 + 0.5 \sin(\theta)^{1.5})$ افزایشی است و نادیده گرفتن θ در جهت اطمینان است.

$$1000 = 2 \times (0.75 \times 2940 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times a_w) \Rightarrow a_w = 0.32 \text{ cm or } 6 \text{ mm}$$

حداقل بعد جوش گوشه با یک بار عبور بر اساس جدول 10-2-9-2 برابر است با 6 میلیمتر می باشد. بنابراین از جوش گوشه دو طرفه با بعد $a_w = 6$ استفاده می شود. همچنین در جوش گوشه دو طرف باید الزام بعد جوش کمتر از هفتاد درصد ضخامت ورق نازکتر رعایت شود که برقرار است.

** در طراحی جوش سخت کننده ها به کف ستون نیروی برشی در ترکیب بار 1 و 2 را با نیروی برشی ایجاد شده ناشی از خمش و نیروی محوری جمع میکنیم. **

1.2.17.2 طراحی جوش ورق سخت کننده ها به ستون

جوش ورق سخت کننده ها به ستون تحت اثر همزمان خمش و برش خواهد بود. با فرض توزیع یکنواخت مقدار حداکثر f_p برابر 93 کیلوگرم بر سانتی مربع می باشد. تنش زیر کف ستون در بر ستون منجر به ایجاد برش و خمش در اتصال سخت کننده

¹⁴ جلد ششم طراحی سازه های فولادی، دکتر مجتبی اژه‌ری

طراحی کف ستون

به ستون می شود. جوش ورق سخت کننده همزمان نیز تحت اثر نیروی برشی و خمشی خواهد بود. بدلیل اینکه برش و خمش دو نیروی داخلی متعامد در جوش ایجاد میکنند باید جذر مجموع مربعات v_l و v_p را حساب کرد.

$$V = 77 T \rightarrow M = 6.1 T.m, \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$v_l = \frac{77E3}{3 \times b \times 2} = 427 \text{ kg/cm}, \quad \text{جوش دو طرفه}$$

$$I = \frac{b^3}{12} \times 2 \times 3 = 13500 \rightarrow v_p = \left(\frac{Mb}{2I}\right) = 677 \text{ kg/cm} \rightarrow v = \sqrt{677^2 + 427^2} = 800 \text{ kg/cm}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{677}{427}\right) = 57^\circ$$

با توجه به توضیحات قسمت قبل چون عبارت $1 + 0.5 \sin(\theta)^{1.5}$ افزایشی است صرف نظر کردن از آن در جهت اطمینان است.

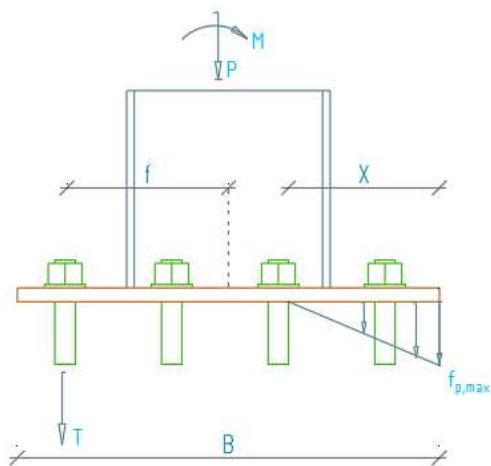
$$v = \phi F_{nv} \frac{\sqrt{2}}{2} (1 + 0.5 \sin(\theta)^{1.5}) a_w,$$

$$800 = 0.75 \times 2940 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times a_w \Rightarrow a_w = 0.6 \text{ cm or } 7 \text{ mm use } a_w = 7 \text{ mm}$$

گوشه دو طرف باید الزام بعد جوش کمتر از هفتاد درصد ضخامت ورق نازکتر نیز رعایت شود که برقرار است.

1.3 پیوست :

1.3.1 آنالیز کف ستون در حالت خمش یک طرفه و نیروی محوری فشاری

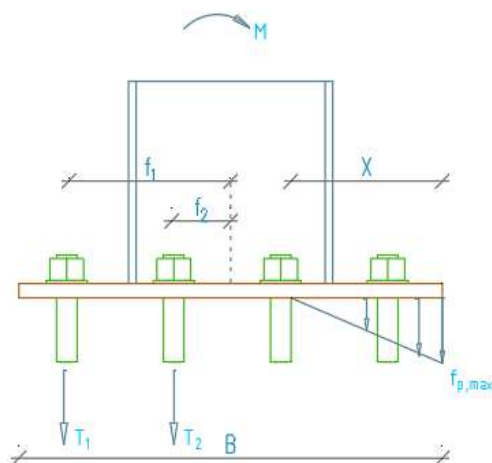


$$x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0 \quad e = \frac{M}{P}$$

$$a_1 = 3\left(e - \frac{B}{2}\right), \quad a_2 = \frac{6nA_s}{D}(e + f), \quad a_3 = -a_2\left(\frac{B}{2} + f\right)$$

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

1.3.2 آنالیز کف ستون در حالت لنگر خمشی تنها



$$X^2 + aX + b = 0, \quad a = \frac{2(1 + \alpha)A_{s1}n}{D}, \quad b = -\frac{2A_{s1}n}{D} \left(\frac{B}{2}(1 + \alpha) + f_1 + \alpha f_2 \right), \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

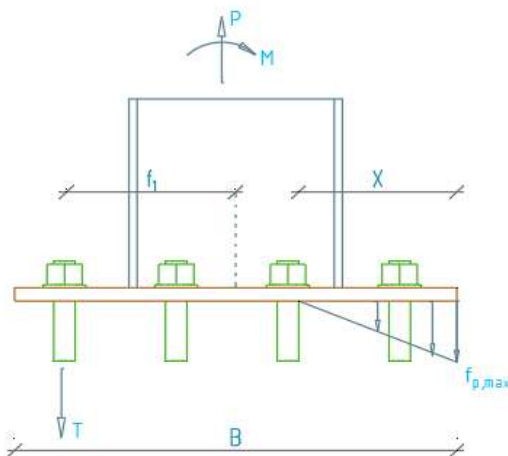
$$\alpha = \frac{A_{s2}}{A_{s1}}, \quad A_{s1} = f_1 \text{ مساحت مجموع میلگرد در فاصله } f_1, \quad A_{s2} = f_2 \text{ مساحت مجموع میلگرد در فاصله } f_2$$

$$T_1 = \text{نیروی میل مهار ردیف 1} = \frac{M_x}{\left(f_1 + \frac{B}{2} - \frac{x}{3} \right) + \alpha \frac{\left(\frac{B}{2} + f_2 - x \right)}{\left(\frac{B}{2} + f_1 - x \right)} \times \left(\frac{B}{2} + f_2 - \frac{x}{3} \right)}$$

$$T_2 = \alpha \frac{\left(\frac{B}{2} + f_2 - x \right)}{\left(\frac{B}{2} + f_1 - x \right)} \times T_1$$

$$(T_1 + T_2) = \frac{Dx}{2} f_p$$

1.3.3 آنالیز کف ستون در حالت نیروی کششی و لنگر خمشی تک محوره



$$x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0, \quad e = \left| \frac{M}{P} \right|$$

$$a_1 = -3 \left(e + \frac{B}{2} \right), \quad a_2 = -\frac{6nA_s}{D} (e - f), \quad a_3 = -a_2 \left(\frac{B}{2} + f \right)$$

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

1. Design forces

$$P_u = \dots (\text{Tension or Compression}), V_{ux1} = \dots, V_{uy1} = \dots, M_{ux1} = \dots, M_{uy1} = \dots$$

$$P_u = \dots (\text{Tension or Compression}), V_{ux2} = \dots, V_{uy2} = \dots, M_{ux2} = \dots, M_{uy2} = \dots$$

↓

$$V_{ux} = \sqrt{V_{ux1}^2 + V_{uy1}^2} = \dots T, \quad M_{ux} = \sqrt{M_{ux1}^2 + M_{uy1}^2} = \dots T.m$$

$$V_{uy} = \sqrt{V_{ux2}^2 + V_{uy2}^2} = \dots T, \quad M_{uy} = \sqrt{M_{ux}^2 + M_{uy2}^2} = \dots T.m$$

↓

$$P_{ue} = \dots T \text{ or } C, \quad V_{uex} = V_{ux} \dots \text{Parallel to } X - \text{axis}, \quad M_{uex} = M_{ux} \dots$$

$$P_{ue} = \dots T \text{ or } C, \quad V_{uey} = V_{uy} \dots \text{Parallel to } Y - \text{axis}, \quad M_{uey} = M_{uy} \dots$$

Acquire the ultimate flexural strength of the column and any bracing element connected to the baseplate

$$M_{u3} = 1.1R_y F_y Z_c / \alpha_c = \dots,$$

$$M_{u3,brace,x} = R_y Z_{br} F_y = \dots, \quad M_{u3,brace,y} = R_y Z_{br} F_y = \dots$$

Acquire the ultimate Shear strength of the column and any bracing element connected to the baseplate

$$V_{u3} = 2R_y F_y Z_c / (\alpha_s H) = \dots > F_y Z_c / (\alpha_s H)$$

$$V_{u3,brace,x} = 0.9F_y A_{br} \cos\phi, \quad V_{u3,brace,y} = 0.9F_y A_{br} \cos\phi$$

Load Combination 1

$$P_u = \dots T \text{ or } C,$$

$$V_{ux} = \text{Min} \left((V_{uex} + V_{u3,brace,x}), (V_{u3} + V_{u3,brace,x}) \right),$$

$$M_{ux} = \text{Min} \left((M_{uex} + M_{u3,brace,x}), (M_{uey} + M_{u3,brace,y}) \right)$$

Load Combination 2

$$P_u = \dots T \text{ or } C,$$

$$V_{uy} = \text{Min} \left((V_{uey} + V_{u3,brace,y}), (V_{u3} + V_{u3,brace,y}) \right),$$

$$M_{uy} = \text{Min}((M_{uey} + M_{u3,brace,y}), (M_{uey} + M_{u3,brace,y}))$$

2. Assume Dimensions of the Base Plate

X =Extent of the Base Plate alongside of the X -axis

Y =Extent of the Base Plate alongside of the Y -axis

3. Run the Analysis for each load Combination

Load combination 1

$$P_u, V_{ux}, M_{uy}, \quad e = \frac{M_{uy}}{P_u}, \text{ Should be calculated For both Tension and Compression}$$

Load combination 1 in compression mode

$$e_{cr} = \frac{B}{2} - \frac{P_u}{2f_{p,max}D} = \dots, \quad B = X, D = Y$$

If $e \leq e_{cr}$ No tension would appear in Anchors, All of the base plate area is under compression from concrete foundation

$$f_p = \frac{P_u}{D(B - 2e)} = \dots$$

check $f_p \leq f_{p,max}$ then the assumed dimensions for base plate is accepted

If $e > e_{cr}$

$$f_p = \frac{P}{BD} \pm \frac{M_{ux} \frac{B}{2}}{\frac{DB^3}{12}} = \dots \rightarrow \begin{cases} f_{p,min} = \frac{P}{BD} - \frac{M_{ux} \frac{B}{2}}{\frac{DB^3}{12}} \\ f_{p,max} = \frac{P}{BD} + \frac{M_{ux} \frac{B}{2}}{\frac{DB^3}{12}} \end{cases}$$

If $f_{p,min} > 0$,

the solution is valid

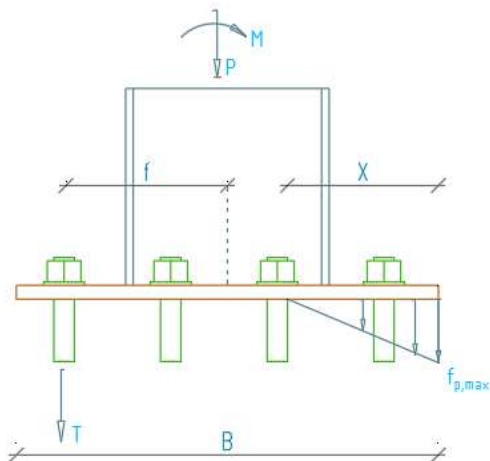
Check $f_{p,max} \leq f_{p,max}$,

If $f_{p,min} < 0$,

then the solution is not valid

stress-strain equilibrium equations have to be used to analyze the base plate

The below Eq is acquired through stress-strain equilibrium equation and forces equilibrium equations



$$x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0 \quad (1-1) \quad e = \frac{M}{P}, \quad n = \text{number of Anchors to resist tensile force}$$

$$a_1 = 3 \left(e - \frac{B}{2} \right), \quad a_2 = \frac{6nA_s}{D} (e + f), \quad a_3 = -a_2 \left(\frac{B}{2} + f \right)$$

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

check if $f_p \leq f_{p,max}$

The assumption regarding the base plate dimensions and number of anchors are valid

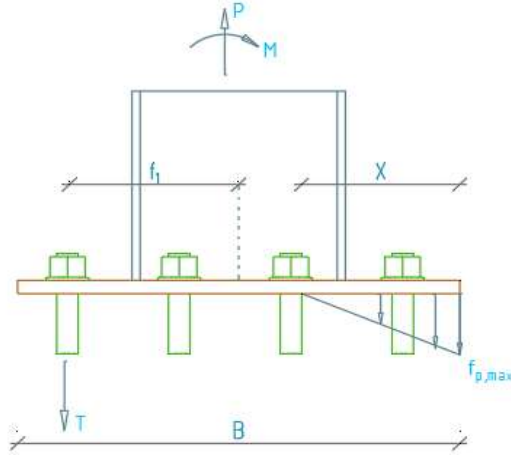
Else

Either dimensions of base plate or the number of anchors should be enhanced.

According to x assess the number of Anchors involved in resisting tension, the extent of anchors in tension shall be named n , so we can determine each anchor tensile force by dividing the T by n

$$N = \frac{T}{n}$$

Load combination 1 in tensile mode



$$x^3 + a_1x^2 + a_2x + a_3 = 0, \quad e = \left| \frac{M}{P} \right|$$

$$a_1 = -3 \left(e + \frac{B}{2} \right), \quad a_2 = -\frac{6nA_s}{D}(e - f), \quad a_3 = -a_2 \left(\frac{B}{2} + f \right)$$

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

check if $f_p \leq f_{p,max}$

The assumption regarding the base plate dimensions and number of anchors are valid

Else

Either dimensions of base plate or the number of anchors should be enhanced.

According to x assess the number of Anchors involved in resisting tension, the extent of anchors in tension shall be named n , so we can determine each anchor tensile force by dividing the T by n

$$N = \frac{T}{n}$$

4. Check the tensile strength

$$\varphi N_{sa} = \varphi F_{uta} A_{se,N}$$

$$\text{If } N \leq \varphi N_{sa}$$

The Assumed diameter of Anchors is enough

Else

The Assumed diameter of Anchors is not enough, the process should be back to Eq 1-1 with enhanced Anchors, either number or diameter of anchors can be added to meet the needs of tensile strength requirement

Calculate the:

$$\frac{T}{n\phi N_{sa}}$$

5. Concrete breakout strength of anchors in tension

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

$$A_{Nco} = (1.5h_{ef} \times 2)^2$$

If Anchors are located less than $1.5h_{ef}$ from three or more edges, the value of h_{ef} should be greater of a and b

$$c) \frac{C_{a,max}}{1.5}$$

$$d) \frac{s}{3}$$

$$A_{Nc} = ((n_x - 1)S_x + 2 \times 1.5 \times h_{ef})(C_a + (n_y - 1)S_y + 1.5 \times h_{ef})$$

$$nA_{Nco} > A_{Nc} \text{ o.k.}, \quad N_b = K_c \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \leq 3.9 \lambda_a \sqrt{f_c} h_{ef}^{\frac{5}{3}},$$

$K_c = 24$ for cast in place anchors

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} = 1$$

$e'_N =$ the distance between Resultant tensile force and centroid of anchors in tension ,

$\psi_{c,N} = 1$ for cast in place anchors and cracked concrete \rightarrow

If $C_{a,max} \geq 1.5h_{ef}$ $\psi_{ed,N} = 1$ else $\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{C_a}{1.5h_{ef}}$ $\psi_{cp,N} = 1$ Cast in place anchors

$$\text{Calculate } \frac{N_u}{\phi N_{cbg}} = \dots$$

6. Pullout strength of a single cast in anchors

$$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p \rightarrow \psi_{c,p} = 1 \text{ cracked concrete}, \quad N_p = 8A_{brg} f'_c,$$

A_{brg} = net area of resisting headed anchors

Calculate $\frac{T}{n\phi N_{pn}}$

7. Concrete side face blowout headed anchors in tension

If $h_{ef} \leq 2.5C_{a1}$

$$N_{sb} = 13\lambda_a C_{a1} \sqrt{f'_c A_{brg}} = 411844,$$

$$\text{If } C_{a2} < 3C_{a1} \rightarrow N_{sb} = \frac{1 + \frac{C_{a2}}{C_{a1}}}{4} \times 13\lambda_a C_{a1} \sqrt{f'_c A_{brg}}$$

$$1 \leq \frac{C_{a2}}{C_{a1}} \leq 3$$

If $S < 6C_{a1} \rightarrow S = 173 < 6 \times (60) \downarrow$

$$\rightarrow N_{sbg} = \min \left(\left(1 + \frac{S}{6C_{a1}} \right), \left(\frac{1 + \frac{C_{a2}}{C_{a1}}}{4} \right) \right) N_{sb} = \phi N_{sbg} = 21.7 > 21$$

Calculate $\frac{T}{n\phi N_{sbg}} = \dots$

8. Shear strength

$$V_{sa} = 0.6A_{se}f_{uta} \rightarrow f_{uta} \leq 860, 1.9f_{ua}$$

$$\phi V_{sa} = 0.65 V_{sa}$$

Calculate $\frac{V_u}{(\text{Number of anchors})\phi V_{sa}} = \dots$

9. Concrete breakout strength of anchors in shear

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b, \quad A_{Vco} = 1.5C_{a1} \times 3C_{a1}$$

If anchors are located in narrow section of limited thickness such both edge distances C_{a2} and thickness h_a are less than $1.5C_{a1}$ then the value of C_{a1} shall not exceed the greatest of

d) $C_{a,max}/2$

e) $\frac{h_a}{1.5}$

$$f) \frac{s}{3}$$

$$A_{Vc} = (C_{a1} + (n_x - 1)S_x + (1.5C_{a1})) \times (1.5C_{a1} + (n_y - 1)S_y + 1.5C_{a1})$$

$$\hookrightarrow A_{Vc} \leq nA_{Vco}, \quad \psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_v}{3C_{a1}}\right)}$$

e'_v = the distance between resultant shear force and centroid of anchors

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{C_{a2}}{1.5C_{a1}}, \quad C_{a2} > 1.5C_{a1} \rightarrow \psi_{ed,V} = 1$$

$\psi_{c,V} = 1$ if no reinforcement is used

$$, \text{ If } h_a < 1.5C_{a1} \quad \psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5C_{a1}}{h_a}}, \quad h_a = \text{member thickness}$$

$$V_{b1} = 0.6\lambda_a \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{f'_c d_a} C_{a1}^{1.5} = \dots \Rightarrow l_e = h_{ef} < 8d_a$$

$$V_{b2} = 3.7\lambda_a \sqrt{f'_c} C_{a1}^{1.5} = \dots \rightarrow V_b = \min(V_{b1}, V_{b2}) = \dots$$

$$V_{cbg} = \rightarrow \phi V_{cbg} = \dots$$

$$\text{if } V_u > \phi V_{cbg} \quad V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_{cbg} = \dots$$

$$V_s = f_y A_s n_v, \quad n_v = \text{number of reinforced bars} \rightarrow$$

$$\phi V_n = \phi V_{cbg} + V_s = \dots, \quad \frac{V_u}{\phi V_n} = \dots,$$

10. Concrete Pry-out strength of anchors in shear

$$V_{cpg} = K_{cp} N_{cbg} = \dots \rightarrow \phi V_{cpg} = \dots$$

$$\text{If } h_{ef} \geq 65 \text{ mm} \rightarrow K_{cp} = 2 \rightarrow$$

$$\text{Calculate } \frac{V_u}{\phi V_{cpg}} = \dots$$

11. Tension and shear interaction

$$\text{If } \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 0.2 \quad \text{or} \quad \frac{T}{\phi N_n} \leq 0.2 \quad \text{tension and shear interaction can be dismissed}$$

Else

$$\frac{V_u}{\phi V_n} + \frac{T}{\phi N_n} \leq 1.2$$

$$\text{If } \frac{V_u}{\phi V_n} + \frac{T}{\phi N_n} > 1.2$$

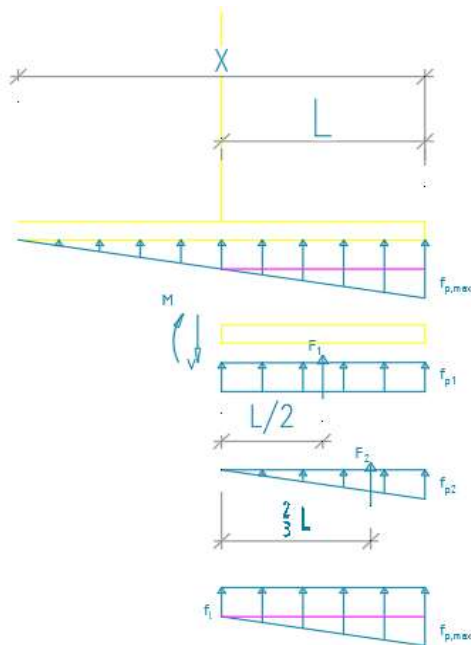
$$\text{Required } \frac{V_u}{\phi V_n} = 1.2 - \frac{T}{\phi N_n} \rightarrow \phi V_n = \frac{V_u}{1.2 - \frac{T}{\phi N_n}}$$

$$V_s = \phi V_n - (\phi V_{cbg} + V_s) = \dots \rightarrow$$

$$V_s = f_y A_s n_v \rightarrow n_v = \text{number of reinforcement}$$

12. Go back to part 3 and run through all later parts for load combination 2

13. Design Stiffeners and base plate thickness



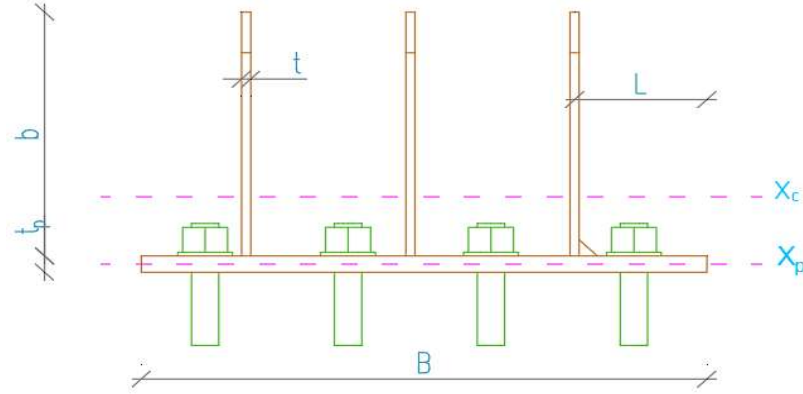
$$f_1 = f_{p1} = \frac{f_{p,max}}{x} (x - L), f_{p2} = f_{p,max} - f_{p1},$$

$$M = \frac{f_{p1} B L^2}{2} + \frac{1}{3} f_{p2} B L^2, \quad V = f_{p1} L B + \frac{f_{p2} B L}{2},$$

$$B x_p = B (t_p - x_p) + b t n \Rightarrow x_p = 1.7 \text{ cm}, A = b t$$

$$Z = bt \left(\frac{b}{2} + t_p - x_p \right) n + B \frac{(t_p - x_p)^2}{2} + B \frac{t_p^2}{2}, \text{ If } \frac{M_u}{\phi Z F_y} < 1 \text{ and } \frac{V_u}{\phi A F_y} < 0.6$$

Design Weld of stiffeners to base plate



$$x_c = \frac{btn(t_p + \frac{b}{2}) + Bt_p t}{btn + Bt_p}, \quad n = \text{Number of stiffeners}$$

$$I = n \times \left[\frac{b^3 t}{12} + bt \left(t_p + \frac{b}{2} - x_c \right)^2 \right] + \frac{Bt_p^3}{12} + Bt_p \left(x_c - \frac{t_p}{2} \right)^2 = \dots$$

$$\sigma = \frac{M \left(x_c - \frac{t_p}{2} \right)}{I t} = \dots \text{ kg/cm}^2 \quad V = \sigma \times B \times t_p = \dots \text{ kg} \Rightarrow V_l = \frac{V + \max(V_{ux}, V_{uy})}{L} = \dots$$

$$v = \frac{V_l}{n} = \phi F_{nv} \frac{\sqrt{2}}{2} (1 + 0.5 \sin(\theta)^{1.5}) a_w, \quad F_{nv} = 0.6 F_{ue}, \theta = 0$$

Design Weld of stiffeners to Column

$$v_l = \frac{V}{n \times b \times 2} = \dots,$$

$$I = \frac{b^3}{12} \times 2 \times n = 13500 \rightarrow v_p = \left(\frac{Mb}{2I} \right) = \dots \rightarrow v = \sqrt{v_p^2 + v_l^2} = 800 \text{ kg/cm}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{v_p}{v_l} \right) = 57^\circ$$

$$v = \phi F_{nv} \frac{\sqrt{2}}{2} (1 + 0.5 \sin(\theta)^{1.5}) a_w, \quad F_{nv} = 0.6 F_{ue}$$