نمونه محاسبات کامل تیرچه بتنی

کاری از کمیته سازه و کنترل نقشه سازمان نظام مهندسی استان مرکزی

آیین نامه ها، استانداردها و نشریات: مباحث ششم و نهم مقررات ملی ساختمان، نشریه ۵۴۳ و استاندارد ملی به شماره ۳۱۳۲

طراحی یک نمونه تیرچه بتنی با دهانه 600cm برای کاربری مسکونی:

- فرضیات طراحی:

$L_e = 6\,m$ ، $f'_c = 25\,Mpa$ ، $\gamma_c = 24\,kN/m^3$ ، $E_s = 2\times10^5\,Mpa$

ضریب ارتجاعی بتن (جدول ۹-۱۲ مبحث نهم): $E_c = (3300\sqrt{f'_c} + 6900)\left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5} = 24943\,Mpa$

از آنجایی که مرا است یک نمونه کاملا واقعی و سازگار باشد ابعاد و مصالح موجود در طراحی لحاظ شود، لذا نوع سقف تیرچه بلوک پرکننده پلی استایرن با فاصله‌ی آکس تا آکس 60cm برای تیرچه‌ها، بار مرده $450\,kg/m^2$، بار پارتیشن‌ها $100\,kg/m^2$ و بار زنده $200\,kg/m^2$ در نظر گرفته می‌شود. میلگردها مطابق جدول ۱۱ استاندارد شماره ۳۱۳۲ به صورت زیر می‌باشد:

$\Phi 6, \Phi 8, \Phi 10$: S340 (آجدار ساده) $f_y = 340\,Mpa$

$d_b > 10mm$: S400 (آجدار جناغی) $f_y = 400\,Mpa$

تذکر:

با توجه به اینکه ملاک طراحی‌ها مقررات ملی می‌باشد، لذا هرجایی که اختلاف میان نشریه و مقررات ملی باشد، ملاک مقررات ملی ساختمان می‌باشد.

- تعیین ضخامت سقف:

حداقل ارتفاع (ضخامت) سقف‌های تیرچه بلوک طبق جدول ۹-۱۷-۲ مبحث نهم محاسبه می‌شود.

برای سایر فولادها: $h_{min} = \frac{L}{20}\times\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$ ، با تکیه‌گاه‌های ساده

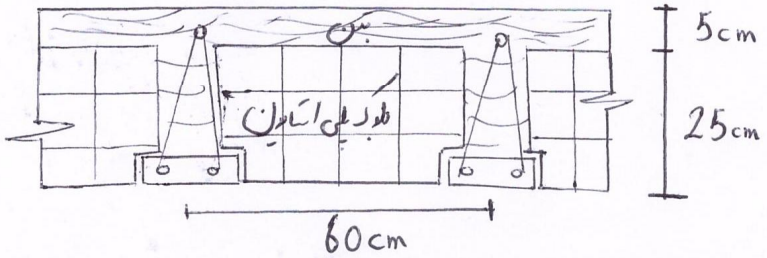
For S400 : $h_{min} = \frac{L}{20}$

مطابق پیوست ۲ نشریه ۵۴۳، اگر ضخامت فوق رعایت شود نیازی به محاسبه خیز (افتادگی) نیست. مشروط بر آنکه تیرچه‌ها بر جداکننده‌های غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم کننده متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند. لذا از آنجایی

که در اکثر ساختمان ها، سقف ها بار پارتیشن ها را تحمل می کند، لذا کنترل خیر الزامی می باشد.

« با توجه به اینکه آرماتورهای کششی (پایین تکیه گاه) A_{s100} کمتر نیازی به اصلاح ندارد. »

$$h_{min} = \frac{600}{20} = 30\,cm$$



در ادامه چند کنترل برای سقف را انجام می دهیم:

- ضخامت دال بتنی روی بلوک ها:

ضخامت دال بتنی باید ضابطه بند ۹-۱۴-۶-۲-۴ را اقناع نماید.

$$t_c \geq Max\left\{50mm\,,\ \frac{L_n}{12}\right\} = 50mm$$

همچنین ضخامت دال باید به گونه ای باشد که تنش کششی حداکثر ایجاد شده تحت بارهای وارده کمتر از مدول گسیختگی بتن (f_r) باشد.

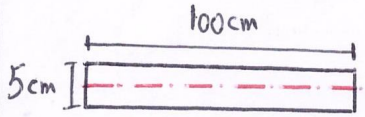
$DL = 450\,kg/m^2$ ، $LL = 100 + 200 = 300\,kg/m^2$

$$W_u = 1.25D + 1.5L = 1.25\times 450 + 1.5\times 300 = 1013\,kg/m^2 > 1.4D = 630\,kg/m^2 \quad \checkmark ok$$

با توجه به بتن ریزی یکپارچه سقف، دال بتنی روی بلوک ها به صورت تیر بتنی غیر مسلح دوسر گیردار عمل می کند.

« دهانه اصلی » طول دهانه دال بتنی روی بلوک: $L = 60\,cm = 0.6\,m$

« دهانه اصلی » در نواری با پهنای یک متر (تیر دوسر گیردار): $M_u = \frac{q_u L^2}{12} = \frac{(1013\times 1)\times 0.6^2}{12} = 30.4\,kg\text{-}m$



تنش کششی حداکثر: $f_{ct} = \frac{M_u.C}{I} = \frac{(30.4\times 10^2)\times 2.5}{\frac{1}{12}\times 100\times 5^3} = 7.3\,kg/cm^2 \cong 0.73\,Mpa$

« دال بتنی در عرض یک متر »

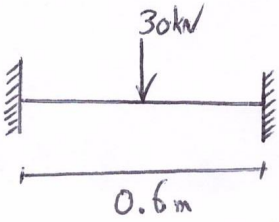
« رابطه ۹-۱۷-۳ مبحث نهم » مدول گسیختگی بتن: $f_r = 0.6\lambda\sqrt{f'_c}$

برای بتن معمولی: $\lambda = 1 \Rightarrow f_r = 0.6 \times 1 \times \sqrt{25} = 3\,Mpa > f_{ct} = 0.73\,Mpa$ ✓ ok

بنابراین ضخامت 5cm کافی می باشد.

توضیح:

در سقف های با کاربری مسکونی و بام که بار متمرکز قابل توجهی وجود ندارد، معمولاً ضخامت حداقل آیین نامه (5cm برای تک پیله استاندارد) جواب می دهد و مشکلی ندارد اما اگر کاربری سقف پارکینگ، کتابخانه، نمازخانه، ورزشگاه و ... باشد که باید بازنده متمرکز موضعی بند ۶-۵-۳-۱ مبحث ششم در سطحی مشخص روی سقف اعمال شود، معمولاً این ضخامت کافی نیست و بتن ترک می خورد. لذا باید ضخامت بیشتری لحاظ شود. برای نمونه وقتی می گوییم سقف محل عبور و پارک خودروهای با وزن 40 تا 90 کیلونیوتن باشد (بند ۱۱-۲ جدول ۶-۵-۱ مبحث ششم) و بار متمرکز 30kN در سطحی به ابعاد 120×120mm اعمال می گردد. (جهت سهولت بار را نقطه ای اعمال می کنیم.)



لنگر حداکثر دهانه: $M_u = \frac{P_u L}{8} = \frac{30 \times 0.6}{8} = 2.25\ kN_m$

for $t_c = 5cm$: $f_{ct} = \frac{(2.25 \times 10^6) \times 25}{\frac{1}{12} \times 1000 \times 50^3} = 5.4\,Mpa > f_r = 3\,Mpa$ N.G

بنابراین باید ضخامت دال بتنی افزایش یابد.

اساس مقطع برای مقطع مستطیلی: $S = \frac{bh^2}{6}$

$f_{ct} = \frac{M_u}{S} = \frac{2.25 \times 10^6}{\frac{1000 \times h^2}{6}} \leq f_r = 3\,N/mm^2 \Rightarrow h \geq 67mm \Rightarrow$ Select : $t_c = 70mm = 7cm$

* تذکر: الته باید گفت این حداقل دو طرفه نیز انجام شود که خارج از حوصله خواسته می باشد.

نتیجه گیری:

توصیه می شود همواره ضخامت دال بتنی کاربری های مسکونی حداقل 5cm و پارکینگ ها حداقل 7cm لحاظ شود.

(توصیه نشریه ۵۴۳ برای پارکینگ ها 8cm می باشد.)

- کنترل عرض تیرچه و فاصله آزاد بین تیرچه ها:

مطابق بند ۹-۹-۱۴-۶-۲ مبحث نهم داریم:

$b_0 \geq 100\,mm$

حداقل عرض پاشنه تیرچه تابعی از تأمین نشیمن بلوک، کنترل برش مقطع، تعداد و سایر ملاحظات مقاومت کششی و حداقل فاصله آزاد بین دو سطح جانبی بلوک های مجاور طرفین یک تیرچه می باشد.

نشیمن بلوک - بند ۲-۳-۲-۴-۴ نشریه ۵۴۳ : $27 \pm 2\,mm$ که در بلوک های پلی استایرن به سبب کاهش عرض مؤثر جان تیرچه، توصیه می شود حداقل عرض $14\,cm$ در نظر گرفته شود.

حداقل فاصله آزاد بین دو بلوک مجاور تیرچه - بند ۲-۳-۲ نشریه ۵۴۳ : $65\,mm$

$b_0 \geq Max\{100mm, 65+2(27)\} = 120\,mm$ ✓ ok

«جدول ۹-۹-۶ مبحث نهم»: حداقل کاور: 30mm

توصیه:

حداقل عرض تیرچه برای دهانه های تا $6m$ برای بلوک پلی استایرن برابر $120mm$ و برای تیرچه با دهانه بین $6m$ تا $7m$ برابر $140mm$ لحاظ شود و کنترل برش برای کلیه تیرچه ها با طول بیش از $5m$ انجام شود.

برای تأمین کاور $b_0 \geq \frac{h}{3.5} = 8.6\,cm$ ✓ ok

در این مثال: Select $b_0 = 140\,mm$

ارتفاع کل تیرچه باید $\leq 3.5\,b_0 = 3.5 \times 140 = 490\,mm$ ($h = 30\,cm < 49\,cm$ ✓ ok)

$4 \leq$ ارتفاع تن پاشنه $\leq 5.5\,cm \Rightarrow$ Select : $5\,cm$

تن پاشنه باید ضوابط بند ۲-۳-۲-۱-ل نشریه ۵۴۳ را تأمین کند.

توصیه و تذکر بسیار مهم:

حداقل رده تن پاشنه C20 می باشد. لذا ضروری است این مقدار حتماً رعایت شود چرا که در اغلب ساختمان های مسکونی برای مهار تأسیسات و یا گرفتن آویز از سقف با یک اشتباه فاحش تن پاشنه را تخریب می کنند و از آن پاجوش آویزی می گیرند. لذا از آنجایی که علیرغم تذکرات مهندس ناظر و مجری بازدیدی از این موارد نامناسب صورت

می گیرد، که نقش مقاومت بتن این ناحیه فاحعه بارز است. لذا در صورتی که بتن دارای مقاومت کافی باشد می توان تنها در موارد نادر از خود بتن به کمک تفنگ های میخ کوب با انفجار چاشنی، اتصال آویزها را گرفت. این مورد در سقف های کناف بسیار به چشم می خورد. (عرض مناسب پاشنه و ضخامت کافی بسیار ضروری می باشد.)

توصیه مهم در ارتباط با ارتفاع تیرچه:

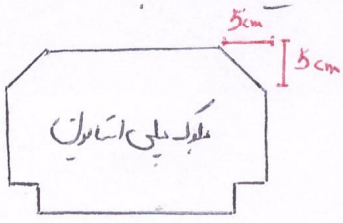
از آنجایی که از آرماتور بالای تیرچه در صورتی که داخل دال بتنی قرار گیرد، می توان به عنوان آرماتور افت و حرارت در راستای تیرچه بهره برد، لذا همواره سعی گردد ارتفاع خود تیرچه بتنی از کف پاشنه تا روی بلوک حداقل 2cm بیشتر از ارتفاع بلوک پرکننده باشد.

«همواره در راحت اطمینان فاصله محور تا محور کنترل شود.»

فاصله آزاد بین تیرچه حداکثر 750mm می باشد. در این مثال: $L_n = 60cm < 75cm$ ✓ ok

توصیه در ارتباط با بلوک آسایش:

بلوک سفتی از نوع پلی استایرن گدازسوز باید شرایط و ضوابط بند ۲-۳-۲-۴ نشریه ۵۴۳ و ویژگی های تعیین شده در استاندارد ملی به شماره ۱۱۱۰۸ را داشته باشد. بعلاوه این بلوک پرکننده باید به منظور تسهیل در عبور بتن به داخل جان تیرچه، در وجه زیرین خود فاقد به ابعاد 5x5 cm بخ بخورد.



- طراحی تیرچه برای خمش:

مطابق بند ۲-۲-۱-۲ نشریه ۵۴۳ در صورتی که شرایط زیر برقرار باشد، طراحی تیرچه مشابه یک عضو بتنی تحت خمش انجام می شود:

۱- هر تیرچه و دال بتنی بالای آن به صورت یک تیر T شکل مجزا در نظر گرفته شود.

۲- عرض مؤثر بال تیر T شکل برابر فاصله محور تا محور تیرچه باشد.

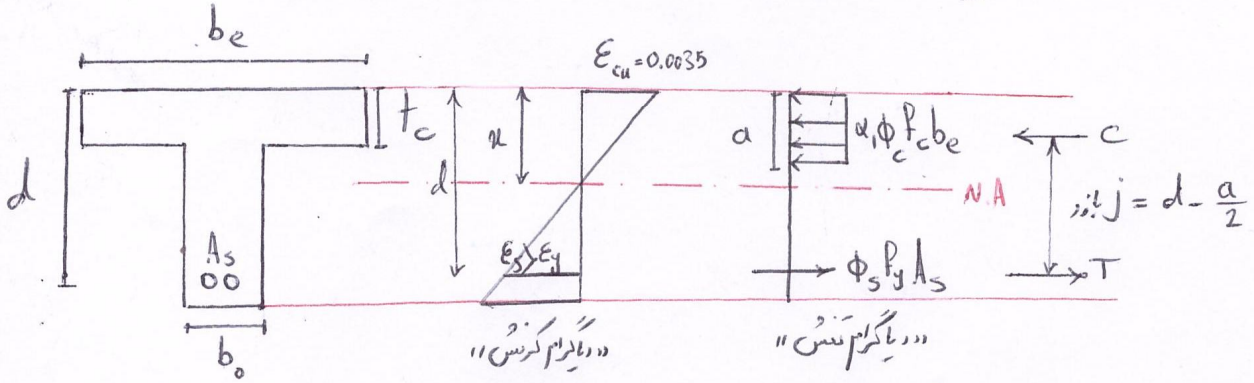
۳- تکیه گاه های تیرچه ها ساده باشد و بار گسترده در راستای طول آن توزیع شده باشد.

۴- تیرچه فاقد تیرریزی محوری باشد.

۵- از آرماتورهای فشاری در تیر در محاسبات صرف نظر شود.

۶- در تعیین ظرفیت برشی مقطع، علاوه بر ظرفیت برشی بتن، ظرفیت برشی آرماتورهای عرضی لحاظ شود.

- دیاگرام تنش و کرنش در حالت حدی نهایی مطابق مبحث نهم:



تعادل نیرو: $\sum f_x=0 \Rightarrow T=C \Rightarrow \phi_s f_y A_s = \alpha_1\phi_c f_c b_e a \Rightarrow a=\dfrac{\phi_s f_y A_s}{\alpha_1\phi_c f_c b_e}$

تعادل لنگر: $M=$ نیرو $\times$ بازو $\Rightarrow \begin{cases} M_r=\alpha_1\phi_c f_c b_e a\left(d-\frac{a}{2}\right) \\ M_r=\phi_s f_y A_s\left(d-\frac{a}{2}\right) \end{cases}$

با جایگذاری a در مورد M_r: $M_r=\phi_s f_y \rho b d^2\left(1-\dfrac{\rho\phi_s f_y}{2\alpha_1\phi_c f_c}\right)$

مطابق بند ۹-۱۴-۱۰-۱-۲ مقادیر $\phi_s=0.85$ ، $\phi_c=0.65$ می باشد.

$\alpha_1=0.85-0.0015 f_c$

تذکر مهم:

درصدی که تیرچه بتنی در کارخانه ساخته شده می توان $\phi_c=0.7$ در نظر گرفت. لذا توصیه می شود برای اطمینان از کیفیت تیرچه و عمل آوری آن، این قطعات در کارخانه ساخته شود و قطعات به عنوان پیش ساخته لحاظ شوند.

عرض مؤثر برای سرمیانی طبق توضیحات بالا (مورد ۲) را بر حاصله حدوداً محدود تیرچه می باشد. همچنین مطابق بند ۹-۱۴-۶-۱-۲ مبحث نهم، عرض مؤثر از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$b_e=\text{Min}\left\{\frac{2L_n}{5}+b_o+16t_c\ ,\ \frac{s_1+s_2}{2}\right\}$$

با فرض تیر بتنی B40x40cm به عنوان تکیه گاه تیرچه بتنی در این مثال داریم:

$$b_e = Min\left\{\frac{2(600-40)}{5}\ ,\ 14+16(5)\ ,\ \frac{60+60}{2}\right\} = 60\,cm$$

« شرط مبحث ۹ نشریه ۵۴۳ را اعمال می کند »

If: $a \leq t_c$ => مقطع مستطیل عمل می کند

Else If: $a > t_c$ => مقطع T شکل عمل می کند

توجه:

در سقف های تیرچه بلوک، معمولاً بلوک تنش مستطیلی (بلوک وتنی) داخل بال قرار می گیرد. لذا در طراحی اینجا با همین فرض پیش می رویم و سپس این فرض را کنترل می کنیم.

$$W_u = Max\left\{1.4D,\ 1.25D+1.5L\right\} = 1013\,kg/m^2$$

عرض بارگیر تیرچه $= 60\,cm = 0.6\,m \Rightarrow q_u = 0.6\times 1013 = 608\,kg/m$

$$M_{u_{max}} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{608\times 6^2}{8} = 2736\,kg\text{-}m \cong 27.36\,kN\text{-}m$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015(25) = 0.8125$$

$$M_r = M_{u_{max}} \Rightarrow 27.36\times 10^6 = 0.85\times 400\times 600\times 270\rho\left(1-\frac{0.85\times 400\rho}{2\times 0.8125\times 0.85\times 25}\right) \Rightarrow$$

$$12.875\rho^2 - \rho + 0.00184 = 0 \longrightarrow \text{حل معادله}: \rho = 0.00189$$

« با فرض فولاد S400 »

نکته:

مطابق جدول ۹-۶-۶ مبحث ۹، برای شرایط متوسط، حداکثر دور تیرچه 30mm است. در ردیف های ۹-۴-۱-۲ و ۹-۴-۱-۳ برای سقف هایی که در معرض شرایط محیطی یا تعرض نباشد، ضخامت پوشش بتن مطابق $Max\left\{d_b\ ,\ \frac{4}{3}D_{max}\right\}$ قابل پذیرش تلقی شده است. لذا از آنجایی که در کارگاه های مسکونی برخی از قسمت ها و فضاها نظیر حمام و دستشویی و حتی آشپزخانه ها در معرض شرایط تعرض می باشند، توصیه می شود حداقل مقدار $h-d \geq 30\,mm$ لحاظ شود.

در این مثال: $d = h - cover - \frac{\Phi}{2} = 270\,mm$

- کنترل فرض $a \le t_c$:

درصدی که فرض فوق برقرار باشد مقطع مستطیل محل گذر و قسمتی از بال مقطع به کشش می افتد. بنابراین سطح مقطع مؤثر از رابطه $A_e = b_e d$ محاسبه می شود. (مستطیل بزرگ)

$$A_s = \rho A_e = 0.00189 \times 600 \times 270 = 306\ mm^2$$

$$a = \frac{\phi_s f_y A_s}{\alpha_1 \phi_c f_c b_e} = \frac{0.85 \times 400 \times 306}{0.8125 \times 0.65 \times 25 \times 600} = 13mm < 50mm \quad \checkmark \text{ ok}$$

«فرض صحیح بوده است.»

مطابق بند ۹-۱۴-۵-۲ مبحث ۹ حداقل آرماتور از رابطه $\rho_{min} \ge Max\left\{\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\right\}$ به دست می آید که مربوط به آرماتور کششی است. در تیرچه های که در آنها جان مقطع در کشش است مشابه با سطح مقطع مؤثر $A_e = b_w d$ می باشد.

این رابطه برای حداکثر آرماتور کششی نیز به ρ_b و یا 2.5٪ سطح مقطع جان محدود می شود. (بند ۹-۱۲-۲-۳-۲-۱ و نشریه ۴۴۲)

حداکثر آرماتور کششی نباید از 8mm (در صورت استفاده از روش نقطه تنش مشابه) 6mm کمتر و حداکثر آن 16mm می باشد. (درصدی که ضخامت بتن بالای تیرچه 5.5cm باشد، در این صورت حداکثر 20mm محدود می شود)

$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$ ، $\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c}{\phi_s} \frac{f_c}{f_y} \frac{700}{700 + f_y}$: مقدار ρ_b در حالت گذر مقطع مستطیلی $\varepsilon_{cu} = 0.0035$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025(25) = 0.9075$$

$$\rho_b = 0.8125 \times 0.9075 \times \frac{0.65}{0.85} \times \frac{25}{400} \times \frac{700}{700+400} = 0.0224$$

b_w d

$$\rho_{min} = Max\left\{\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{25}}{400}\right\} = 0.0035 \rightarrow A_{s_{min}} = 0.0035 \times 140 \times 270 = 132\ mm^2$$

$$\rho_{max} = Min\{0.025, 0.0224\} = 0.0224 \rightarrow A_{s_{max}} = 0.0224 \times 140 \times 270 = 847\ mm^2$$

$$132\ mm^2 < A_s = 306\ mm^2 < 847\ mm^2 \quad \checkmark \text{ ok}$$

** چون در این جدول ها مقادیر داده شده برای سطح مقطع مستطیل گذر است در این حالت نیازی به اضافه کردن ۱۰٪ به سطح محاسباتی نیست.

USE : 2φ14 with $A_s = 2 \times 154 = 308\,mm^2 > 306\,mm^2$ ✓ok

توصیه بسیار مهم :

آرماتور کششی انتخاب شده بایستی استفاده از فولاد S400 می باشد. برای جوشکاری فولاد S400 نیاز به تمهیدات ویژه ای از قبیل استفاده از الکترود E70 و یا جوشکاری با دستگاه CO_2 و سیم مناسب با ظرفیت بالا می باشد. همچنین جوش دادن میلگرد S400 با مشکلاتی همراه است. لذا همواره سعی می شود فولاد مصرفی از S340 فراتر نرود. بنابراین در محاسبات به زاویه فولاد باید توجه نمود و آرماتورهای تعویض نیز باید هم رده آرماتورهای سازه ای باشند.

ضمیمه :

for S340 : $\rho = 0.0022 \Rightarrow A_{s_{req}} = 0.0022 \times 600 \times 270 = 356\,mm^2 \longrightarrow$ USE : 2φ14 + φ10

برای تصمیم گیری نهایی پیرامون آرماتورهای کششی باید کنترل خیز انجام شود.

- تعیین آرماتور خرپایی :

آرماتور خرپایی تیرچه با توجه به طول دهانه، فاصله خرپایی تیرچه، ارتفاع خرپا تیرچه، ضخامت بتن پوششی و فواصل محور میلگرد عرضی در نظر گرفته می شود. همچنین این میلگرد برای جابجایی و حمل و نقل استفاده می شود. بنابراین نباید بیشتر از وزن خود به راحتی تغییر شکل دهد.

دهانه	قطر میلگرد بالایی
4m تا	8mm
۴ تا ۵٫۵ متر	10mm
۵٫۵ متر تا ۷	12mm

«جدول ۲-۲ نشریه ۵۴۳ - پیشنهاد حداقل آرماتور خرپایی»

نکته :

از آنجایی که آرماتور خرپایی تیرچه نیز به عنوان آرماتور فشاری تلقی می شود، لذا در کنترل خیز درازمدت در محاسبه درصد فولاد فشاری بسیار مؤثر است. برای دهانه های بالای 5.5m حداقل قطر یکی از دو آرماتور سراسری پایین در نظر گرفته شود.

برای این مثال : Select top bar : Φ 14

- آرماتورهای عرضی :

حداقل سطح مقطع آرماتورهای عرضی : $A_{V_{min}} = 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$

b_w : عرض جان تیرچه

s : فاصله دو میلگرد عرضی متوالی

فاصله میلگردهای حداقل زاویه میلگرد عرضی نسبت به افق 30° درجه است و این زاویه معمولا از 45° درجه کمتر نیست.

$b_w = 140mm$

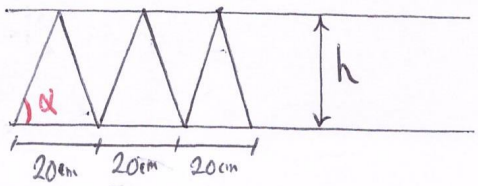
عرضی متوالی در تیرچه ها حداکثر 20cm می باشد.

$S_{max} = 200mm$, $f_y = 340mpa$ $\Rightarrow A_{V_{min}} = 0.35 \times \frac{140 \times 200}{340} = 29\ mm^2$

USE Φ 8 with $A_S = 50\ mm^2 > 29\ mm^2$ ✓ ok

نکته :

با توجه به محدودیت ذکر شده برای حداکثر فاصله دو میلگرد در نشریه 543 ، زاویه های این تیرچه ها برای ارتفاع 20cm و 25cm باید حداقل دارای مقادیر زیر باشد :



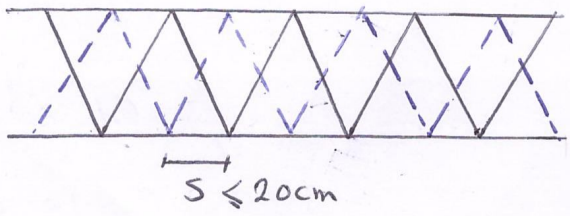
$for\ h = 20cm : \alpha = \tan^{-1} \frac{20}{10} = 63.4°$

$for\ h = 25cm : \alpha = \tan^{-1} \frac{25}{10} = 68.2°$

لذا در نقشه های اجرایی باید حتما مقدار زاویه با افق قید شود.

اگر قرار باشد زاویه از این مقدار کمتر باشد باید میلگردهای عمودی مطابق با الگوی زیر قرار گیرند تا حداکثر $S_{max} = 20cm$ رعایت شود.

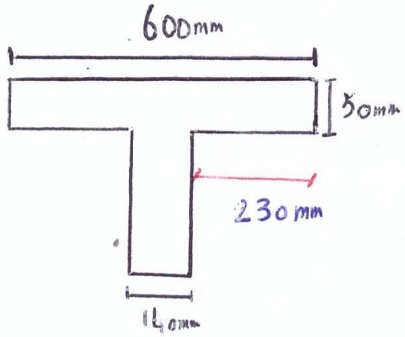
« استفاده از زیگزاگ دوبل به صورت پیش فرض »

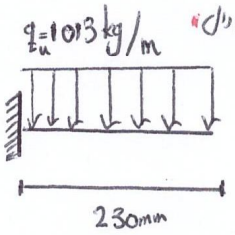


در مواردی که برش حداکثر نیست، می توان روی آرماتورهای عرضی در تحمل برش حساب باز نمود. توصیه می شود برای دهانه های بالاتر از 5m در نواحی تکیه گاهی از مقطع دوبل عرضی استفاده شود.

- طراحی فولاد عرضی بال فشاری و آرماتورهای افت و حرارت:

باری که برای طراحی دال بالای تیرچه ها در نظر گرفته می شود را می توان کمتر از بار وارده تصور نمود. به عبارت دیگر می توان وزن تیرچه بتنی را از آن کم کرد. (وزن تیرچه بتنی و چالدان تیرچه) ولی در جهت اطمینان از همان W_u برای کاهش استفاده می کنیم.





« برای یک متر طول دال »

$$q_u = 1^{m} \times 1013\ kg/m^2 = 1013\ kg/m$$

$$M^-_{u_{max}} = \frac{q_u L^2}{2}$$ برای تیر طره در تکیه گاه

$$\Rightarrow M^-_{u_{max}} = \frac{1013 \times 0.23^2}{2} = 26.8\ kg\text{-}m \simeq 0.27\ kN\text{-}m$$

فولاد بالای دال مقطع 8mm فولاد S340 می باشد.

$$d = h - 25 = 50 - 25 = 25\ mm$$

از روی M_r :

$$0.27 \times 10^6 = 0.85 \times 340 \times 1000 \times 25\rho^2 \left(1 - \frac{0.85 \times 340\rho}{2 \times 0.8125 \times 0.65 \times 25}\right) \Rightarrow$$

$$10.94\rho^2 - \rho + 0.00149 = 0 \Rightarrow$$ حل معادله: $\rho = 0.00152$

$$A_s = 0.00152 \times 1000 \times 25 = 38\ mm^2$$

نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت جمع شدگی به کل سطح مقطع بتن در هر دو امتداد نباید از مقادیر ضابطه ۲-۳-۲-۵ شبکه به S340 کمتر باشد.

For S340 : $A_{sh,T} = 0.002\, b t_c$

$$A_{sh,T} = 0.002 \times 1000 \times 50 = 100\ mm^2 \Rightarrow$$ آرماتور دال : $Max\{38, 100\} = 100\ mm^2$

نکته:

در سقف های تیرچه بلوک معمولا محاسبه میلگرد دال نیازی نیست و میلگرد حرارتی که حداقل آیین نامه می باشد کفایت می کند. همچنین حداقل قطر این میلگرد 6mm و حداکثر فاصله بین دو میلگرد 25cm است. آرماتور بالای تیرچه درصدی که داخل دال تنش بالایی جذب می کند به عنوان آرماتور افت و حرارت (با حفظ فاصله 25cm) استفاده شود.

USE : Φ6 @250mm with $A_s = 113\ mm^2 > 100\ mm^2$

توصیه:

با توجه به اینکه آرماتور با قطر 6mm معمولاً به صورت کلاف در بازار ارائه می شود، لذا بهتر است قطر میلگرد 8mm انتخاب شود.

فولاد دال در راستای تیرچه ها : Φ8 @ 500mm

عمود بر تیرچه ها : Φ8 @ 250mm

- میلگرد منفی: (میلگرد میان منفی)

با وجود طرح تیرچه ها با فرض تکیه گاه ساده لازم است تا آرماتور منفی معادل 15 درصد سطح مقطع آرماتور میان کشش وسط دهانه، در روی تکیه گاه اضافه شود. این میلگرد حداقل تا فاصله $\frac{1}{5}$ دهانه آزاد از تکیه گاه به طرف داخل دهانه ادامه می یابد. همچنین اگر در انتها قلاب به صورت خم 90° باشد، به اندازه $12d_b$ باید خم شود. (قلاب استاندارد)

مساحت مورد نیاز برای میلگرد منفی $= 0.15 \times \overbrace{308}^{2\Phi 14} = 46\ mm^2 \Rightarrow$ USE : 1Φ8 with $A_s = 50\ mm^2$

طول میلگرد میان منفی $= \frac{1}{5} \times 600 = 120\ cm$

« اگر تیرچه داخل تیر کناری قرار دارد، باید خم 90° داخل تیر جا شود. »

- میلگرد و کلاف عرضی: (Tie beam)

کلاف میانی به منظور جلوگیری از پیچش تیرچه ها و توزیع یکنواخت بار روی سقف تیرچه بلوک استفاده می شود. همچنین در مواردی که در کل های بار متمرکز یا دیواری با بار ویژه قابل توجه (دیوارهایی که وزن هر متر طول آن از $2\ kN/m^2$ بیشتر باشد - مبحث ششم) وجود داشته باشد، باید در آنجا کلاف میانی اجرا شود.

حداقل عرض کلاف میانی برابر عرض یا شنه یک تیرچه و ارتفاع آن برابر ارتفاع سقف خواهد بود. تعداد کلاف به صورت زیر است:

الف)
- $LL < 350\ kg/m^2$, $L < 4\ m$ ⇒ کلاف عرضی نیاز نیست.
- $LL < 350\ kg/m^2$, $L > 4\ m$ ⇒ یک کلاف عرضی تعبیه گردد.

مواردی که $LL < 350\ kg/m^2$ است، حداقل سطح مقطع آرماتورهای طولی کلاف برابر نصف سطح مقطع آرماتورهای کشش

وسط دهانه تیرچه می باشد.

ب) $\begin{cases} LL > 350\ kg/m^2 \ , \ L < 4m \Rightarrow & \text{یک کلاف عرضی} \\ LL > 350\ kg/m^2 \ , \ 4m < L < 7m \Rightarrow & \text{دو کلاف میانی} \\ LL > 350\ kg/m^2 \ , \ L > 7m \Rightarrow & \text{سه کلاف میانی} \end{cases}$

برای حالتی که $LL > 350\ kg/m^2$ است، حداقل سطح مقطع آرماتورهای کلاف برابر سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه است.

توصیه:

یکی از انتظاراتی که از سقف تیرچه وجود دارد، تشکیل یک دیافراگم صلب جهت توزیع مناسب نیروی جانبی بین قاب ها می باشد. در این سقف ها معمولاً در جهت عمود بر تیرچه زیری سقف کامل توجیه می باشد و در راستای تیرچه ها مقدار سختی کمتر است. برای جبران این نقص هر چه تعداد کلاف های عرضی بیشتر باشد، عملکرد سقف در راستای تیرچه زیری بهتر خواهد بود. بنابراین همواره سعی گردد تعداد کلاف ها بیشتر از حداقل آیین نامه باشد.

در سقف های تیرچه ظرفی که بدون شیب بندی اجرا می شوند به دلیل رعایت ضابطه $\frac{L}{r_{min}} \leq 200$ عضو فشاری (عضو فشاری) تعداد کلاف های عرضی تابعی از شاخص راسیون عضو فشاری است. برای بازه های مختلف تعداد کلاف عرضی به صورت زیر پیشنهاد می شود. (حداقل تعداد کلاف عرضی)

طول دهانه	$\leq 4m$	$4 < L \leq 5.5m$	$5.5 < L \leq 7m$
تعداد کلاف	N.A	یک	دو

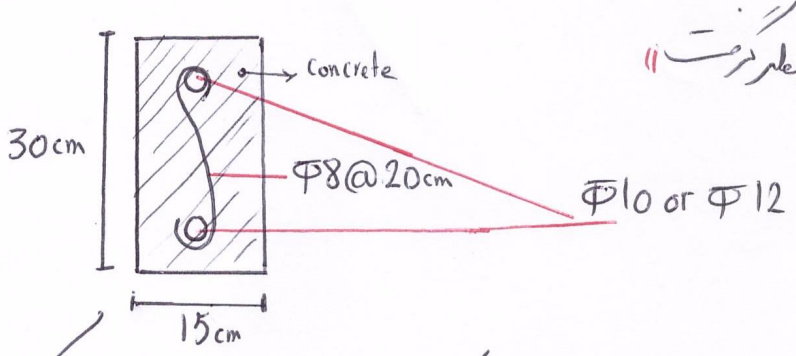
* برای دهانه بالای 7m تیرچه بتنی تک گزینه مناسبی نیست.

حداقل سطح مقطع آرماتورهای کلاف: $A_{s\ Tiebeam} = \frac{1}{2} A_{s\ کششی} = \frac{1}{2} \times 308 = 154\ mm^2$

سطح مقطع هر کدام از میلگردهای مورد نیاز: $\frac{154}{2} = 77\ mm^2 \rightarrow$ USE Φ12 Top and Bot or Φ10

ارتفاع = ضخامت سقف = 30cm , Select : 15cm => عرض باشنه ≥ عرض کلاف عرضی

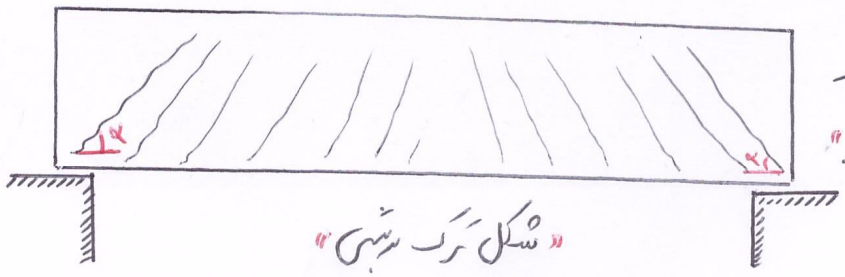
«مشخصات کلافی که باید برای این مثال در نظر گرفت»



- طراحی مقطع برای برش:

در اعضای خمشی همواره سعی بر آن است که شکست برشی پس از شکست خمشی رخ دهد چرا که شکست های خمشی همیشه با یک زنگ خطر برای بهره برداران همراه است. چرا که تسلیم میلگردهای طولی همراه با تغییر شکل های بزرگ تدریجی و عریض شدن ترک ها قبل از خرابی با نشان دادن شکل پذیری، یک پیش آگاهی از خرابی قریب الوقوع را به ما می دهد.

شکست های برشی یک تیر با تکیه گاه ساده به صورت زیر می باشد:



«ترک ها با زاویه 45° از نزدیکی تکیه گاه کشیده می شوند، چه به وسط تیر نزدیکتر شویم، زاویه انتشار کم می یابد»

بنابراین بحث برش در تیرچه ها باید از دو دیدگاه مورد توجه قرار گیرد:

الف - کنترل برش در نواحی تکیه گاهی به کمک آرماتورهای عرضی (اوردک)

ب - کنترل برش مقطع تمام آرماتور در طول تیر.

در تیری که در بالا بارگذاری شده باشد و در پایین روی تکیه گاه قرار گرفته باشد، نزدیکترین ترک های عمودی که در ناحیه تکیه گاه اتفاق می افتند، با زاویه ای در حدود 45° از تکیه گاه دور می شوند. بنابراین بارهایی که در فاصله

d از بر تکیه گاه به تیر وارد می شوند، تا وقتی عملکرد فشاری تن در بالای اولین ترک مورب، مستقیماً به تکیه گاه انتقال یافته و تأثیری بر برش خامت های که ترک مورب را قطع می کنند، نمی گذارند. در صورتی که سه شرط زیر برقرار باشد می توان نیروی برشی V_u را در فاصله d از بر تکیه گاه برای طراحی در نظر گرفت:

۱- عکس العمل تکیه گاه فشاری باشد.

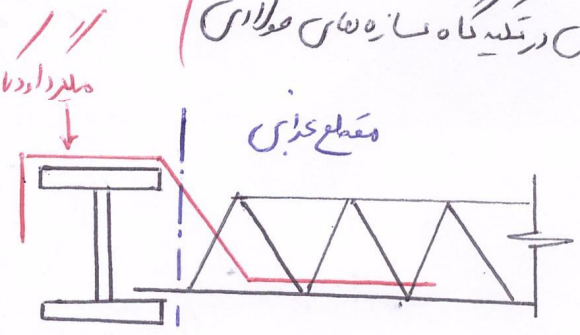
۲- بارگذاری در بالای تیر و نزدیکی بالای تیر انجام شود.

۳- بار متمرکز در فاصله‌ی بر تکیه گاه تا d از آن اثر نکند.

- طراحی میلگرد مورب واقع در تکیه گاه (اودگا):

به دو دلیل زیر وجود این میلگرد در متن تیرچه بتنی ضروری و چشم پوشی از آن اجتناب ناپذیر می باشد:

۱- در محل تکیه گاه هیچ فولادی برای تحمل برش در محل انتقال وجود ندارد و به هر دلیلی که مقاومت برشی تن ناکافی باشد، یک نقطه خرابی و شکست تلقی می شود. (به جز در تکیه گاه سازه های فولادی)



* اگر اودگا نباشد، عضو فولادی برای تحمل برش وجود ندارد.

تذکر:

در متن تیرچه های بتنی در صورتی که از روی برشگیر در تکیه گاه مطابق جدول ۲ استاندارد ملی ۱۲۹۷۷ استفاده شود، نیازی به تعبیه اودگا نمی باشد چرا که این روی برش را در تکیه گاه تحمل می کند.

۲- تحت اثر بارهای جانبی ناشی از زلزله در صورتی که نشیمن تیرچه کم باشد (مانند بال تیرهای فولادی) تیرچه از روی تکیه گاه غلتیده و در صورت عدم وجود اودگا از تکیه گاه جدا شده و کل دیافراگم فروی ریزد. (در عکس های زلزله

این مورد مشاهده شده است.)

مطابق بند ۹-۱۵-۴-۲-۳ مبحث نهم، وقتی که آرماتور برشی شامل یک میلگرد منفرد یا یک ردیف میلگرد متوازی نباشد که عمود

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} \sin\alpha < 1.5 \sqrt{f_c'}\, b_w d$$

در فاصله‌های نزدیک از تکیه‌گاه خم شده‌اند، داریم:

$$q_u = 608\ kg/m \quad , \quad L_e = 6m \quad \Rightarrow V_{u_{max}} = \frac{q_u L}{2} = \frac{608 \times 6}{2} = 1824\ kg = 18.24 kN$$

$$\phi_s = 0.85 \quad , \quad f_{yv} = 340 mpa \quad , \quad \alpha = 45^\circ$$

«حداقل زاویه بالاتر 30° می‌باشد که در مثال 45° است.»

$$V_{u_{max}} = V_s = 0.85 \times A_{sv} \times 340 \times \sin 45 = 18.24 \times 10^3 \Rightarrow A_{sv} = 89.25\ mm^2$$

$$USE\ \Phi 12\ @\ 600\ mm \ \text{ with } A_s = 113 mm^2 > 89.25 mm^2 \quad \checkmark ok$$

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c'} = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{25} = 0.65 Mpa$$

$$V_s = 0.85 \times 113 \times 340 \times \sin 45 = 23091 N < 1.5 \times 0.65 \times 140 \times 270 = 36855 N \quad \checkmark ok$$

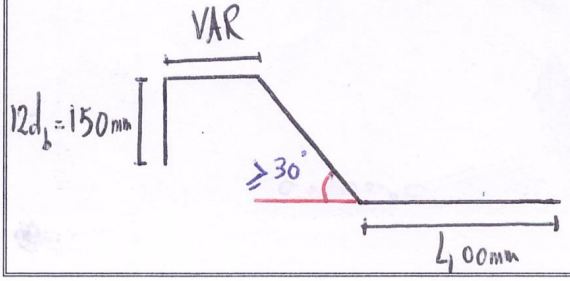
طول گیرایی این میلگرد باید مطابق بند ۹-۲۱-۲-۴ محاسبه شود.

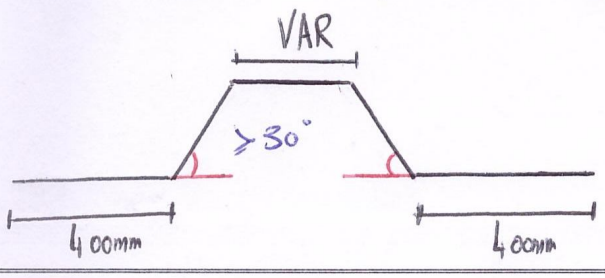
$$L_d = \left[\frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}'}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \geq 300mm$$

$$\alpha = 1 \quad , \quad \beta = 1 \quad , \quad d_b < 20mm \Rightarrow \gamma = 0.8 \quad , \quad \lambda = 1 \quad , \quad \frac{c + k_{tr}}{d_b} = 1.5$$

$$L_d = \frac{0.86 \times 0.85 \times 340 \times 0.8 \times 1}{\sqrt{0.65 \times 25} \times 1.5} \times 12 = 395 mm \simeq 400 mm$$

بنابراین شکل آرماتورها برای دهانه‌های میانی و کناری به صورت زیر می‌باشد:





- کنترل برش مقطع و طراحی آرماتورهای برشی در صورت نیاز:

مقطع مخابی برای کنترل برش به فاصله d از تکیه‌گاه در نظر گرفته می‌شود. بازوی تکیه‌گاه از تیرچه‌ی 400x400mm داریم:

$$q_u = 608\ kg/m \simeq 6.08\ kN/m$$

برش به فاصله d از تکیه‌گاه: $V_u = \frac{q_u L_n}{2} - q_u d = \frac{6.08\times(6-0.4)}{2} - 6.08\times 0.27 = 15.38\ kN$

$$V_r = V_c + V_s \leq 0.25 f_{cd} b_w d$$

توجه:

در محاسبه برش مقاوم از آن‌جایی که قسمتی از جان مقطع توسط نشیمن بلوک‌ها گسسته می‌شود، لذا در محاسبه b_w باید این موضوع در نظر گرفته شود.

بازوی نشیمن 30mm: $b_w = 140 - 2(30) = 80mm$

مطابق بند ۹-۱۵-۳ مبحث نهم:

$$V_c = \nu_c b_w d \quad \text{که} \quad \nu_c = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}$$

$$V_s = \phi_s A_{sv} f_{yv} (\sin\alpha + \cos\alpha)\frac{d}{s_n}$$

برای خاموت مایل:

$$V_c = 0.65\times 80\times 270 = 14040\ N \simeq 14\ kN$$

$V_u > V_c \Rightarrow$ «مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن کافی نمی‌باشد و باید روی میلگردهای جان خاموت بزنیم.»

for $h = 25\ cm \Rightarrow \alpha = 68^\circ$, $s_n = 200mm$ «مراجعه به صفحه ۱۰ برای مقدار α»

$$V_s = V_u - V_c = 15.38 - 14 = 1.38\ kN$$

$$A_{sv} = \frac{V_s . s_n}{\phi_s f_{yv}(\sin\alpha+\cos\alpha)d} = \frac{1.38\times 10^3 \times 200}{0.85\times 340\times 270(\sin 68+\cos 68)} = 2.72\ mm^2$$

$$A_{v_{min}} = 3.5\frac{b_w s}{f_y} = 0.35\times\frac{140\times 200}{340} = 28.8\ mm^2 \Rightarrow A_{sv} = 28.8\ mm^2$$

USE φ8 @ 200mm with $A_s = 50mm^2 > 29mm^2$

تذکر خیلی مهم:

۱- مقاومت برشی تأمین شده در تیرچه ها را می توان به اندازه ۱۰٪ بیشتر از مقدار V_c لحاظ نمود ($1.1V_c$) لذا در این مثال برای بیان طراحی میلگردهای برشی این موضوع لحاظ نشد. با در نظر گرفتن بند ۹-۱۴-۶-۲-۵ مبحث نهم خواهیم داشت:

$V_u = 15.38\ kN < 1.1\ V_c = 1.1 \times 14 = 15.4\ kN$ ← این مقاومت برشی لازم را تأمین می کند و میلگردهای جان ضد لغزش اضافی تحمل برش را افزایش می دهند.

۲- برای دهانه های با دهانه قابل توجه از آنجایی که ممکن شمع های زیر تیرچه ها (جک ها) را در اثر بتن مقاومت نشسته برداشته شوند و بار سقف های بعدی در حین اجرا به آنها وارد شود، بهتر است از دو ردیف میلگرد برای عضو خیز یا استفاده شود.

- کنترل خیز و اعتبارگی مقطع:

همان طور که قبلاً بیان شد با توجه به اینکه سقف های تیرچه بلوک بار دیوارهای تقسیم کننده را تحمل می کنند، لذا علاوه بر کنترل رابطه حدالل ضخامت سقف، کنترل خیز ضروری می باشد. روابطی که برای کنترل اعتبارگی استفاده می شود، مطابق فصل هفدهم مبحث نهم است.

«در مورد اعضای با تکیه گاه ساده» همان اندیس مؤثر اعضاء: $I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3$

لنگر خمشی ترک خوردگی: $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$ ، $f_r = 0.6\lambda\sqrt{f_c}$

اضافه اعتبارگی درازمدت برای بتن از حاصلضرب تغییر شکل آنی ناشی از بار دائمی در λ به دست آورده.

بنابراین تغییر مکان کل:

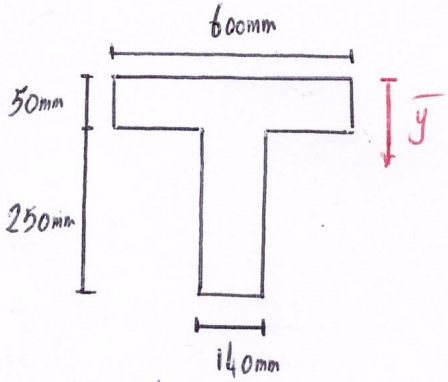
$\Delta_t = \Delta_{D+L} + \lambda\Delta_D$ ، $\lambda = \frac{\varepsilon}{1+50\rho'}$

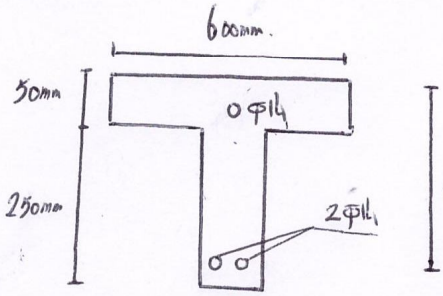
برای بتن ۵ سال پایه جدول ۹-۱۷ : $\xi = 2$

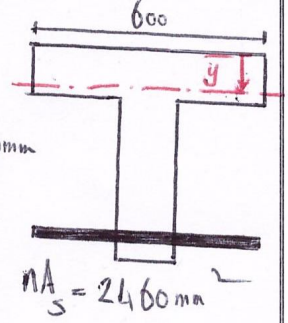
از آنجایی که تغییر شکل یک عضو سازه‌ای تحت آرمه به صورت خطی تابع میزان بارگذاری نیست، لذا تحت عضو آرمه (EI) رابطه‌ی خطی با میزان لنگر خمشی وارد مقطع ندارد. بنابراین برای محاسبه تغییر شکل اضافی ناشی از افزایش بار، لازم است تغییر شکل ایجاد شده در عضو حاصل از افزایش با محاسبه شده و از تغییر شکل ناشی از کل بار کسر گردد. به عبارت دیگر:

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D$$

با توجه به توضیحات فوق به محاسبه و کنترل خیزی پردازیم:







$$\bar{y} = \frac{(600\times50)\times25 + (250\times140)\times175}{600\times50 + 250\times140} = 105.7\,mm$$

$$I_g = \frac{1}{12}\times600\times50^3 + 30000(105.7-25)^2 + \frac{1}{12}\times140\times250^3 + 35000(175-105.7)^2 = 55.2\times10^7 = 552\times10^6\,mm^4$$

برای بتن معمولی: $\lambda = 1 \Rightarrow f_r = 0.6\times1\times\sqrt{25} = 3\,Mpa$

$$M_{cr} = \frac{3\times552\times10^6}{300-105.7} = 8.52\times10^6\,N_mm = 8.52\,kN_m$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2\times10^5}{24943} \cong 8 \Rightarrow nA_s = 8\times2\times\frac{\pi}{4}(14)^2 = 2460\,mm^2$$

برای محاسبه I_{cr} باید از تبدیل ناحیه کشش در محاسبات صرف نظر شود.

با برابر قرار دادن Q_1 و Q_2 حول محور خنثی: $Q_1 = Q_2 \Rightarrow 600 \times \frac{\bar{y}^2}{2} = 2160 \times (270 - \bar{y}) \Rightarrow$

معادله درجه دو: $\bar{y}^2 + 8.2\bar{y} - 2214 = 0 \Rightarrow \bar{y} = 43.13\ mm$

$$I_{cr} = \frac{600 \times 43.13^3}{3} + 2460(270 - 43.13)^2 = 142.6 \times 10^6\ mm^4$$

* همان ارتر یک مقطع مستطیلی حول یکی از اضلاع خود $\frac{bh^3}{3}$ می باشد.

بار زنده بدون ضریب + مرده: $W_{D+L} = 7.5\ kN/m^2 \longrightarrow q_{D+L} = 7.5 \times 0.6 = 4.5\ kN/m$

بار مرده بدون ضریب: $W_D = 4.5\ kN/m^2 \longrightarrow q_D = 4.5 \times 0.6 = 2.7\ kN/m$

M_a حداکثر لنگر خمشی در حالت بهره برداری در روابط دهانه می باشد، بنابراین:

$$(M_a)_{D+L} = \frac{4.5 \times 6^2}{8} = 20.25\ kN\text{-}m$$

$$(M_a)_D = \frac{2.7 \times 6^2}{8} = 12.15\ kN\text{-}m$$

$$(I_e)_{D+L} = 142.6 \times 10^6 + (552 \times 10^6 - 142.6 \times 10^6) \times \left(\frac{8.52}{20.25}\right)^3 = 173 \times 10^6\ mm^4$$

$$(I_e)_D = 142.6 \times 10^6 + (552 \times 10^6 - 142.6 \times 10^6) \times \left(\frac{8.52}{12.15}\right)^3 = 283 \times 10^6\ mm^4$$

میلگرد فوقانی تیر: $\Phi 14$ with $A_s = 154\ mm^2 \Rightarrow \rho' = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{154}{140 \times 270} = 0.00407$

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50(0.00407)} = 1.66$$

برای تیرهای دو سر مفصل (تکیه گاه ساده) حداکثر تغییر مکان در وسط از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\Delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{EI}$$

$$\Delta_{D+L} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4.5 \times 6 \times (6000)^3 \times 10^3}{24943 \times 173 \times 10^6} = 17.6\ mm$$

$$\Delta_D = \frac{5}{384} \cdot \frac{2.7 \times 6 \times (6000)^3 \times 10^3}{24943 \times 283 \times 10^6} = 6.45\ mm$$

$$\Delta_t = \Delta_{D+L} + \lambda \Delta_D = 17.6 + 1.66 \times 6.45 = 28.3\ mm > \frac{Le}{240} = \frac{6000}{240} = 25\ mm \quad N.G$$

$$\Delta_L = \Delta_{D+L} - \Delta_D = 17.6 - 6.45 = 11.15\ mm < \frac{Le}{360} = 16.67\ mm \quad \checkmark ok$$

تذکره:

۱- مقادیر $\frac{Le}{240}$ و $\frac{Le}{360}$ از جدول ۹-۱۷-۱ مبحث نهم برداشته شده است.

۲- اگر توصیه اجرایی افزایش ۱۰٪ سطح مقطع کششی به جهت جلوگیری رعایت نشود، در این مثال مشکل خیر نخواهیم داشت.

$$A_s = 306 \times 1.1 = 337\ mm \rightarrow Select: 2\varphi 14 + \varphi 8$$

۳- اگر بال فوقانی خریا را مطابق توصیه شده ۴۴ میلیمتر در نظر گرفتیم، وضعیت کنترل خیر بحرانی تر می شد.

$$\varphi 12: \rho' = 0.003 \rightarrow \lambda = 1.74 \rightarrow \Delta_t = 29\ mm$$

۴- در فصل سوم شده ۹۴، در مبحث تکیه گاه های موقت اجرای، اجرای خیر مناسبی دارد $\frac{L}{200}$ به طرف بالا به عنوان خیر منفی پیشنهاد شده بود. لازم به توضیح است این خیر منفی به عنوان پیش خیز (Camber) حال پذیرفته زیرا پیش خیزی که در حین ساخت خواسته چه اجمال می شود برای تیران در کنار به خیز واقعاً در تیر لحاظ نمود.