

سازه آنلاین

پیشرو در ارائه خدمات نوین

مهندس عمران

باز گام به گام راه نقشه‌نگاری

ارائه برترین کتابها و جزوات رایگان مهندسی عمران

ارائه کامل ترین آموزشات تصویری دروس دانشگاهی

ارائه آموزشات تصویری نرم افزارهای تخصصی مهندسی عمران

دانلود بهترین و برترین کتابخانه‌های الکترونیکی

دانلود جدیدترین مقالات تخصصی با زبانهای فارسی و لاتین

ارسال جدیدترین خبرنامه ها ویژه مهندسين عمران

ارسال جدیدترین اخبار استخدامی‌های سراسر کشور

انجام محاسبات و ترسیم دیتایل های اجرایی انواع پروژه های دانشجویی

انجام محاسبات انواع سازه‌ها قابل ارائه به سازمان نظام مهندسی

جزوه کلاسی (آمادگی آزمون نظام مهندسی)

سازه های بتن آرمه

دکتر: راسین گرمودی

garmroudiramin@yahoo.com

خواص بتن و فولاد

۱-۱ مقدمه

بتنی را که توسط فولاد مسلح شده است را بتن آرمه گویند. عموماً بتن را به علت ضعف کششی آن، توسط فولاد در ناحیه کششی تقویت می‌کنند. مه مجموعه حاصل را بتن آرمه یا بتن مسلح می‌نامند.

نکته: در آزمایشات مشاهده گردیده است که تیر بتن آرمه ظرفیت باربری حدود ۲۰ برابر تیرهای ساده را از خود نشان می‌دهد.

۱-۲ ویژگی‌های سازه‌های بتن آرمه

- مقاومت فشاری خوب و شکل‌گیری عالی بتن درون قالب.

- چسبندگی قابل قبول بین بتن سخت شده و فولاد.

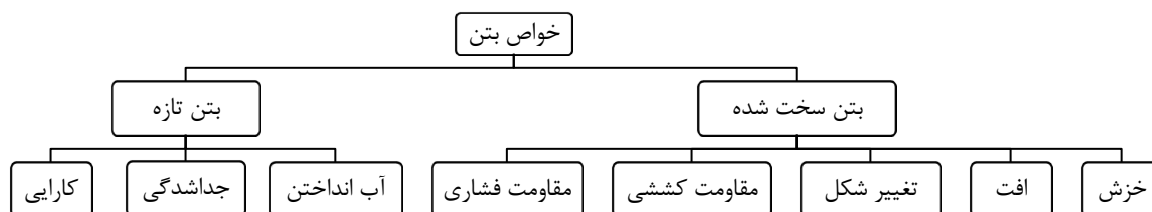
- ضریب انبساط حرارتی یکسان بتن و فولاد.

$$\alpha_{concret} = 1/0 \times 10^{-6} / ^\circ C$$

$$\alpha_{steel} = 1/2 \times 10^{-6} / ^\circ C$$

- مقاومت نسبتاً بالای بتن در مقابل آتش‌سوزی و خوردگی

۱-۳ خواص بتن



مقاومت فشاری بتن

برای تعیین مقاومت فشاری بتن از آزمایشات مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های استاندارد ۲۸ روزه بتن استفاده می‌شود.

نمونه‌ها استاندارد:

۱. نمونه استوانه‌ای $15 \times 30 \text{ cm}$ (استاندارد ایران و آمریکا) با مقاومت فشاری ۲۸ روزه f_c

۲. نمونه مکعبی $15 \times 15 \text{ cm}$ (استاندارد اروپا) با مقاومت فشاری ۲۸ روزه f_{cu}

نکته: در شرایط معمول رابطه زیر بین دو نمونه استاندارد برقرار است.

$$f_c = 0.8 f_{cu}$$

نکته: فقط بتن‌های رده $C20$ ($f_c = 20 \text{ N/mm}^2$) و بالاتر را می‌توان مبنای طراحی قرار داد.

ضرایب تبدیل مقاومت نمونه‌های غیر استاندارد به نمونه استوانه‌ای استاندارد 15×30 سانتیمتر

مقاومت مشخصه در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان بر حسب نمونه استوانه‌ای 15×30 سانتیمتر تعریف می‌گردد. در صورت استفاده از نمونه‌های مکعبی و یا نمونه‌های غیر استاندارد باید مقاومت آنها به مقاومت نظیر نمونه استوانه‌ای تبدیل شوند. برای تبدیل نمونه‌های غیر استاندارد به استاندارد، مبحث نهم ضرایب زیر را پیشنهاد کرده است.

الف) مقاومت نظیر نمونه‌های استوانه‌ای به ابعاد غیر استاندارد به استوانه استاندارد از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\text{مقاومت نمونه ای استوانه به ابعاد } a \times 2a = \frac{a \times 2a}{r_1} = \text{مقاومت نظیر استوانه استاندارد}$$

که در آن مقدار r_1 بر حسب a از جدول زیر به دست می‌آید.

$a \times 2a$	100×200	150×300	200×400	250×500	300×600
r_1	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۱

ب) مقاومت نظیر نمونه‌های مکعبی به ابعاد مختلف نسبت به مکعب 200 میلی‌متری از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\text{مقاومت نمونه مکعبی به ابعاد } b = \frac{b}{r_2} = \text{مقاومت نظیر مکعب به ابعاد } 200 \text{ میلی متر}$$

که در آن مقدار r_2 بر حسب b از جدول زیر به دست می‌آید.

مکعبی b	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰
r_2	۱/۰۵	۱/۰۰	۱/۱۰۰	۰/۹۵	۰/۹

پ) مقاومت نظیر نمونه‌های مکعبی ۲۰۰ میلی‌متری نسبت به استوانه استاندارد از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\text{مقاومت نمونه مکعبی به ابعاد } 200 \text{ میلی متر} = \frac{\text{مقاومت نظیر استوانه استاندارد}}{r_3}$$

که در آن r_3 بر حسب محدوده مقاومت فشاری نمونه مکعبی ۲۰۰ میلی‌متری از جدول زیر به دست می‌آید.

مقاومت فشاره نمونه مکعبی (MPa)	≤ 25	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵
r_3	۱/۲۵	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰
مقاومت فشاره نمونه استوانه‌ای (MPa)	با توجه به ضریب	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰

مقاومت کششی

بطوری که آزمایشات نشان می‌دهد مقاومت کششی بتن در حدود ۷ تا ۱۱ درصد مقاومت فشاری آن می‌باشد.

📖 مطابق مبحث نهم و آیین‌نامه آبا مقاومت کششی بتن در لحظه گسیختگی بصورت زیر تعریف می‌شود.

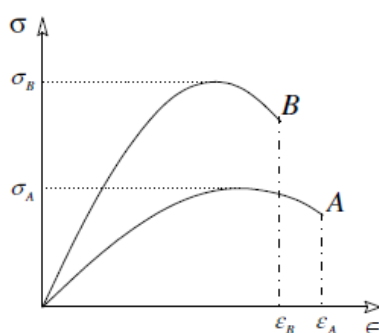
$$f_r = 0.63 \sqrt{f_c}$$

که در آن:

f_c : مقاومت ۲۸ روزه نمونه استاندارد بر حسب N/mm^2

تغییر شکل تحت فشار

نمودار تنش کرنش-کرنش بتن که نشانگر رفتار بتن در برابر نیروی فشاری می‌باشد، می‌توان بصورت زیر تعریف کرد. شکل نمودار وابسته به مقاومت، عمر بتن در هنگام بارگذاری، سرعت بارگذاری، مصالح بتن، نوع و اندازه نمونه دارد.



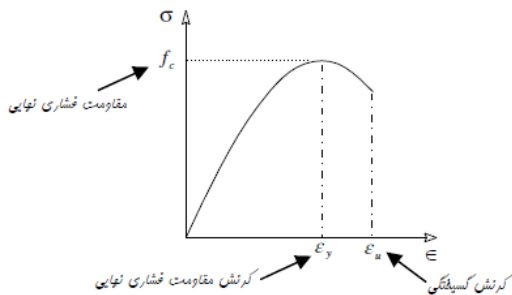
نکته: نمودار در قسمت‌های اولیه خطی و در تنش‌های بالا دارای انحنا می‌باشد.

نکته: بتن‌های دارای مقاومت پایین (نمونه A) تغییر شکل بیشتر دارند ($\sigma_A > \sigma_B \leftarrow \varepsilon_A > \varepsilon_B$).

نکته: کرنش در هنگام مقاومت نهایی در حدود ۰/۰۱۵ الی ۰/۰۰۳ می‌باشد.

نکته: کرنش در هنگام گسیختگی در حدود ۰/۰۰۳ الی ۰/۰۰۴ می‌باشد.

مطابق مبحث نهم کرنش در دورترین تار فشاری بتن ۰/۰۰۳ در نظر گرفته می‌شود.



افت

تغییر حجم بتن بدون وابستگی به تاثیر نیروهای خارجی را افت یا جمع شدگی تن گویند.

خزش

تغییر شکل پی در پی بتن به مرور زمان تحت اثر بار ثابت (با شرط اینکه تنش در محدوده الاستیک باشد) را خزش می‌گویند.

۴-۱ ضوابط پذیرش بتن

مطابق مبحث نهم مشخصات بتن در صورتی منطبق بر رده مود نظر و از لحاظ مقاومتی قابل قبول تلقی می‌شود که حداقل یکی از شرایط (الف) و (ب) برقرار باشد.

الف) در آزمایش سه نمونه برداری متوالی، مقاومت هیچ کدام کمتر از مقاومت فشاری مشخصه نباشد:

$$f_1, f_2, f_3 \geq f_c (N/mm^2)$$

ب) متوسط مقاومت‌های سه نمونه برداری حداقل ۱/۵ مگاپاسکال بیشتر از مقاومت فشاری مشخصه باشد و کوچکترین مقاومت نمونه‌ها از مقاومت فشاری مشخصه بیش از ۴ مگاپاسکال کمتر نباشد:

$$\bar{f}_c = \frac{f_1 + f_2 + f_3}{3}, \quad f_{min} = \min(f_1, f_2, f_3)$$

$$\bar{f}_c \geq f_c + 1/5 (N/mm^2), \quad f_{min} \geq f_c - 4$$

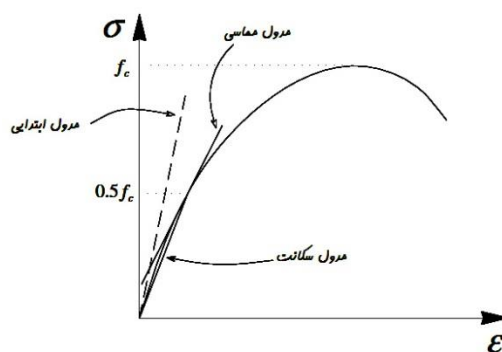
۵-۱ مدول الاستیسته بتن E_c

با توجه به اینکه برخلاف فولاد نمودار تنش - کرنش بتن بصورت خطی نمی‌باشد. بنابراین نمی‌توان مدول الاستیسته مشخص و ثابتی برای آن در نظر گرفت. به همین جهت مدول ابتدایی، مدول مماسی و مدول سکانت استفاده می‌گردد.

- مدول ابتدایی: شیب خط مماس به ابتدای منحنی تنش-کرنش را مدول ابتدایی می‌گویند.

- مدول مماسی: شیب خط مماس به منحنی تنش-کرنش در هر نقطه از منحنی را مدول مماسی می‌گویند.

- مدول سکانت: شیب خط مماسی را که نقطه ابتدای منحنی را به نقطه نظیر تنش $0.5 f_c$ متصل می‌کند را مدول سکانت گویند.



نکته: مدول الاستیسته بتن ثابت نیست و بستگی به مقدار f_c دارد. از مدول سکانت نظیر ۲۵ تا ۵۰ درصد مقاومت بتن بعنوان مدول الاستیسته استفاده می‌شود.

📖 مطابق مبحث نهم مدول الاستیسته بتن از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$f_c = 5000 \sqrt{f_c}$$

که در آن:

f_c : مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استاندارد برحسب N/mm^2

۶-۱ فولاد

فولاد آلیاژی پرمقاومت و شکل‌پذیر است که از آهن و کربن و عناصر دیگر از قبیل منگنز ساخته می‌شود. با توجه به مقدار عناصر فوق خاصیت آن تغییر می‌کند.

نکته: با افزایش مقدار کربن به آهن مقاومت باعث افزایش مقاومت و کاهش شکل‌پذیری می‌شود.

نکته: میزان کربن فولاد در حدود ۰/۲ تا ۰/۳ درصد می‌باشد.

نکته: افزودن منگنز به آهن باعث افزایش مقاومت می‌گردد.

نقش فولاد در سازه‌های بتنی عمدتاً به سه صورت زیر می‌باشد.

۱- تحمل کشش مستقیم

۲- تحمل کشش ناشی از برش

۳- تحمل فشار در عناصر فشاری و خمشی

میلگردها (آرماتور)

فولاد معمولاً در سازه‌های بتنی به صورت میلگرد استفاده می‌شود. میلگردها به دو صورت ساده و آجدار در بازار موجود می‌باشند. میلگردهای ساده فقط می‌توانند بعنوان میلگرد دورپیچ در سازه‌های بتن‌آرمه بکار روند و استفاده از آنها به عنوان میلگرد سازه‌ای غیر از موارد فوق، در سازه‌های بتن‌آرمه مجاز نیست.

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

مطابق مبحث نهم: مدول الاستیسته فولاد

رده بندی مکانیکی میلگردهای فولادی (مبحث نهم مقررات ملی ساختمان)

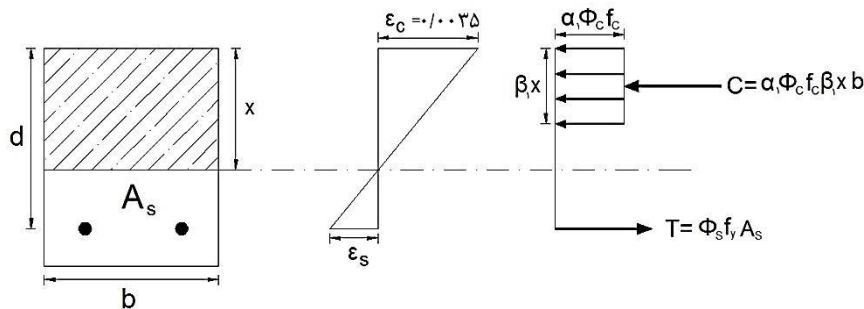
رده	علامت مشخصه در استاندارد ملی ۳۱۳۲ ایران	حداقل مقدار مجاز مقاومت کششی (N/mm^2) حداکثر فولاد	f_{yk} (N/mm^2)	طبقه بندی از نظر شکل رویه	رده از نظر سختی
S_{240}	س ۲۴۰	۳۶۰	۲۴۰	ساده	نرم
S_{340}	آج ۳۴۰	۵۰۰	۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت
S_{400}	آج ۴۰۰	۶۰۰	۴۰۰	آجدار جناقی	نیم سخت
S_{500}	آج ۵۰۰	۶۵۰	۵۰۰	آجدار مرکب	سخت

نکته: رده میلگردهای بکار برده در قاب و اجزای لبه‌ای دیوارهای مقاوم در برابر زلزله و همچنین فولادهای دورپیچ، برشی و اصطکاکی نباید بالاتر از S_{400} باشد.

طراحی اعضای خمشی

۲-۱ فرضیات طراحی تیر مستطیلی براسای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

به منظور سهولت در طراحی، آیین‌نامه استفاده از یک توزیع تنش فشاری مستطیلی بجای توزیع تنش‌های دقیق‌تر را برای بتن مجاز می‌داند. این توزیع در شکل زیر نشان داده شده است.



در بلوک تنش مستطیلی معادل، از تنش متوسطی برابر با $\alpha_1 \times \phi_c f_c$ و ارتفاع $\beta_1 x$ استفاده می‌شود. ضرایب α_1 و β_1 وابسته به مقدار f_c بوده و از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c \geq 0.67$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 f_c \geq 0.67$$

در این حالت تغییر شکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری برابر ۰/۰۰۳۵ منظور می‌شود.

نکته: در روابط فوق ϕ_c و ϕ_s ضرایب ایمنی جزئی هستند که بصورت زیر تعریف می‌شوند.

$$\phi_c = 0.65$$

الف) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات درجا

$$\phi_c = 0.7$$

ب) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات پیش ساخته

$$\phi_s = 0.85$$

ج) ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد

$$C = \alpha_1 \phi_c f_c \beta_1 x = \alpha_1 f_{cd} \beta_1 x b$$

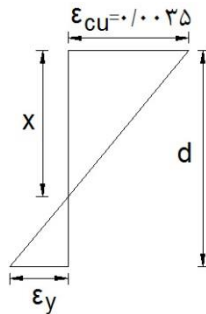
نیروی فشاری بتن:

$$T = \phi_s f_y A_s = f_{yd} A_s$$

نیروی کششی فولاد:

٢-٢ مقطع بالانس

به مقطعی اطلاق می‌شود که همزمان با رسیدن کرنش بتن به $\varepsilon_{cu} = 0.035$ فولاد کششی نیز به حدی جاری شدن برسد ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$). عمق تار خشی در مقطع بالانس یک مقدار واحد است که رابطه زیر بدست می‌آید.



$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{. / . 35}{. / . 35 + \varepsilon_y}$$

با ضرب صورت و مخرج رابطه فوق در $E_S = 2 \times 10^5$ داریم:

$$\frac{x}{d} = \frac{\gamma_{..}}{\gamma_{..} + f_{\gamma}}$$

نکته: درصد فولاد کششی در مقطع بالانس از رابطه زیر بدست می آید.

$$\rho_b = \alpha, \beta, \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{\gamma_{\dots}}{\gamma_{\dots} + f_y} \right)$$

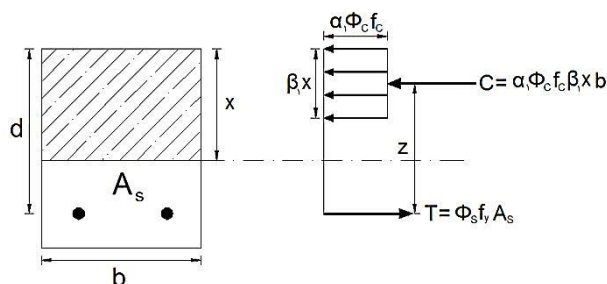
📖 مطابق مبحث نهم: حداکثر درصد فولاد ρ_{max} محدود به درصد فولاد بالانس و می باشد.

$$\rho_{max} = \min(\rho_b, \cdot / \cdot 25)$$

۳-۲ طراحی تیرهای بتن آرمه مستطیلی با فولاد کششی تنها

بدست آوردن لنگر مقاوم مقطع در صورت معلوم بودن ابعاد و مقدار فولاد کششی

با توجه به توزیع تنش مستطیلی داریم:



$$C = \alpha_{\setminus} \phi_c f_c \beta_{\setminus} x = \alpha_{\setminus} f_{cd} \beta_{\setminus} x b$$

$$T = \phi_s f_v A_s = f_{vd} A_s$$

$$T = C \rightarrow f_{yd}A_s = \alpha_s f_{cd} \beta_s x b \rightarrow x = \frac{f_{yd}A_s}{\alpha_s f_{cd} \beta_s b}$$

$$M_r = T \times Z = T \left(d - \frac{\beta_1 x}{r} \right)$$

$$M_r = A_s f_{yd} \left(d - \frac{A_s f_{yd}}{\gamma \times \alpha_1 f_{cd} b} \right)$$

📖 مطابق مبحث نهم لنگر مقاوم نباید از مقدار زیر تجاوز نماید.

$$M_{r\max} = 0.12 f_c b d^2$$

مراحل گام به گام طراحی مقاطع تحت اثر خمش وقتی ابعاد تیر معلوم باشد

در این حالت (b, d, f_y, f_c) و لنگر نهایی وارد بر تیر (M_u) معلوم هستند و هدف بدست آوردن مقدار فولاد کششی (A_s) می باشد.

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1 :

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \geq 0.67$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \geq 0.67$$

گام دوم: محاسبه مقدار R :

$$R = \frac{M_u}{f_{cd} b d^2}$$

گام سوم: محاسبه مقدار q :

$$q = \alpha_1 - \sqrt{\alpha_1^2 - 2\alpha_1 R}$$

گام چهارم: محاسبه درصد فولاد ρ :

$$\rho = q \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

گام پنجم: مقایسه مقدار ρ با $\rho_{\min}$ و $\rho_{\max}$:

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\rho_{\max} = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\min} = \max \left[\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right]$$

گام ششم: محاسبه مقدار فولاد کششی و انتخاب میلگرد و آرایش مناسب

$$A_s = \rho b d$$

نکته: درصد فولاد مقطع بالانس به ابعاد بستگی ندارد، و به مشخصات مصالح بستگی دارد

نکته: مقدار فولادی کشش را می توان مستقیماً از رابطه زیر محاسبه کرد.

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\gamma M_u}{\alpha_1 f_{cd} b d^2}} \right]$$

مطابق مبحث نهم: اگر $\rho < \rho_{min}$ و $\rho > \rho_{max}$ می توان مقدار درصد فولاد محاسباتی، می توان مقدار درصد فولاد لازم برابر ρ در نظر گرفته می شود.

مراحل گام به گام طراحی مقاطع تحت اثر لنگر خمشی وقتی ابعاد تیر مجهول باشد

در این حالت (M_u, f_c, f_y) معلوم هستند و هدف بدست آوردن ابعاد b و d به طوری که به فولاد فشاری نیاز نباشد.

گام اول: بدست آوردن درصد فولاد ماکزیمم

$$\rho_b = \rho_{max} = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{\gamma_{00}}{\gamma_{00} + f_y} \right)$$

گام دوم: بدست آوردن ابعاد مقطع

$$b d^2 = \frac{M_u}{\rho_b f_{yd} \left(1 - \gamma_{05} \rho_b \frac{f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd}} \right)}$$

ابعاد مقطع b و d را طوری انتخاب می کنیم که رابطه فوق برقرار باشد.

مطابق مبحث نهم: حداقل ارتفاع تیر را براساس طول دهانه به صورت جدول زیر پیشنهاد می کند.

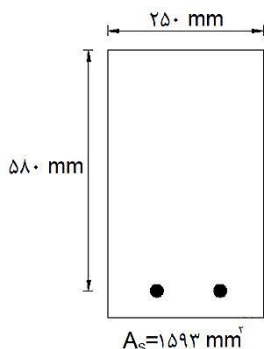
جدول ۱-۲ حداقل ارتفاع تیر بر اساس معیار خیز

نوع آرماتور	با تکیه گاه های ساده	با تکیه گاه های پیوسته از یک طرف	با تکیه گاه های پیوسته از دو طرف	کنسول
S۴۰۰	$\frac{l}{۱۶}$	$\frac{l}{۱۸/۵}$	$\frac{l}{۲۱}$	$\frac{l}{۸}$
S۳۴۰	$\frac{l}{۱۸}$	$\frac{l}{۲۱}$	$\frac{l}{۲۴}$	$\frac{l}{۹}$

گام سوم: مقدار فولاد کششی از رابطه زیر بدست می آید.

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\gamma M_u}{\alpha_1 f_{cd} b d^2}} \right]$$

تمرین ۱-۲ یک تیر بتن آرمه با مشخصات زیر داده شده است. لنگر خمشی مقاوم نهایی مقطع و همچنین عمق تار خنثی و درصد فولاد مقطع بالانس را محاسبه کنید. ($f_c = 25 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$)



حل: لنگر مقاوم مقطع از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$M_r = A_s f_{yd} \left(d - \frac{A_s f_{yd}}{2 \times \alpha_1 f_{cd} b} \right)$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c = 0.65 \times 25 = 16.25 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = 0.85 \times 400 = 340 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 \times 25 = 0.81$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 \times 25 = 0.91$$

$$M_r = 1593 \times 340 \left(510 - \frac{1593 \times 340}{2 \times 0.81 \times 16.25 \times 250} \right) = 26956562/8 \text{ N.mm} \approx 270 \text{ KN.m}$$

عمق تار خنثی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$T = C \rightarrow f_{yd} A_s = \alpha_1 f_{cd} \beta_1 x b \rightarrow x = \frac{f_{yd} A_s}{\alpha_1 f_{cd} \beta_1 b}$$

$$x = \frac{340 \times 1593}{0.81 \times 16.25 \times 0.91 \times 250} = 180 \text{ mm}$$

درصد فولاد مقطع بالانس

$$\rho_{max} = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right) = 0.81 \times 0.91 \times \frac{16.25}{340} \left(\frac{700}{700 + 400} \right) = 0.22 \%$$

تمرین ۲-۲ یک تیر بتن آرمه به ابعاد $b = 250 \text{ mm}$ و $d = 400 \text{ mm}$ مفروض است. با فرض $f_c = 30 \text{ MPa}$ و $f_y = 400 \text{ MPa}$ ، مطلوب است تعیین مقدار فولاد کششی لازم این تیر برای تحمل لنگرهای بهره برداری زیر:

$$M_D = 50 \text{ KN.m}, M_L = 75 \text{ KN.m}$$

حل:

$$\text{ترکیب بار} = 1/25 \text{ DL} + 1/5 \text{ LL}$$

$$M_u = 1/25 M_D + 1/5 M_L = 1/25 \times 50 + 1/5 \times 75 = 17.5 \text{ KN.m}$$

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1 :

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c = 0.85 - 0.015 \times 30 = 0.8$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 f_c = 0.97 - 0.025 \times 30 = 0.89$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c = 0.65 \times 30 = 19.5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = 0.85 \times 400 = 340 \text{ MPa}$$

گام دوم: محاسبه مقدار R :

$$R = \frac{M_u}{f_{cd} b d^2} = \frac{175 \times 10^6}{19.5 \times 250 \times 400^2} = 0.22$$

گام سوم: محاسبه مقدار q :

$$q = \alpha_1 - \sqrt{\alpha_1^2 - 2 \alpha_1 R} = 0.8 - \sqrt{0.8^2 - 2 \times 0.8 \times 0.22} = 0.26$$

گام چهارم: محاسبه درصد فولاد ρ :

$$\rho = q \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.26 \times \frac{19.5}{340} = 0.15$$

گام پنجم: مقایسه مقدار ρ با ρ_{min} و ρ_{max} :

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$\rho_{max} = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right) = 0.8 \times 0.89 \times \frac{19.5}{340} \left(\frac{700}{700 + 400} \right) = 0.26$$

$$\rho_{min} = \max \left[\frac{1/4}{f_y} = \frac{1/4}{400} = 0.0035, \quad \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{30}}{400} = 0.0034 \right]$$

درصد فولاد قابل قبول می‌باشد.

گام ششم: محاسبه مقدار فولاد کششی و انتخاب میلگرد و آرایش مناسب

$$A_s = \rho b d = 0.15 \times 250 \times 400 = 1500 \text{ mm}^2$$

اگر از میلگرد شماره ۲۶ استفاده کنیم

$$\Phi 26 \rightarrow A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 26^2}{4} = 530.9 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A} = \frac{1500}{530.9} = 2.8 \approx 3 \rightarrow \text{use } 3\Phi 26$$

می‌توان بجای گام‌های بالا مقدار فولاد کششی را از رابطه زیر بدست آورد.

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\gamma M_u}{\alpha_1 f_{cd} b d}} \right] = \frac{0.1 \times 19.5 \times 250 \times 400}{340} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 175 \times 10^6}{0.1 \times 19.5 \times 250 \times 400^2}} \right]$$

$$= 1547 \text{ mm}^2$$

تمرین ۲-۲ مطلوب است تعیین ابعاد و درصد فولاد لازم برای یک تیر بتن آرمه به طول دهانه ۴/۵ متر برای تحمل لنگر خمشی نهایی 230 KN.m ، تیر دارای تکیه‌گاه ساده است. ($f_y = 300 \text{ MPa}$, $f_c = 20 \text{ MPa}$)

حل:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c = 0.85 - 0.015 \times 20 = 0.82$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 f_c = 0.97 - 0.025 \times 20 = 0.92$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c = 0.65 \times 20 = 13 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = 0.85 \times 300 = 255 \text{ MPa}$$

گام اول: بدست آوردن درصد فولاد ماکزیمم

$$\rho_{max} = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{\gamma_0}{\gamma_0 + f_y} \right) = 0.82 \times 0.92 \times \frac{13}{255} \times \left(\frac{\gamma_0}{\gamma_0 + 300} \right) = 0.27 \rightarrow \rho_b = 0.25$$

گام دوم: بدست آوردن ابعاد مقطع

$$b d^3 = \frac{M_u}{\rho_b f_{yd} \left(1 - 0.5 \rho_b \frac{f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd}} \right)}$$

$$b d^3 = \frac{230 \times 10^6}{0.25 \times 255 \times \left(1 - 0.5 \times 0.25 \times \frac{255}{0.82 \times 13} \right)} = 55.54 \times 10^6$$

با آزمون خطا مقدار d و b را بدست می‌آوریم:

$$\text{try: } d = 400 \text{ mm}, b = 300 \text{ mm} \rightarrow b d^3 = 48 \times 10^6 < 55.54 \times 10^6 \text{ NO}$$

$$\text{try: } d = 450 \text{ mm}, b = 300 \text{ mm} \rightarrow b d^3 = 60.75 \times 10^6 > 55.54 \times 10^6 \text{ OK}$$

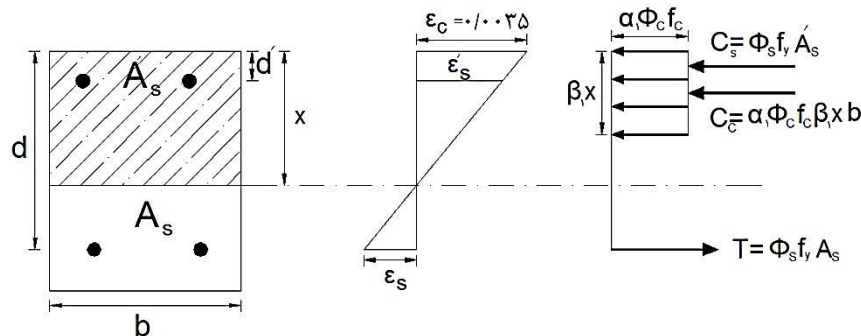
گام سوم: مقدار فولاد کششی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\alpha_1 f_{cd} b d^2}} \right] = \frac{0.82 \times 13 \times 300 \times 450}{225} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 230 \times 10^6}{0.82 \times 13 \times 300 \times 450^2}} \right]$$

$$A_s = 2625/38 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{use: } 4\Phi 30.$$

۲-۴ طراحی تیرهای بتن آرمه مستطیلی با فولاد کششی و فولاد فشاری

اگر لنگر وارد به تیر بیشتر از لنگر مقاوم آن با حداکثر مجاز فولاد کششی باشد. و افزایش ابعاد مقطع به دلایلی امکان پذیر نباشد، لنگر مقاوم اضافی مورد نیاز باید با قرار دادن فولادهای فشاری تامین شود. در شکل زیر مقطع چنین تیری با فولاد کششی A_s و فولاد فشاری $\bar{A}_s$ نشان داده شده است.



نکته: اگر $0.025 < \rho < \rho_b$ باشد، نیاز به فولاد فشاری داریم

نکته: اگر $\rho > 0.025$ باشد، مقطع کفایت ندارد.

نکته: درصد فولاد متعادل در مقطع داری فولاد کششی و فشاری برابر:

$$\bar{\rho}_b = \rho_b + \dot{\rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, \dot{\rho} = \frac{\bar{A}_s}{bd}$$

$$\bar{\rho}_{max} = \bar{\rho}_b$$

نکته: اگر $\rho > \rho_{max}$ باشد، مقطع با فولاد فشاری طراحی شده است و فولاد کششی جاری می شود

نکته: اگر $\rho - \dot{\rho} > \rho_b$ باشد، فولاد فشاری جاری می شود. اگر $\rho - \dot{\rho} < \rho_b$ فولاد کششی جاری می شود.

اگر مقطع کم فولاد باشد وجود آرماتور فشاری باعث افزایش تقریباً ۱۰ درصدی لنگر مقاوم مقطع می گردد. در صورتی که اگر مقطع پر فولاد باشد افزایش لنگر مقاوم مقطع بعلت وجود آرماتور فشاری قابل توجه خواهد بود. همچنین وجود فولاد فشاری موجب کاهش خزش و تغییر شکل های بلند مدت خواهد شد.

بدست آوردن لنگر مقاوم نهایی مقطع تیر خمشی با فولاد کششی و فشاری

ابعاد و مقدار فولاد کششی و فشاری معلوم است.

با نوشتن تعادل بین نیروهای فولاد و بتن داریم:

$$T = C_c + C_s$$

$$A_s f_{yd} = \alpha_1 f_{cd} b \beta_1 x + \bar{A}_s (\phi_s f_y - \beta_1 f_{cd}) \rightarrow x = \frac{A_s f_{yd} - \bar{A}_s (\phi_s f_y - \beta_1 f_{cd})}{\alpha_1 f_{cd} b \beta_1}$$

مقدار لنگر مقاوم نهایی مقطع از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$M_r = C_s (d - \hat{d}) + C_c \left(d - \frac{\beta_1 x}{\gamma} \right)$$

مراحل گام به گام طراحی مقطع تحت اثر خمش با نیاز فولاد کششی و فشاری

(b, d, f_y, f_c) و لنگر نهایی وارد بر تیر (M_u) معلوم هستند و هدف بدست آوردن مقدار فولاد کششی (A_s) و فولاد فشاری ($\bar{A}_s$) می باشد.

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1 :

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c \geq 0.67$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 f_c \geq 0.67$$

گام دوم: محاسبه مقدار A_{smax} :

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{\gamma_0}{\gamma_0 + f_y} \right)$$

$$A_{smax} = \rho_b b d$$

گام سوم: محاسبه مقدار M_{rmax} :

$$M_{rmax} = A_{smax} f_{yd} \left(d - \frac{\beta_1 x}{\gamma} \right)$$

$$\beta_1 x = \frac{A_{smax} f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b}$$

اگر $M_{rmax} < M_u$ باشد، احتیاج به فولاد فشاری است.

گام چهارم: محاسبه مقدار A_{ss} :

$$A_{ss} = \frac{M_u - M_{rmax}}{f_{yd}(d - \hat{d})}$$

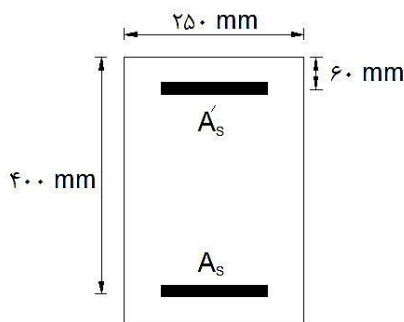
گام پنجم: محاسبه مقدار فولاد کششی A_s :

$$A_s = A_{smax} + A_{ss}$$

گام ششم: محاسبه مقدار فولاد فشاری $\hat{A}_s$:

$$\hat{A}_s = \frac{M_u - M_{rmax}}{(f_{yd} - \alpha_1 f_{cd})(d - \hat{d})}$$

تمرین ۲-۴ مطلوب است طراحی آرماتورهای لازم برای مقطع نشان داده شده در شکل زیر، لنگر نهایی وارد بر مقطع برابر 288 KN.m می باشد. ($f_c = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$)



حل:

$$f_{cd} = \phi_c f_c = 0.65 \times 20 = 13 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = 0.85 \times 300 = 255 \text{ MPa}$$

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1 :

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c = 0.85 - 0.0015 \times 20 = 0.82$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c = 0.97 - 0.0025 \times 20 = 0.92$$

گام دوم: محاسبه مقدار A_{smax} :

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right) = 0.82 \times 0.92 \times \frac{13}{255} \times \left(\frac{700}{700 + 300} \right) = 0.27 \rightarrow \rho_b = 0.25$$

$$A_{smax} = \rho_b b d = 0.25 \times 250 \times 400 = 25000 \text{ mm}^2$$

گام سوم: محاسبه مقدار M_{rmax} :

$$\beta_1 x = \frac{A_{smax} f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b} = \frac{2500 \times 255}{0.82 \times 13 \times 250} = 239/21 \approx 240 \text{ mm}$$

$$M_{rmax} = A_{smax} f_{yd} \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) = 2500 \times 255 \times \left(400 - \frac{240}{2} \right) = 178/5 \text{ KN.M} < 288 \text{ KN.m}$$

احتیاج به فولاد فشاری است.

گام چهارم: محاسبه مقدار A_{ss} :

$$A_{ss} = \frac{M_u - M_{rmax}}{f_{yd}(d - \hat{d})} = \frac{(288 - 178/5) \times 10^6}{255 \times (400 - 60)} = 1262/98 \text{ mm}^2$$

گام پنجم: محاسبه مقدار فولاد کششی A_s :

$$A_s = A_{smax} + A_{ss} = 1262/98 + 2500 = 3762/98 \text{ mm}^2$$

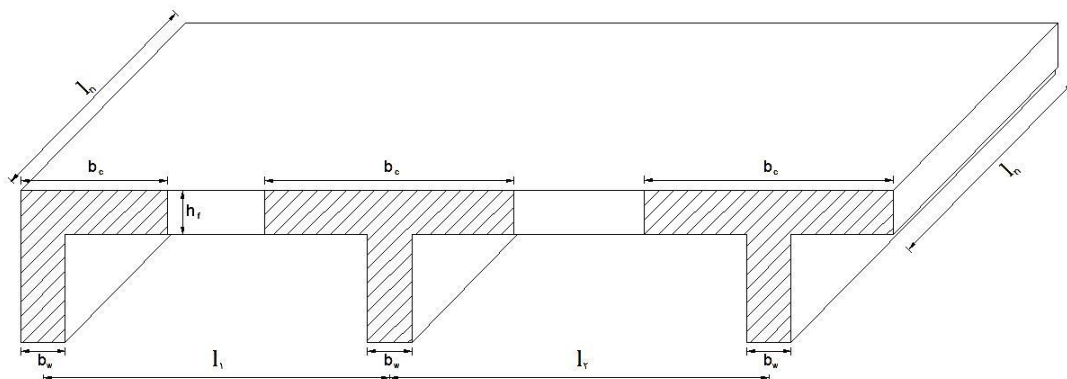
گام ششم: محاسبه مقدار فولاد فشاری $\hat{A}_s$:

$$\hat{A}_s = \frac{M_u - M_{rmax}}{(f_{yd} - \alpha_1 f_{cd})(d - \hat{d})} = \frac{(288 - 178/5) \times 10^6}{244 \times (400 - 60)} = 1319/91 \text{ mm}^2$$

۲-۴ طراحی تیرهای بتن آرمه L و T شکل تحت اثر لنگر خمشی

با توجه به اینکه توزیع تنش‌های فشاری در تمام عرض بال اینگونه تیرها یکسان نمی‌باشد، برای مقاصد طراحی راحت‌تر است عرض موثری از بال فشاری را تعریف کنیم. که فرض شود به‌طور یکنواخت تحت تنش فشاری قرار می‌گیرد. مطالعات تئوریک نشان می‌دهد که عرض موثر بال فشاری بستگی به طول دهانه، ضخامت بال و نوع بارگذاری تیر دارد.

📖 توصیه‌های مبحث نهم برای محاسبه عرض موثر فشاری



برای تیرهای T شکل متقارن، عرض موثر بال فشاری b_c کمترین سه مقدار زیر می‌باشد.

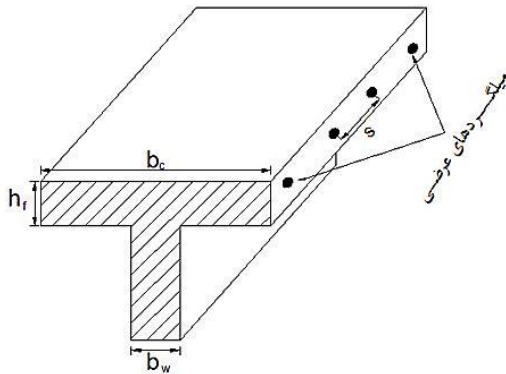
$$b_c = \min \left\{ \frac{l_n}{4}, 16h_f + b_w, \frac{l_1 + l_2}{2} \right\}$$

در رابطه فوق مقدار $\frac{l_n}{4}$ برای تیرهای پیوسته می‌باشد. برای تیرهای ساده مقدار $\frac{l_n}{5}$ در نظر گرفته می‌شود.

برای تیرهای L شکل کناری عرض موثر بال فشاری b_c کمترین سه مقدار زیر می‌باشد.

$$b_c = \min \left\{ b_w + \frac{l_n}{12}, 16h_f + b_w, \frac{b_w + l_1}{2} \right\}$$

نکته: در تیرهای T شکل مجزا که از بال آنها برای تامین سطح فشاری اضافی استفاده می‌شود، ابعاد تیر باید طوری انتخاب شود که شرایط زیر برقرار باشد.



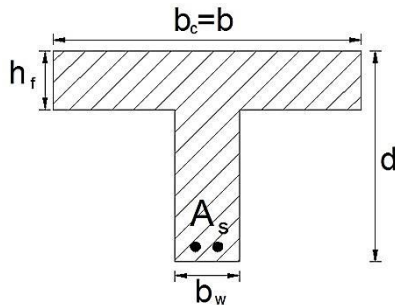
$$h_f \geq \frac{1}{4} b_w$$

$$b_e \leq 4 b_w$$

$$s < \{\Delta h_f, 35 \cdot \text{mm}\}$$

بدست آوردن ظرفیت خمشی تیرهای T شکل

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1 :



$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \geq 0.67$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \geq 0.67$$

گام دوم: بدست آوردن موثر بال فشاری b_c (مطابق روابط مبحث نهم)

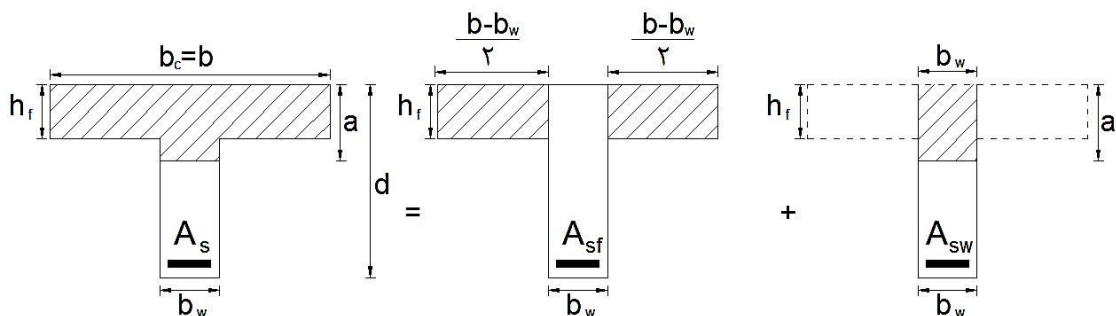
گام سوم: بدست آوردن عمق بلوک تنش ($\beta_1 x$):

$$a = \beta_1 x = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b}$$

اگر $a < h_f$ باشد، بلوک تنش به طور کامل در داخل بال قرار دارد م مقطع را می‌توان مانند یک مقطع مستطیلی با ابعاد b و d تحلیل نمود.

اگر $a > h_f$ باشد، مقداری از بلوک تنش در داخل جان تیر قرار دارد، گام بعدی را انجام می‌دهیم.

گام چهارم: بدست آوردن فولاد کششی هم ارز نواحی برجسته بال فشاری (A_{sf}) و جان (A_{sw}):



$$A_{sf} = \frac{\alpha_1 f_{cd} (b - b_w) h_f}{f_{yd}}$$

$$A_{sw} = A_s - A_{sf}$$

گام پنجم: کنترل حداکثر فولاد کششی:

$$\rho_w < (\rho_w)_{max} = \rho_b + \rho_f$$

نکته: تمام درصد فولادهای فوق بر مبنای مساحت جان ($b_w d$) محاسبه می‌شود:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \quad , \quad \rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d}$$

نکته: اگر مقدار ρ_w از مقدار $(\rho_w)_{max}$ بیشتر باشد، مازاد آن در محاسبه لنگر مقاوم بحاسب نمی‌آید.

گام پنجم: محاسبه ظرفیت مقاوم مقطع:

$$M_r = M_{rf} + M_{rw}$$

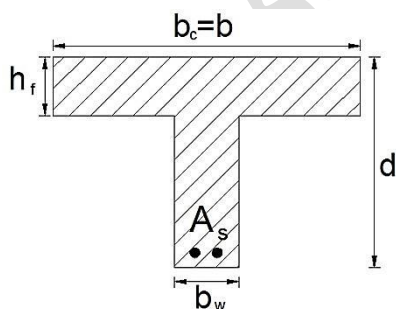
$$M_{rw} = A_{sw} f_{yd} \left(d - \frac{A_{sw} f_{yd}}{2 \times \alpha_1 f_{cd} b_w} \right)$$

$$M_{rf} = A_{sf} f_{yd} (d - \cdot / \Delta h_f)$$

مراحل گام به گام طراحی مقاطع T شکل تحت اثر لنگرهای خمشی

در این حالت (b, d, f_y, f_c, h_f) و لنگر نهایی وارد بر تیر M_u معلوم هستند و هدف بدست آوردن مقدار فولاد کششی (A_s) می‌باشد.

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1 :



$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c \geq 0.67$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 f_c \geq 0.67$$

گام دوم: بدست آوردن موثر بال فشاری b_c (مطابق روابط مبحث نهم)

گام سوم: تعیین مقدار اولیه فولاد

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd} (d - \cdot / \Delta h_f)}$$

گام چهارم: بدست آوردن عمق بلوک تنش ($\beta_1 x$):

$$a = \beta_1 x = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b}$$

اگر $a < h_f$ باشد، بلوک تنش به طور کامل در داخل بال قرار دارد م مقطع را می توان مانند یک مقطع مستطیلی با ابعاد b و d تحلیل نمود.

اگر $a > h_f$ باشد، مقداری از بلوک تنش در داخل جان تیر قرار دارد، گام بعدی را انجام می دهیم.

گام پنجم: تعیین دقیق فولاد هم از نواحی برجسته بال فشاری (A_{sf}) و جان (A_{sw}):

$$A_{sf} = \frac{\alpha_1 f_{cd} (b - b_w) h_f}{f_{yd}}$$

$$M_{rf} = A_{sf} f_{yd} (d - \cdot / \Delta h_f)$$

$$M_{rw} = M_u - M_{rf}$$

$$A_{sw} = \frac{M_{rw}}{f_{yd} (d - \cdot / \Delta a)}$$

در رابطه فوق ابتدا با فرض مقداری برای a ، A_{sw} محاسبه شده و سپس مقدار a فرض با رابطه زیر کنترل می گردد. اگر حدس اولیه صحیح نبود دوباره مقدار A_{sw} را حساب می کنیم.

$$a = \frac{A_{sw} f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b_w}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{sw}$$

گام ششم: کنترل حداکثر و حداقل فولاد کششی:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \quad , \quad \rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d}$$

$$\rho_w < (\rho_w)_{max} = \rho_b + \rho_f$$

نکته: فولاد فشاری هیچ گونه تاثیری در نوع شکستن مقطع نخواهد داشت.

نکته: تا زمانی که فولاد کششی از مقدار $(A_s)_{max}$ کمتر باشد، فولاد فشاری تاثیر چندانی در مقاومت نهایی مقطع ندارد.

نکته: افزایش بال فشاری باعث کاهش عمق تار خنثی و افزایش شکل پذیری می گردد.

نکته: شکل پذیری اعضا خمشی تابعی است از نوع فولاد و درصد فولاد طولی و عرضی

نکته: وجود فولاد فشاری موجب کاهش تنش فشاری بتن می شود.

تمرین ۲-۵ فولاد کششی لازم برای تیر شکل زیر را برای لنگر خمشی مثبت نهایی $M_u = 600 \text{ KN.m}$ طرح نمایید.

$$f_c = 20 \text{ N/mm}^2, \quad f_y = 400 \text{ N/mm}^2$$

حل:

گام اول: محاسبه مقدار α_1 و β_1 :

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c = 0.85 - 0.015 \times 20 = 0.82$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 f_c = 0.97 - 0.025 \times 20 = 0.92$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c = 0.65 \times 20 = 13 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \phi_s f_y = 0.85 \times 400 = 340 \text{ MPa}$$

گام دوم: مقدار پهنای موثر 1200 mm

گام سوم: تعیین مقدار اولیه فولاد

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd}(d - 0.5 h_f)} = \frac{600 \times 10^6}{340 \times (500 - 37/5)} = 3816 \text{ mm}^2$$

گام چهارم: بدست آوردن عمق بلوک تنش ($\beta_1 x$):

$$a = \beta_1 x = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b} = \frac{3816 \times 340}{0.82 \times 13 \times 1200} = 101/42 \text{ mm} > 75 \text{ mm}$$

پس تحلیل مقطع T لازم است.

گام پنجم: تعیین دقیق فولاد هم از نواحی برجسته بال فشاری (A_{sf}) و جان (A_{sw}):

$$A_{sf} = \frac{\alpha_1 f_{cd}(b - b_w)h_f}{f_{yd}} = \frac{0.82 \times 13 \times (1200 - 280) \times 75}{340} = 2163/4 \text{ mm}^2$$

$$M_{rf} = A_{sf} f_{yd}(d - 0.5 h_f) = 2163/4 \times 340 \times (500 - 37/5) \times 10^{-6} \approx 340 \text{ KN.m}$$

$$M_{rw} = M_u - M_{rf} = 600 - 340 = 260 \text{ KN.m}$$

با فرض $a = 220$ داریم:

$$A_{sw} = \frac{M_{rw}}{f_{yd}(d - 0.5 a)} = \frac{260 \times 10^6}{340 \times (500 - 110)} = 1960/78 \text{ mm}^2$$

کنترل a :

$$a = \frac{A_{sw} f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b_w} = \frac{۱۶۹۰/۷۸ \times ۳۴۰}{۰/۸۲ \times ۱۳ \times ۲۸۰} = ۲۲۳/۳۵ \text{ mm} \quad OK$$

$$A_s = A_{sf} + A_{sw} = ۲۱۶۳/۴ + ۱۹۶۰/۷۸ = ۴۱۲۴/۱۸ \text{ mm}^2$$

گام ششم: کنترل حداکثر و حداقل فولاد کششی:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{۴۱۲۴/۱۸}{۲۸۰ \times ۵۰۰} = ۰/۰۲۶۹, \quad \rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d} = \frac{۲۱۶۳/۴}{۲۸۰ \times ۵۰۰} = ۰/۰۱۵۵$$

$$(\rho_w)_{max} = \rho_b + \rho_f = ۰/۰۱۸۴ + ۰/۰۱۵۵ = ۰/۰۳۳۹ > ۰/۰۲۶۹ \quad OK$$

دکتر امین گودرزی

طراحی برای برش

۳-۱ مقدمه

برش یک مبحث مهم ولی تاحد مبهم در بتن سازه‌ای است. در طراحی معمولاً سعی می‌شود که مقاومت نهایی عضو با گسیختگی در اثر خمش همراه باشد، نه در اثر برش. گسیختگی برشی در حقیقت تحت اثر ترکیبی از نیروهای برشی و خمشی به وجود می‌آید، فاقد شکل پذیری بوده و همراه با خیزهای خیلی کم است. گاهی قبل از گسیختگی اخطار قابل توجی وجود ندارد و در نتیجه این نوع گسیختگی بسیار نامطلوب است.

توزیع تنش‌های برشی در مقطع یک تیر ترک خورده کاملاً شناخته نشده است. و تعیین دقیق تنش برشی v غیرممکن است. بنابراین طراحان سعی در تعیین دقیق این تنش ندارند، و بجای آن از مفهوم تنش برشی اسمی استفاده می‌شود. در حال حاضر تنش برشی اسمی به عنوان تنش برشی طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد. که توسط رابطه زیر تعریف می‌شود.

$$v = \frac{V}{bd}$$

که در آن:

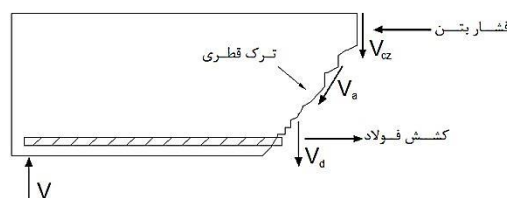
V : نیروی برشی نهایی وارد بر مقطع

b, d : ارتفاع و عرض تیر می‌باشند. البته در تیرهای T شکل مقدار مقدار b مقدار عرض جان تیر b_w در نظر گرفته می‌شود.

۳-۲ مکانیزم انتقال برش در تیرهای بتن آرمه

مطابق شکل زیر نیروی برشی V توسط ترکیب عملکرد برش V_{cz} در ناحیه فشاری ترک نخورده بتن، برش V_d از عملکرد داول آرماتورهای طولی و برش V_a از مؤلفه قائم درگیری سنگدانه‌ها تحمل می‌شود. بنابراین:

$$V = V_{cz} + V_d + V_a$$



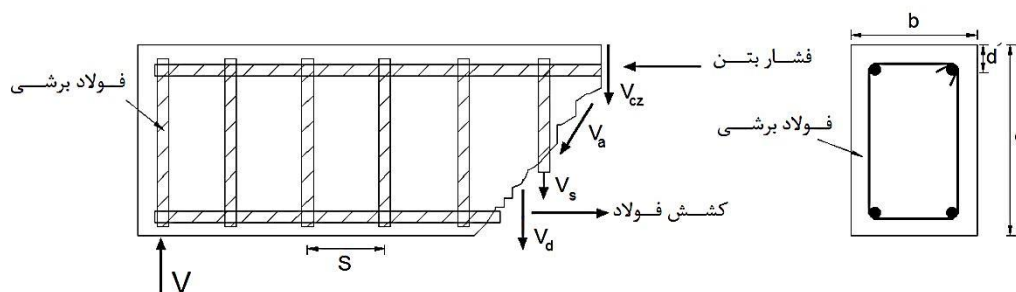
نکته: در نتیجه آزمایش‌های انجام شده، سهم تحمل برش در یک تیر بتن‌آرمه به ترتیب زیر تعیین شده است:

- برش در ناحیه فشاری تیر $V_{cz} = 20 - 40\%$
- عملکرد داول آرماتور کششی $V_d = 15 - 20\%$
- درهم‌گیری سنگدانه‌ها $V_a = 35 - 50\%$

نکته: با افزایش نیروی برشی بر تیر، مقاومت آرماتورها قبل از بقیه به حداکثر ظرفیت خود می‌رسد و پس از آن نیروی برشی بزرگی به اتصال درهم‌گیری سنگدانه‌ها وارد می‌شود. احتمالاً در این مرحله در هم‌گیری سنگدانه‌ها از هم گسیخته شده و در نتیجه نیروی برشی بزرگی به ناحیه فشاری تیر وارد می‌شود که باعث گسستگی آن به طور ناگهانی و انفجاری می‌شود.

۳-۳ تاثیر آرماتورهای برشی

مقاومت برشی یک تیر را می‌توان با قرار دادن آرماتورهای برشی (خاموت) یا آرماتورهای جان تیر به‌طور قابل ملاحظه‌ای افزایش داد. مکانیزم انتقال برش در این حالت مطابق شکل زیر خواهد بود.



$$V = (V_{cz} + V_d + V_a) + V_s = V_c + V_s$$

نیروی برشی خاموت‌ها V_s از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$V_s = A_{sv} f_{yd} (\sin \alpha + \cos \alpha) \frac{d}{S}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow V_s = A_{sv} f_{yd} \frac{d}{S}$$

که در آن:

A_{sv} : سطح مقطع آرماتور برشی در محدوده‌ای بطول S

۳-۴ مراحل گام به گام طراحی مقاطع برای برش

گام اول: محاسبه مقدار برش نهایی وارد بر مقطع V_u .

گام دوم: محاسبه مقدار برش مقاوم بتن V_c :

۱. اعضای که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d$$

۲. اعضای که تحت اثر برش، خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{12 A_g} \right) b_w d$$

۳. اعضای که تحت اثر همزمان برش، خمش و کشش محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{3 A_g} \right) b_w d \geq 0$$

که در آن:

N_u : نیروی محوری نهایی بر مقطع که همزمان با V_u در مقطع اثر می‌کند، علامت این نیرو در فشار مثبت و در کشش منفی است.

A_g : مساحت کل مقطع

$$v_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c}$$

گام سوم:

اگر $V_c \leq V_u \leq 0.5 V_c$ باشد، حداقل آرماتور برشی آیین‌نامه‌ای در مقطع قرار داده می‌شود:

$$(A_{sv})_{min} = 0.175 \frac{b_w S}{f_y}$$

اگر $V_u \leq 0.5 V_c$ باشد، مطابق آیین‌نامه قراردادادن آرماتور برشی ضرورتی ندارد، ولی معمولاً در این حالت نیز حداقل آرماتور برشی آیین‌نامه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

اگر $V_u > V_c$ باشد، سطح مقطع آرماتور برشی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\frac{A_{sv}}{S} = \frac{V_u - V_c}{f_y d} \geq \left(\frac{A_{sv}}{S} \right)_{min}$$

نکته: اگر $V_s = V_u - V_c > 4 V_c$ باشد، مقطع جوابگو نیست و باید ابعاد آن را افزایش داد.

نکته: نیروی برشی مقاوم مقطع از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$V_r = V_c + V_s = v_c b_w d + \phi_s A_{sv} f_y \frac{d}{s}$$

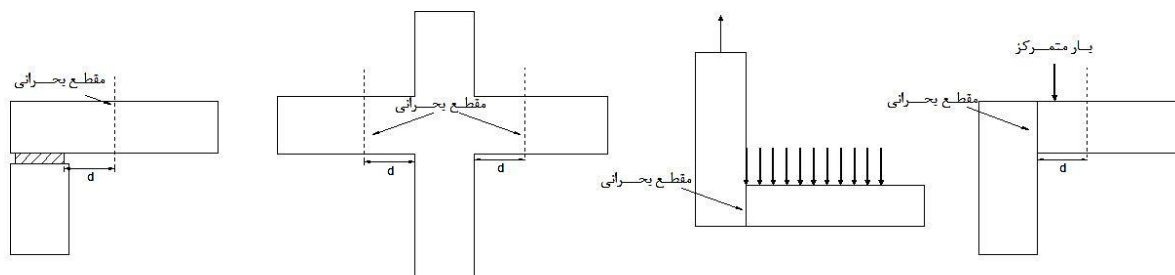
$$V_r \leq 0.25 \phi_c f_c b_w d$$

محدودیت‌های آیین‌نامه ای

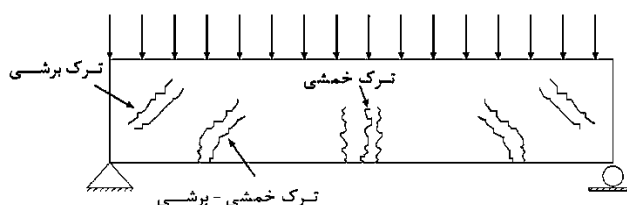
- حداکثر فاصله خاموت‌ها نباید از $\frac{d}{4}$ بیشتر شود.
- فاصله بین خاموت‌های مایل و یا میلگردهای طولی خم شده باید چنان باشد که هر خط ۴۵ درجه‌ای که به طرف عکس‌العمل از وسط مقطع، $\frac{d}{4}$ تا میلگردهای کششی طولی رسم شود، حداقل به وسیله یک ردیف از آرماتورهای برشی قطع گردد
- اگر $V_u > 0.125 \phi_c f_c b_w d$ باشد، فواصل فوق به نصف تقلیل داده می‌شود.
- از نظر اجرایی حداقل فاصله خاموت‌ها نباید کمتر از 100 mm کمتر باشد.

۳-۵ مقاطع بحرانی برای کنترل تنش

بعلت افزایش موضعی مقاومت برشی تیرها در نزدیکی تکیه‌گاهها در صورت وجود فشار تکیه‌گاهی، می‌توان نیروی برش بحرانی را بجای لبه تکیه‌گاه، در فاصله d (عمق موثر تیر) از لبه تکیه‌گاه محاسبه نمود. مقاطع بحرانی برش برای حالات مختلف در شکل زیر نشان داده شده است.



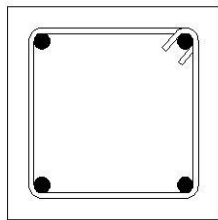
نکته: ترک خمشی در ناحیه‌ای از تیر که برش ناچیز بوده و فقط تنش خمشی وجود دارد، اتفاق می‌افتد. این ترک‌ها به صورت تقریباً قائم و تا محور خنثی نفوذ می‌کند. بدیهی است که فولادهای خمشی تعبیه شده در مقطع، اثر این ترک‌ها را جبران کرده و یک مقطع بتن‌آرمه را پایدار نگه می‌دارد.



نکته: به منظور جلوگیری از ازدیاد عرض ترک‌های قطری باید $f_y < 400 \text{ N/mm}^2$ باشد.

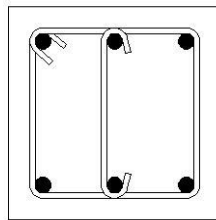
نکته: با افزایش درصد فولاد مقطع تار خنثی پایی آمده و کرنشهای کششی کاهش یافته و عرض ترک کاهش می‌یابد و افزایش لنگر خمشی باعث افزایش عمق ترک‌ها و عرض ترک‌های می‌شود.

نکته: توجه شود که A_{sv} سطح مقطع کل خاموت‌هایی است که اگر تیر را مقطع افقی بزنیم آن تعداد خاموت را قطع می‌کند.



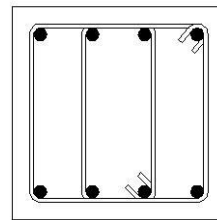
$$A_{sv} = 2A_s$$

خاموت با دو ساق



$$A_{sv} = 3A_s$$

خاموت با سه ساق



$$A_{sv} = 4A_s$$

خاموت با چهار ساق

تمرین ۱-۳: یک تیر بتن آرمه به ابعاد $b = 400 \text{ mm}$ و $d = 560 \text{ mm}$ تحت اثر نیروی برشی نهایی $V_u = 244 \text{ KN}$ قرار دارد با فرض $f_c = 20 \text{ MPa}$ و $f_{yv} = 300 \text{ MPa}$ ، فواصل خاموت‌ها در صورت استفاده از خاموت‌های مستطیلی به قطر 10 mm را تعیین کنید.

حل:

گام اول: محاسبه مقدار برش نهایی وارد بر مقطع $V_u = 244 \text{ KN}$.

گام دوم: محاسبه مقدار برش مقاوم بتن V_c :

$$v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{20} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$V_c = v_c b_w d = 0.58 \times 400 \times 560 \cong 130 \text{ KN}$$

گام سوم:

$V_u > V_c$ باشد، سطح مقطع آرماتور برشی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f_{yd} = \phi_s f_{yv} = 0.85 \times 300 = 255 \text{ MPa}$$

$$A_{sv} = 2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 157 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sv}}{S} = \frac{V_u - V_c}{f_{yd} d}$$

$$\frac{157}{S} = \frac{(250 - 130) \times 10^3}{255 \times 560} = 0.184 \rightarrow S = \frac{157}{0.184} = 186/90 \text{ mm}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{560}{2} = 280 \text{ mm} \rightarrow S < S_{max} \quad OK$$

کنترل حداقل مقدار آیین نامه

$$\left(\frac{A_{sv}}{S}\right)_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.35 \frac{400}{300} = 0.47 < 0.184 \quad OK$$

۳-۶ برش اصطکاکی

در موارد زیر انتقال برش توسط عملکرد برشی - اصطکاکی صورت می گیرد.

- وجود ترک یا استداد ترک خوردن بین دو سطح
- دو سطح ساخته شده با مصالح غیر متشابه
- دو سطح بتن ریزی شده در زمان های متفاوت.

در مواردی که آرماتور برش اصطکاکی نسبت به صفحه برش مایل باشد، به طوری که نیروی برشی در آن ایجاز کشش کند، نیروی برشی مقاوم مقطع، V_r ، از رابطه زیر بدست می آید:

$$V_r = \Phi_c A_{vf} f_y$$

در مواردی که آرماتور برشی اصطکاکی عمود بر صفحه برش باشد، نیروی برشی مقاوم مقطع، V_r ، از رابطه زیر بدست می آید:

$$V_r = \mu \Phi_c A_{vf} f_y$$

که در آن:

Φ_s : ضریب ایمنی جزیی فولاد

A_{vf} : سطح مقطع آرماتور برش اصطکاکی

f_y : مقاومت مشخصه فولاد

μ : ضریب اصطکاک می باشد.

مطابق مبحث نهم ضریب اصطکاک μ برابر با یکی از مقادیر زیر در نظر گرفته می شود:

$$\mu = 1/25$$

- برای بتنی که بصورت یکپارچه ریخته شده باشد:

- برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده‌ای که سطح تماس برای انتقال برش تمیز و عاری از دوغاب خشک شده باشد. و خراش‌های به عمق تقریبی ۵ میلی‌متر در آن ایجاد شده باشد: $\mu = 0/90$
- برای بتنی که در مجاورت بتن سخت شده اس که عمق تقریبی خراش‌های ایجاد شده در آن کمتر از ۵ میلی‌متر باشد: $\mu = 0/50$
- برای بتنی که بوسیله گل میخ‌ها یا به وسیله میلگردهایی به پروفیل فولاد ساختمانی مهار شده باشد: $\mu = 0/60$

نکته: مقدار V_r در هیچ حالت نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

$$V_r \geq \begin{cases} 0/25 \Phi_c f_c A_{cv} \\ 6/5 \Phi_c A_{cv} \end{cases}$$

که در آن:

Φ_c : ضریب ایمنی جزیی بتن

f_c : مقاومت مشخصه بتن

A_{cv} : سطح مقطعی از بتن که در مقابل انتقال برش مقاومت می‌کند، می‌باشد.

۳-۶ برش دوطرفه (منگنه‌ای یا پانچ)

ناحیه بحرانی برای برش در دالهای تخت و پی‌ها، برش منگنه‌ای یا سوراخ کننده (پانچ) در اطراف ستون‌ها می‌باشد. به توجه به سطح شکست برشی، مبحث نهم مقطع بحرانی برش منگنه‌ای را مقطعی عمود بر سطح دال و یا پی و به فاصله $\frac{d}{4}$ از محیط خارجی تکیه گاه (ستون) تعیین کرده است.

مطابق مبحث نهم، در دال‌ها و پی‌هایی که در آنها از آرماتور برشی یا کلاhek برشی استفاده نمی‌شود. نیروی مقاوم برش منگنه‌ای برابر با کمترین مقدار به‌دست آمده از سه رابطه زیر می‌باشد:

$$V_c = \left(1 + \frac{r}{\beta_c}\right) v_c b_o d$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o}\right) v_c b_o d$$

$$V_c = 2 v_c b_o d$$

که در آن:

b_o : محیط برش

β_c : نسبت طول به عرض مقطع ستون

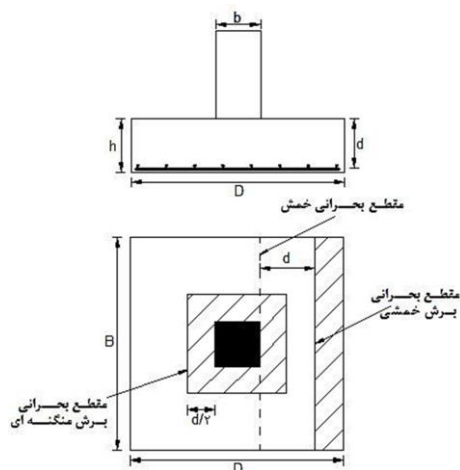
α_s : ضریبی است برای ستون‌های میانی برابر با ۲۰، برای ستون‌های کناری ۱۵ و ستون‌های گوشه ۱۰ در نظر گرفته می‌شود

d : ضخامت موثر پی

v_c : تنش برشی مقاوم بتن که برابر است با $v_c = 0.2 \Phi_c \sqrt{f_c}$ می باشد.

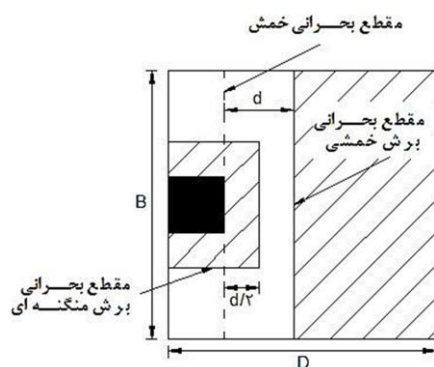
محیط بحرانی برش برای ستون های میانی، کناری و گوشه در اشکال زیر نشان داده شده است.

محیط برش در ستون های میانی برابر است با:



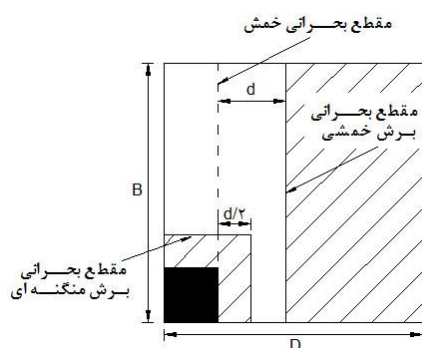
$$b_o = 4(b + d)$$

محیط برش در ستون های کناری برابر است با:



$$b_o = 2\left(b + \frac{2d}{3}\right)$$

محیط برش در ستون های کناری برابر است با:



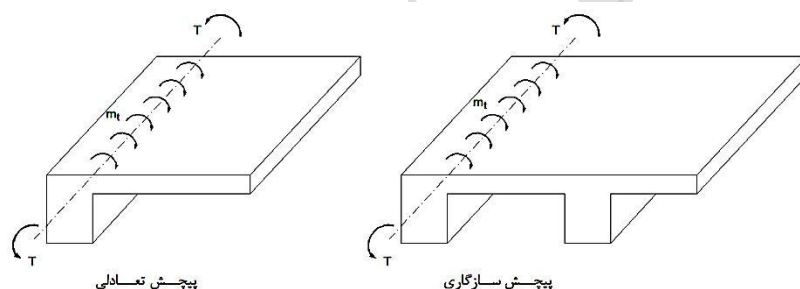
$$b_o = 2\left(b + \frac{d}{2}\right)$$

طراحی برای پیچش

۴-۱ انواع پیچش در سازه‌های بتن آرمه

۱- پیچش تعادلی (پیچش اولیه): این پیچش برای حفظ تعادل در سازه مورد نیاز است، مانند یک تیر یا دال که به صورت کنسوپ به یک یا تیر دیگر متصل شده باشد.

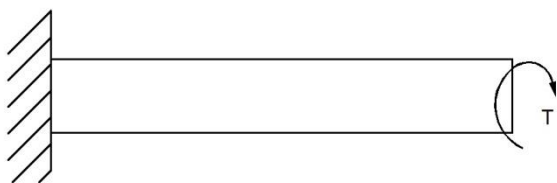
۲- پیچش سازگاری (پیچش ثانویه): این پیچش در سازه‌های نامعین استاتیکی برای حفظ سازگاری بین اعضا وجود دارد. اگر در سازه نامعین، عکس‌العمل‌های اضافی نامعین کننده برداشته شوند، این نوع پیچش نیز از بین خواهد رفت.



نکته: در سیستم‌های معمولی دال و تیر در قاب‌های ساختمانی، معمولاً محاسبات خاص پیچشی لازم نیست و ترک‌های پیچشی توسط آرماتورهای برشی به خوبی کنترل می‌شود. به عبارت دیگر، از پیچش سازگاری می‌توان صرف‌نظر کرد ولی با این حال پیچش تعادلی باید کنترل شود.

۴-۲ تنش برشی پیچشی در مقاطع همگن

بر انتهای عضو نشان داده شده در شکل زیر لنگر پیچشی T وارد می‌شود. در اثر این لنگر پیچشی، بر حسب هندسه مقطع عضو، تنش‌های برشی v_t به شرح زیر در صفحه مقطع بوجود می‌آید.



الف) مقطع دایره:

$$v_t = \frac{T}{\frac{1}{2} \pi r^2}$$

ب) مقاطع مستطیلی:

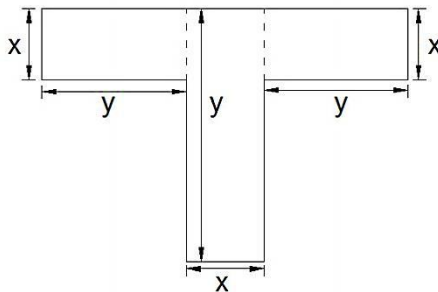
$$v_t = \frac{T}{\alpha x^2 y}$$

x/y	۱	۱/۲	۱/۵	۲	۲/۵	۳	۵	∞
α	۰/۲۰۸	۰/۲۱۹	۰/۲۳۱	۰/۲۴۶	۰/۲۵۶	۰/۲۶۷	۰/۲۹۰	۰/۳۳۳

که در آن:

y: ضلع بزرگ و x: ضلع کوچک مستطیل می باشد.

پ) مقاطع T، L و I شکل:



برای تعیین تنش برشی پیچشی در این مقاطع ابتدا مقطع را به مستطیل‌های با ضلع بزرگ y و ضلع کوچک x تقسیم می‌کنیم در این صورت تنش برشی حداکثر در وسط ضلع بزرگ y مستطیلی رخ می‌دهد که دارای بزرگترین ضخامت x_m است:

$$v_t = \frac{T x_m}{\sum \frac{1}{2} x^2 y \left(1 - \frac{1}{6} \frac{x}{y} \right)}$$

ت) در مقاطع قوطی شکل:

$$v_t = \frac{T}{2At}$$

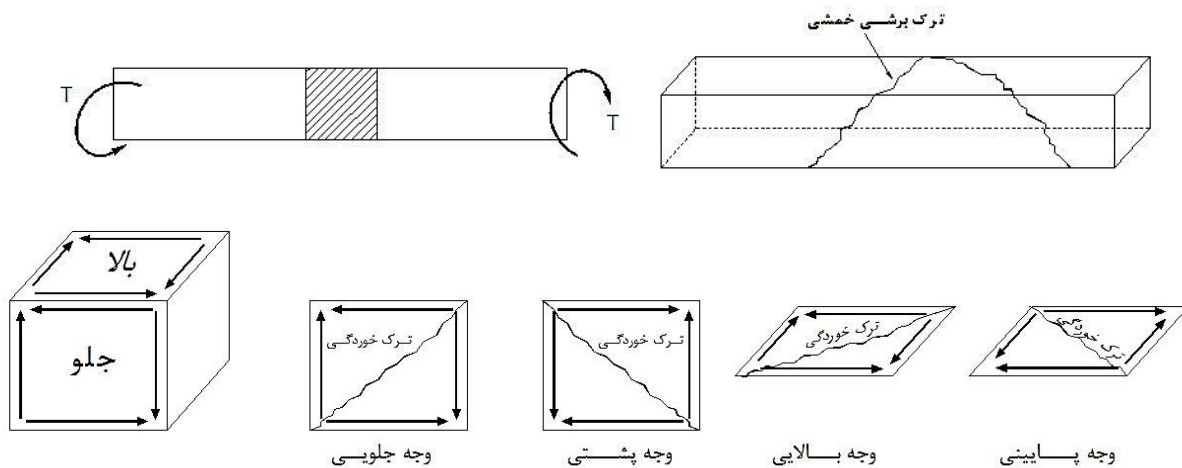
که در آن:

t: ضخامت مقطع

A: سطح مقطع

۳-۴ رفتار تیر بتنی (بدون آرماتور) تحت اثر پیچش

ابتدا یک تیر بتنی را تحت اثر پیچش قرار می‌دهیم، لنگر پیچشی در مقطع تیر ایجاد برش می‌کند. برای بررسی جهت این برش در دو وجه مختلف تیر، قطعه کوچکی از تیر را در نظر گرفته و برش را بر روی سطوح آن بررسی می‌کنیم.



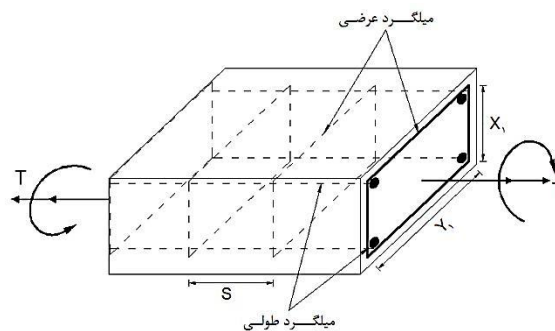
نکته: در مقاطع مستطیلی ترک خوردگی به صورت مورب در پوسته خارجی ظاهر شده و هر دو فولاد عرضی و طولی در مقاوم پیچشی نقش دارند.

نکته: بیشترین پیچش در دال‌ها به تکیه‌گاه گیردار در گوشه دال ایجاد می‌شود.

نکته: برای بالا بردن مقاومت پیچشی به کاربردن خاموت بسته بعلاوه فولاد طولی مناسب‌تر است.

۴-۴ مقاومت تیر بتن آرمه با فولاد طولی و عرضی در پیچش.

در شکل زیر تنش‌های برشی ناشی از پیچش باعث ایجاد تنش‌های کششی قطری در عضو شده و ترک قطری به وجود می‌آورند. در نتیجه میلگردهای طولی و عرض وارد عمل شده و آثار ناشی از پیچش را تحمل می‌کنند. برای توزیع نیروها، در این شرایط مدل مورد نظر یک مدل خرابای فضایی است. که در آن فولاد به عنوان عضو کششی و بتن بعنوان عضو فشاری بین خاموت‌ها عمل می‌کند.



لنگر پیچشی مقاوم از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$T_r = T_s + T_{cr}$$

T_s لنگر پیچشی مقاوم تامین شده توسط آرماتورهای پیچشی است که با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود (مبحث نهم).

$$T_s = \phi_s \frac{A_o}{A_t} \times \frac{f_{yv}}{S} \cot \theta \quad , \quad 30^\circ < \theta < 60^\circ$$

که در آن:

ϕ_s : ضریب جزیی ایمنی فولاد

A_o : مساحت محصور شده به وسیله جریاب برش ناشی از پیچش در مقطع

A_t : سطح مقطع یک شاخه خاموت پیچشی

f_{yv} : مقاومت مشخصه فولادهای عرضی

در صورت عدم محاسبات دقیق می‌توان $\cot \theta = 1$ و $A_o = 0.85 X_1 Y_1$ در نظر گرفت.

T_{cr} لنگر پیچشی ترک خوردگی است که مقدار آن از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$T_{cr} = \gamma \left(\frac{A_c^x}{P_c} \right) v_c$$

$$v_c = 0.7 \phi_c \sqrt{f_c}$$

که در آن:

A_c : سطح مقطع کل عضو بتنی

P_c : محیط خارجی مقطع عضو بتنی

۴-۵ مراحل گام به گام طراحی مقاطع تحت اثر برش و پیچش توام

گام اول: مقدار نیروی برشی نهایی V_u و لنگر پیچشی نهایی T_u در اثر بارهای نهایی با تحلیل سازه تعیین می‌شود.

نکته: مقاطع بحرانی پیچش همانند مقاطع بحرانی برش می‌باشند.

گام دوم: اگر $T_u < 0.25 T_{cr}$ باشد، طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد.

$$0.25 T_{cr} = 0.8 \phi_c \sqrt{f_c} \left(\frac{A_c^x}{P_c} \right)$$

گام سوم: اگر $T_u \geq 0.25 T_{cr}$ باشد، ابتدا باید کنترل شود که آیا روابط زیر برقرار است:

الف) برای مقاطع قوطی شکل:

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1/\gamma A_{oh}^{\gamma}} \leq 0.25 \phi_c f_c$$

ب) برای مقاطع توپر:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^{\gamma} + \left(\frac{T_u P_h}{1/\gamma A_{oh}^{\gamma}}\right)^{\gamma}} \leq 0.25 \phi_c f_c$$

$$P_h = \gamma(X_1 + Y_1) \quad , \quad A_{oh} = X_1 Y_1$$

نکته: اگر روابط فوق برقرار نباشد، مقطع از نظر پیچش قابل قبول نیست و باید ابعاد آن را افزایش داد.

گام چهارم: در صورت لازم بودن طراحی برای پیچش، سطح مقطع یک ضلع خاموت A_t از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_s}{1/\gamma A_{oh} f_{yd}} = \frac{T_s}{1/\gamma X_1 Y_1 f_{yd}}$$

گام پنجم: سطح مقطع دو ضلع خاموت برای مقاومت در برابر برش از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\frac{A_{sv}}{S} = \frac{V_s}{f_{yd} d}$$

$$V_s = V_u - V_c = V_u - 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d$$

گام ششم: سطح مقطع دوضلع خاموت لازم برای مقابله با ترکیب برش و پیچش برابر است با:

$$\frac{A_{tv}}{S} = \gamma \frac{A_t}{S} + \frac{A_{sv}}{S} \geq \left(\frac{A_{tv}}{S}\right)_{min}$$

$$\left(\frac{A_{tv}}{S}\right)_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y}$$

علاوه بر رعایت محدودیت فاصله خاموت‌های برشی، برای کنترل عرض ترک‌های پیچشی، فاصله خاموت‌ها باید شرایط زیر را برآورد کند. 

$$S_{max} = \min \left[\frac{P_h}{\lambda} , 300 \text{ mm} \right]$$

گام هفتم: سطح مقطع آرماتور طولی لازم برای مقاومت پیچشی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$A_t = \left(\frac{A_t}{S}\right) \rho_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yt}}\right) \cot^{\gamma} \theta \cong \gamma \frac{A_t}{S} (X_1 + Y_1)$$

که در آن:

ρ_h : نسبت سطح مقطع آرماتور برشی افقی به مساحت کل مقطع قائم بتن

f_{yt}, f_{yv} : به ترتیب مقاومت مشخصه فولادهای عرضی و طولی می‌باشند.

این آرماتورها باید بطور یکنواخت در محیط خاموت‌ها توزیع شده و در هر گوشه حداقل یک آرماتور با قطر $\frac{S}{16}$ یا بیشتر قرار گیرد.

نکته: آرماتورهای طولی پیچشی به آرماتورهای طولی خمشی اضافه می‌شوند.

این آرماتورها به اندازه طول مهاری در داخل ستون قرار می‌گیرند. مطابق مبحث نهم، خاموت‌ها و آرماتورهای پیچشی باید بعد از نقطه‌ای

تئوریک که نیاز به آنها نیست، به اندازه $d + b_t$ (عرض موثر مقطع) ادامه یابند. همچنین $f_y \leq 400 \text{ MPa}$

تمرین ۱-۴ یک تیر بتن آرمه با ابعاد $b_w = 400 \text{ mm}, d = 540 \text{ mm}$ تحت اثر لنگر پیچشی نهایی $T_u = 50 \text{ KN}$ و نیروی برشی نهایی $V_u = 80 \text{ KN}$ قرار دارد. میلگردهای برشی و پیچشی تیر را با فرض فاصله سطح خارجی تیر تا میان تار خاموت برابر 45 mm طراحی کنید.

حل:

گام اول: مقدار نیروی برشی نهایی V_u و لنگر پیچشی نهایی T_u در اثر بارهای نهایی با تحلیل سازه تعیین می‌شود.

$$T_u = 50 \text{ KN}, V_u = 80 \text{ KN}$$

گام دوم:

$$\phi_c T_{cr} = \phi_c \sqrt{f_c} \left(\frac{A_c}{P_c} \right) = 0.75 \times 0.65 \sqrt{30} \left[\frac{(400 \times 600)^2}{2 \times (400 + 600)} \right] = 1025 \text{ KN} < 50 \text{ KN}$$

طراحی برای پیچش ضرورت دارد.

گام سوم:

$$X_1 = b_w - 2e = 400 - 2 \times 45 = 310, Y_1 = h - 2e = 600 - 2 \times 45 = 510$$

$$P_h = 2(X_1 + Y_1) = 1640, A_{oh} = X_1 Y_1 = 158100$$

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1/7 A_{oh}^2} \leq 0.75 \phi_c f_c$$

$$\frac{80 \times 10^3}{400 \times 540} + \frac{50 \times 10^3 \times 1640}{158100^2} = 0.37 + 3/28 = 3/65$$

$$0.75 \phi_c f_c = 0.75 \times 0.65 \times 30 = 15.1875 > 3/65$$

بنابراین ابعاد مقطع جوابگو می‌باشد.

گام چهارم: محاسبه سطح مقطع یک ضلع خاموت A_t :

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_s}{\frac{1}{\sqrt{2}} X_1 Y_1 f_{yd}} = \frac{50 \times 10^6}{\frac{1}{\sqrt{2}} \times 310 \times 510 \times (0.85 \times 400)} = 0.54 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

گام پنجم: سطح مقطع دو ضلع خاموت برای مقاومت در برابر برش از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} b_w d = 0.2 \times 0.85 \times \sqrt{30} \times 400 \times 540 = 154 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c < 0$$

بعلت اینکه در رابطه فوق V_s منفی گردید، نیاز به خاموت برشی محاسباتی نمی‌باشد.

گام ششم: سطح مقطع دوضلع خاموت لازم برای مقابله با ترکیب برش و پیچش برابر است با:

$$\frac{A_{tv}}{S} = 2 \frac{A_t}{S} + \frac{A_{sv}}{S} = 2 \times 0.54 + 0 = 1.08 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$S_{max} = \min \left[\frac{P_h}{\lambda}, 300 \text{ mm} \right] = \min \left[\frac{2 \times (310 + 510)}{\lambda}, 300 \text{ mm} \right] = 205 \text{ mm}, 300 \text{ mm}$$

کنترل خاموت حداقل:

$$\left(\frac{A_{tv}}{S} \right)_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} = 0.35 \frac{400}{400} = 0.35$$

$$\text{use : } \Phi 12 \rightarrow A_v = 2 \times 113 = 226 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{226}{1.08} = 209.26 \text{ mm}$$

$$S = 200 \text{ mm} \text{ انتخاب می‌گردد.}$$

گام هفتم: سطح مقطع آرماتور طولی لازم برای مقاومت پیچشی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$A_l = 2 \frac{A_t}{S} (X_1 + Y_1) = 2 \times 0.54 \times (310 + 510) = 885.6 \text{ mm}^2$$

$$\Phi 14 \rightarrow n = \frac{885.6}{\frac{\pi \times 14^2}{4}} = 5.75 \cong 6$$

بنابراین از ۶ عدد $\Phi 14$ در گوشه‌ها و ارتفاع تیر استفاده می‌کنیم.

ستونها

۵-۱ مقدمه

قطعات فشاری هستند که تحت اثر نیروی محوری فشاری و یا ترکیب نیروی محوری فشار و لنگر خمشی قرار دارند. در ساختمانهای ستون‌ها تنش‌ها از تیرها گرفته و به پی‌ها منتقل می‌کنند. ستون‌ها به دو نوع ستون کوتاه و ستون لاغر تعریف و طراحی می‌شوند.

۵-۲ ستون‌های کوتاه

ستون کوتاه، ستونی است که حداکثر طول آن از ۱۵ برابر حداقل بعد جانبی مقطع آن بیشتر نباشد. تعیین مقاومت نهایی یک ستون کوتاه که تحت اثر لنگر خمشی و بار محوری قرار دارد، با استفاده از همان فرضیات به عمل آمده برای خمش تیرها انجام می‌گیرد. تنها اختلاف مهم در روش محاسبات این است که در خمش خالص مجموع نیروهای داخلی در مقطع باید برابر صفر باشد، درحالی که در ستون‌ها مجموع نیروهای داخلی مقطع باید برابر نیروی محوری خارجی باشد:

$$C - T = N$$

که در آن:

$$C = C_c - C_s : \text{نیروی فشاری بتن و فولاد فشاری است}$$

$$T : \text{نیروی کششی فولاد}$$

$$N : \text{نیروی محوری نهایی طرح}$$

طراحی ستون‌های بتن‌آرمه با لنگر خمشی را می‌توان به یکی از سه روش کلی زیر انجام داد.

۱- استفاده از معادلات اساسی طراحی

۲- با استفاده از دیاگرامهای آمده موجود برای طراحی

۳- استفاده از روش تقریبی

در ادامه بعلاوه راحتی استفاده در آزمون نظام مهندسی روش دوم بررسی خواهد شد.

۳-۵ منحنی اثر متقابل بار محوری و لنگر خمشی

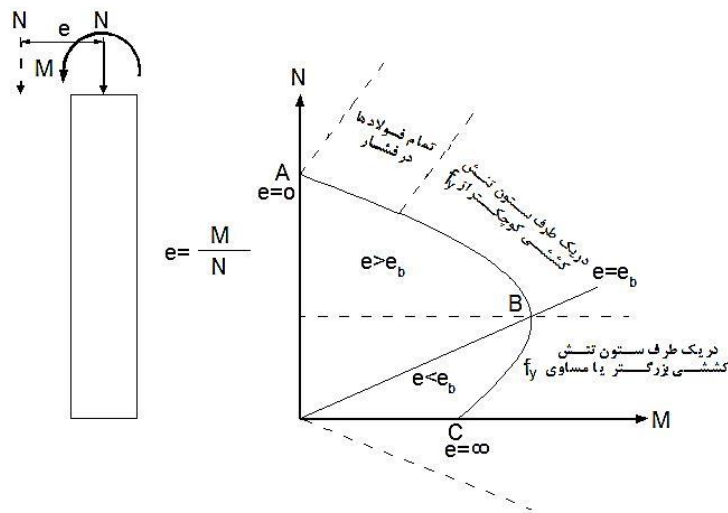
منحنی اثر متقابل بار محوری و لنگر خمشی در شکل زیر نشان داده شده است. در این منحنی سه نقطه وجود دارد:

۱- نقطه A : نقطه متناظر با بار محوری خالص و لنگر خمشی صفر.

۲- نقطه B : وضعیت متعادل مقطع ستون.

۳- نقطه C : نقطه متناظر با لنگر خمشی خالص با نیروی محوری صفر.

با افزایش نیروی محوری فشاری در مقطع ستون ابتدا ظرفیت خمشی مقطع افزایش یافته (ناحیه کنترل کشش) و بعد از رسیدن به نقطه تعادل با افزایش نیروی محوری فشاری ظرفیت خمشی مقطع کاهش می‌یابد (ناحیه کشش).



نکته: هر نقطه داخل منحنی، معرف ترکیب باری از نیروی محوری و لنگر خمشی است که منجر به شکست ستون نمی‌شود. و هر نقطه واقع بر منحنی، آستانه شکست ستون را نشان می‌دهد. و نقطه خارج از منحنی بعلت شکست ستون در آن حالت وجود ندارد.

۴-۵ اعضای فشاری تحت بار محوری خالص

برای اعضا بتن آرمه بار محوری خالص، باری است که به مرکز پلاستیک مقطع وارد می‌شود. در لحظه نهایی شکست کرنش تمام نقاط مقطع همزمان به ϵ_{cu} برسد (نقطه A در منحنی بار محوری و لنگر خمشی). مقاومت ستون کوتاه تحت بار محوری از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$N_r = n(\alpha_1 \Phi_c f_c A_c + \Phi_s f_y A_{st})$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \geq 0.67$$

که در آن:

f_c : مقاومت مشخصه بتن A_c : سطح مقطع بتن A_{st} : سطح فولاد آرماتور طولی f_y : تنش جاری شدن فولاد Φ_c, Φ_s : ضرایب جزی ایمنی بتن و فولاد n : ضریب کاهش (در صورت استفاده از تنگ موازی برابر ۰/۸ و در صورت استفاده از دورپیچ برابر ۰/۸۵ می‌باشد)

۵-۵ مراحل گام به گام طراحی مقاطع تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی

آرایش میلگردها، بارمحوری نهایی N_u ، لنگر نهایی M_u و ابعاد مقطع معلوم هستند و هدف بدست آوردن مقدار آرماتور طولی می‌باشد.

گام اول: محاسبه γ و بدست آوردن دیاگرام مربوطه:

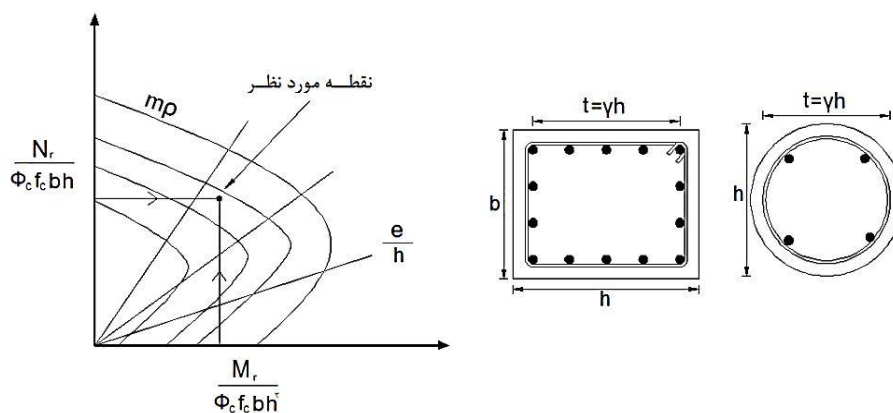
$$\gamma = \frac{t}{h}$$

گام دوم: محاسبه مقادیر:

$$\text{مقاطع مستطیلی: } \left[\frac{N_r}{\Phi_c f_c b h}, \frac{M_r}{\Phi_c f_c b h^2} \right]$$

$$\text{مقاطع دایره: } \left[\frac{N_r}{\Phi_c f_c D^2}, \frac{M_r}{\Phi_c f_c D^3} \right]$$

گام سوم: پیدا کردن نقطه نظیر مقادیر گام دوم و بدست آوردن مقدار mp از روی دیاگرام



گام چهارم: محاسبه مقدار m :

$$m = \frac{\Phi_y f_y}{\alpha_1 \Phi_c f_c}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c \geq 0.67$$

گام پنجم: محاسبه مقدار درصد آرماتور طولی ρ : با استفاده از مقادیر بدست آمده در گام سوم و چهارم:

$$\rho = \frac{m\rho}{m}$$

گام ششم: کنترل مقدار ρ :

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.01 < \rho < 0.06$$

📖 مطابق مبحث نهم: محدودیت حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی نیز رعایت شود.

📖 مطابق مبحث نهم: در صورت استفاده از فولاد $S400$ در آرماتورهای طولی در خارج از محل وصله‌ها $\rho_{max} = 0.045$ می‌باشد.

گام هفتم: محاسبه مقدار فولاد طولی A_s :

$$A_s = \rho b h$$

گام هشتم: انتخاب میلگرد مناسب.

تمرین ۱-۵ با استفاده از دیاگرام‌های طراحی ستون، سطح مقطع لازم آرماتورهای طولی برای ستون مستطیلی به ابعاد 400×300 را برای تحمل بار محوری نهایی و لنگر خمشی نهایی داده شده محاسبه کنید.

$$M_u = 70 \text{ KN.m}, N_u = 220 \text{ KN}, t = 300 \text{ mm}, d = 50 \text{ mm}, (f_c = 30 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa})$$

حل:

گام اول: محاسبه γ و بدست آوردن دیاگرام مربوطه:

$$\gamma = \frac{t}{h} = \frac{300}{400} = 0.75$$

جهت اطمینان از دیاگرام $\gamma = 0.7$ استفاده می‌کنیم

گام دوم: محاسبه مقادیر:

$$\phi_c = 0.65$$

$$\frac{N_r}{\Phi_c f_c b h} = \frac{2200 \times 10^3}{0.65 \times 30 \times 300 \times 400} = 0.94$$

$$\frac{M_r}{\Phi_c f_c b h^2} = \frac{70 \times 10^6}{0.65 \times 30 \times 300 \times 400} = 0.74$$

گام سوم: پیدا کردن نقطه نظیر مقادیر گام دوم و بدست آوردن مقدار mp از روی دیاگرام

$$\rho m = 0.3$$

گام چهارم: محاسبه مقدار m :

$$m = \frac{\Phi_y f_y}{\alpha_1 \Phi_c f_c}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c = 0.85 - 0.015 \times 30 = 0.805$$

$$\Phi_y = 0.85$$

$$m = \frac{0.85 \times 400}{0.805 \times 0.65 \times 30} = 21.65$$

گام پنجم: محاسبه مقدار درصد آرماتور طولی ρ : با استفاده از مقادیر بدست آمده در گام سوم و چهارم:

$$\rho = \frac{mp}{m} = \frac{0.3}{21.65} = 0.014$$

گام ششم: کنترل مقدار ρ :

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.01 < 0.014 < 0.045 \quad \text{OK}$$

گام هفتم: محاسبه مقدار فولاد طولی A_s :

$$A_s = \rho b h = 0.014 \times 300 \times 400 = 1680 \text{ mm}^2$$

گام هشتم: انتخاب میلگرد شماره ۲۲.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 22^2}{4} = 314 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A} = \frac{1680}{314} = 5.35 \rightarrow \text{use } 6\Phi 22$$

۵-۶ مراحل گام به گام کنترل مقاطع تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی

آرایش میلگردها، بارمحوری نهایی N_u ، لنگر نهایی M_u و ابعاد مقطع معلوم هستند و هدف بررسی کفایت مقطع می‌باشد.

گام اول: محاسبه γ و بدست آوردن دیاگرام مربوطه:

$$\gamma = \frac{t}{h}$$

گام دوم: محاسبه مقدار $m\rho$ و پیدار کردن منحنی مربوطه

$$m = \frac{\Phi_y f_y}{\alpha_1 \Phi_c f_c}$$

گام سوم: محاسبه مقدار خروج از مرکزیت e :

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

گام چهارم: محاسبه مقدار $\frac{e}{h}$ و پیدا کردن خط مربوط به آن.

گام پنجم: پیدا کردن محل تلاقی خط گام پنجم با منحنی گام سوم و تصویر آن بر محورهای قائم یا افقی

گام ششم: قرائت مقدار $\frac{M_r}{\Phi_c f_c b h^2}$ یا $\frac{N_r}{\Phi_c f_c b h}$.

گام هفتم: بدست آوردن مقدار M_r یا N_r

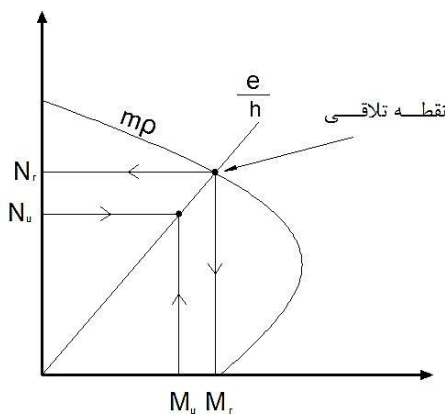
گام هشتم: محاسبه مقدار $Ratio$

$$Ratio = \frac{N_u}{N_r} = \frac{M_u}{M_r}$$

- اگر $Ratio < 1$ باشد، نقطه مورد نظر داخل منحنی می‌باشد و مقطع جوابگو می‌باشد.

- اگر $Ratio = 1$ باشد، نقطه روی منحنی می‌باشد و مقطع بهینه می‌باشد.

- اگر $Ratio > 1$ باشد، نقطه داخلی منحنی قرار نگرفته و مقطع جوابگو نمی‌باشد.



تمرین ۵-۲ کفایت مقطع تمرین ۵-۱ را کنترل نمایید.

$$M_u = 70 \text{ KN.m} , N_u = 2200 \text{ KN} , \quad t = 30 \text{ mm} , d = 50 \text{ mm} , \quad (f_c = 30 \text{ MPa} , f_y = 400 \text{ MPa})$$

حل:

گام اول: محاسبه γ و بدست آوردن دیاگرام مربوطه:

$$\gamma = \frac{t}{h} = \frac{300}{400} = 0.75$$

جهت اطمینان از دیاگرام $\gamma = 0.7$ استفاده می‌کنیمگام دوم: محاسبه مقدار $m\rho$ و پیدا کردن منحنی مربوطه

$$m = \frac{\Phi_y f_y}{\alpha_1 \Phi_c f_c} = \frac{0.85 \times 400}{0.805 \times 0.65 \times 30} = 21.65$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{1885}{300 \times 400} = 0.16$$

$$\rho m = 0.16 \times 21.65 = 0.35$$

گام سوم محاسبه مقدار خروج از مرکزیت e :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{70 \times 10^6}{2200 \times 10^3} = 31.8 \text{ mm}$$

گام چهارم: محاسبه مقدار $\frac{e}{h}$ و پیدا کردن خط مربوط به آن.

$$\frac{e}{h} = \frac{31.8}{400} = 0.08$$

گام پنجم: پیدا کردن محل تلاقی خط گام پنجم با منحنی گام سوم و تصویر آن بر محورهای قائم یا افقی

گام ششم: قرائت مقدار $\frac{M_r}{\Phi_c f_c b h^2}$ یا $\frac{N_r}{\Phi_c f_c b h}$.

$$\frac{N_r}{\Phi_c f_c b h} = 0.95, \quad \frac{M_r}{\Phi_c f_c b h^2} = 0.8$$

گام هفتم: بدست آوردن مقدار N_r یا M_r

$$N_r = 0.95 \times 0.65 \times 30 \times 300 \times 400 = 2223 \text{ KN}$$

$$M_r = 0.80 \times 0.65 \times 30 \times 300 \times 400^2 = 7488 \text{ KN.m}$$

گام هشتم: محاسبه مقدار $Ratio$

$$Ratio_1 = \frac{N_u}{N_r} = \frac{2200}{2223} = 0.98 < 1$$

$$Ratio_r = \frac{M_u}{M_r} = \frac{70}{74/88} = 0.93 < 1$$

۱ $Ratio < 1$ می‌باشد، نقطه مورد نظر داخل منحنی می‌باشد و مقطع جوابگو می‌باشد.

نکته: اگر در مقطع ستون کرنش‌ها در حال تعادل باشند آنگاه:

$$N_r = \left(\frac{N_{rb} - N_{ro}}{M_{rb}} \right) M_r + N_{ro}$$

که در آن:

N_{rb} و M_{rb} : به ترتیب نیروی محوری و لنگر خمشی مقاوم در حالت تعادل کرنش‌ها

N_r و M_r : به ترتیب نیروی محوری و لنگر خمشی مقاوم نهایی

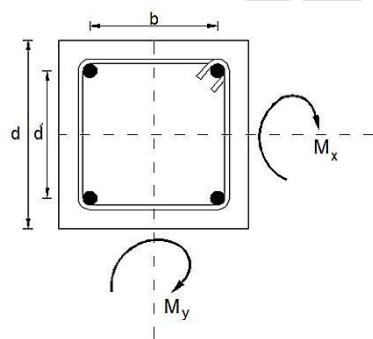
N_{ro} : نیروی محوری مقاوم ستون تحت بار محوری خالص

۵-۷ طراحی مقاطع تحت اثر نیروی محوری و لنگر خمشی دو محوری

ستون‌های بتن آرمه در ساختمان‌ها ممکن است تحت اثر خمش در دو جهت قرار گیرند، مانند ستون‌های گوشه. اگر مقطع ستون دایره باشد، طراحی ستون با حالت تک محوری تفاوتی نخواهد داشت و فقط کافی است برآیند لنگر در دو محور محاسبه شود:

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

ولی در مورد مقاطع مربع-مستطیل نمی‌توان بصورت بالا عمل کرد. مقطع نشان داده شکل زیر را که تحت اثر نیروی محوری N و لنگرهای M_x و M_y قرار گرفته است را در نظر بگیرید.



در این صورت می‌توان ستون را برای ترکیب نیروی محوری N و لنگر خمشی $\hat{M}_x$ یا $(\hat{M}_y, N)$ بسته به اینکه کدام یک از دو حالت زیر برقرار باشد طراحی کرد.

$$\frac{M_x}{h} \geq \frac{M_y}{b} \Rightarrow \hat{M}_x = M_x + \beta \frac{h}{b} M_y$$

$$\frac{M_x}{h} \leq \frac{M_y}{b} \Rightarrow \hat{M}_y = M_y + \beta \frac{h}{b} M_x$$

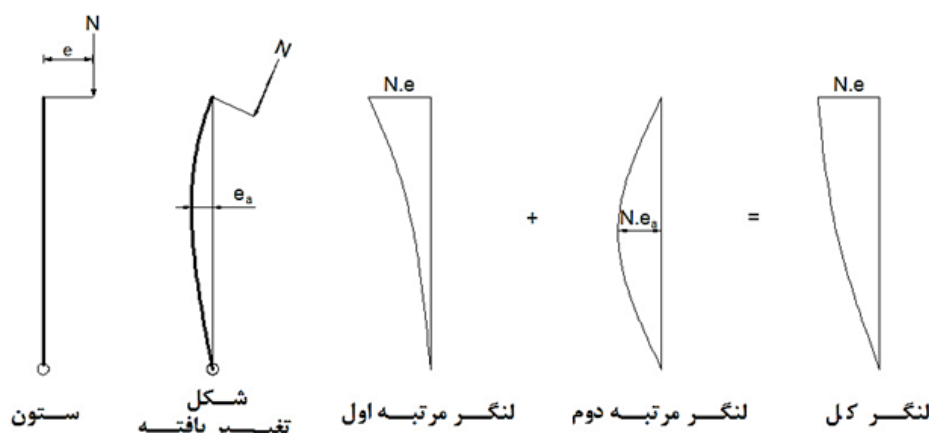
مقدار β با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\beta = 1 - \frac{\gamma N}{\gamma / \Delta b h f_c}$$

ادامه روند طراحی همانند طراحی برای مقاطع تحت بار محوری و لنگر خمشی تک محوری با بار محوری N و لنگر خمشی M_x (یا بار محوری N و لنگر خمشی M_y) می‌باشد.

۵-۸ کمانش در ستون‌های بتن آرمه

ستونی را مطابق شکل زیر در نظر بگیرید، که تحت اثر نیروی محوری فشاری N و لنگر خمشی M_i در دو انتها قرار گرفته است. ترکیب عملکرد N و M_i در وسط ارتفاع ستون ایجاد خیزی به اندازه e_a می‌کند. لنگر اضافی که در نتیجه این خیز به وجود می‌آید برابر است با نیروی محوری N ضربدر خیز e_a این لنگر اضافی حاصل از خیز اولیه باعث ایجاد انحنای بیشتر و در نتیجه خیز بزرگتر و بنابراین لنگر بیشتر خواهد شد. در صورت دو حالت زیر ممکن است اتفاق افتد.



الف) خیز بصورت ناپایدار افزایش یافته و ستون گسیخته شود. (گسیختگی کمانشی)

ب) یک حالت پایدار ایجاد می‌شود.

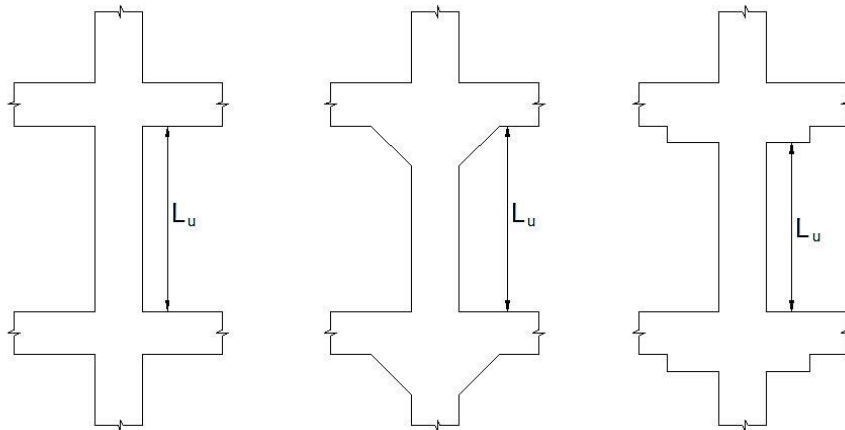
نکته: حتی یک ستون با بار محوری خالص، در اثر خطاهای احتمالی در مرحله ساخت که ممکن است دچار خیز شده و در اثر کمانش گسیخته شود. معادله اساسی مقاومت کمانشی یک ستون دوسر مفصل بوسیله رابطه اولر تعریف می‌شود.

$$P = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

نکته: رابطه اولر تابعی از سختی عضو است، نه مقاومت آن.

ستونی را که ابعاد مقطع آن در مقایسه با طولش کم است، ستون لاغر می‌نامند. ضریب لاغری ستون به صورت نسبت طول موثر آن به شعاع ژیراسیون مقطع تعریف می‌شود. طول موثر ستون l_e با اعمال ضریب موثر K در طول آزاد ستون l_u (طول آزاد فاصله زیر سقف تا روی کف) بدست می‌آید.

$$l_e = K \cdot l_u$$



ضریب k به شرایط انتهایی ستون از نظر میزان گیرداری بستگی دارد. مبحث نهم روابط زیر را برای محاسبه k توصیه کرده است.

۱- در قاب‌های مهار شده: در این قاب‌ها پایداری جانبی توسط سیستمی مانند دیوار برشی که سختی آن حداقل ۶ برابر سختی ستون‌ها در جهت مورد نظر است، تامین شده است. ضریب طول موثر قاب‌ها را برابر یک و یا کوچکترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود.

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.7 + 0.1 \psi_m \leq 1 \\ 0.75 + 0.05 \psi_{min} \leq 1 \end{array} \right.$$

۲- قاب‌های مهار نشده: در این قاب‌ها پایداری جانبی توسط خود قاب تامین می‌شود. مقدار k با استفاده از روابط زیر بدست می‌آید.

$$\text{IF } \psi_m < 2 \rightarrow k = (1 - 0.05 \psi_m) \sqrt{1 + \psi_m} \geq 1$$

$$\text{IF } \psi_m \geq 2 \rightarrow k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m}$$

مقدار k در قطعات فشاری مهار نشده‌ای که یک انتهای آن مفصلی باشد از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$k = 2 + 0.3 \psi$$

در روابط فوق ψ شاخص شرایط انتهایی ستون است که بصورت زیر تعریف می‌شود.

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI_c}{I_c}}{\sum \frac{EI_b}{I_b}}$$

که در آن:

$$\sum \frac{EI_c}{I_c} : \text{مجموع سختی ستون‌های متصل به گره}$$

$$\sum \frac{EI_b}{I_b} : \text{مجموع سختی تیرهای متصل به گره}$$

نکته: به منظور در نظر گرفتن اثر ترک خوردگی، 0.7 ممان اینرسی ستون و 0.35 ممان اینرسی تیر موثر در نظر گرفته می‌شود.

ψ_m : میانگین مقدار ψ در دو انتهای ستون.

ψ_{min} : حداقل مقدار ψ در دو انتهای ستون.

بجای محاسبه k از روش فوق می‌توان مقدار آن را بطور تقریبی از جداول زیر بدست آورد.

ضریب k در ستون مهار نشده			
شرایط انتهایی در پایین ستون			شرایط انتهایی در بالای ستون
(۳)	(۲)	(۱)	
۱/۶	۱/۳	۱/۲	(۱)
۱/۸	۱/۵	۱/۳	(۲)
-	۱/۸	۱/۶	(۳)
-	-	۲/۲	(۴)

ضریب k در ستون مهار شده			
شرایط انتهایی در پایین ستون			شرایط انتهایی در بالای ستون
(۳)	(۲)	(۱)	
۰/۹۰	۰/۸۰	۰/۷۵	(۱)
۰/۹۵	۰/۸۵	۰/۸۰	(۲)
۰۰	۰/۹۵	۰/۹۰	(۳)
-	-	-	(۴)

شرایط انتهایی مذکور در جداول فوق به شرح زیر است:

(۱) تقریباً گیردار: انتها به فونداسیون یا تیرهایی با مقطع هم ارتفاع با مقطع ستون و در دو طرف به صورت صلب متصل است.

(۲) نیمه‌گیردار: انتهای ستون به تیرهای با ارتفاع مقطعی کمتر از ارتفاع مقطع ستون و در دو طرف به صورت صلب متصل است.

(۳) تقریباً مفصلی.

(۴) آزاد: انتهای ستون هم برای دوران و هم برای انتقال جانی آزاد است.

با معلوم بودن ضریب k طول آزاد ستون و ابعاد مقطع آن ضریب لاغری از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$\lambda = \frac{kl_u}{r}$$

r شعاع ژیراسیون مقطع در حالت کلی برابر است با:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

نکته: در مقاطع رایج بتن‌آرمه می‌توان در مقطع دایره $r = 0.25d$ (قطر دایره) و در مقطع مربع-مستطیل $r = 0.3b$ (بعد جهت خمشی) در نظر گرفت.

با معلوم بودن λ ، مطابق مبحث نهم اگر شرایط زیر برقرار باشد ستون کوتاه و در غیر اینصورت ستون لاغر محسوب می‌شود.

- در قاب مهار شده:

$$\lambda = \frac{kl_u}{r} \leq \left(34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right) \Rightarrow \left(\frac{M_1}{M_2} \geq -0.5 \right)$$

- در قاب مهار نشده:

📖 برای جلوگیری از گسیختگی ناپایدار، حداکثر لاغری مجاز λ در مبحث نهم ۲۰۰ تعیین شده است. در صورت عدم استفاده از تحلیل مرتبه دوم سازه (در نظر گرفتن اثرات لنگر اضافی در اثر خمش ستون‌ها) حداکثر لاغری مجاز ۱۰۰ می‌باشد.

نکته: مقدار M_x و یا M_y نباید از $N \cdot e_m$ کمتر در نظر گرفته شود. e_{min} مطابق مبحث نهم برابر است با:

$$e_{min} = 0.3h - 15mm$$

۵-۹ ستون‌های بتن آرمه با تنگ

آرماتورهای طولی، ظرفیت فشاری بتن را افزایش داده و نیز باعث تحمل کشش ناشی از خمش می‌شوند. اگر آرماتورهای طولی با آرماتورهای عرضی بصورت تنگ بسته شده و در فواصل مناسب اجرا می‌شود. این فولادهای عرضی از حرکت آرماتورهای طولی هنگام بتن ریزی جلوگیری کرده و از کمانش آنها جلوگیری می‌کنند.

نکته: فولادهای عرضی و طولی باعث محصور شده هرچه بیشتر بتن شده و شکل‌پذیری و مقاومت فشاری آن را افزایش می‌دهد.

نکته: ستون با خاموت دورپیچ رفتار شکل‌پذیری نسبت با ستون بتن آرمه با خاموت معمولی دارد و انرژی بیشتری را دریافت می‌کند.

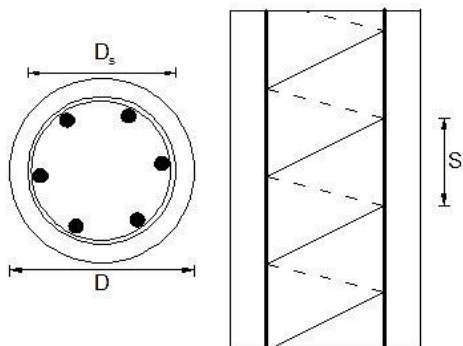
نکته: وجود خاموت‌های دورپیچ در ستون‌های کوتاه دایره‌ای تاثیر چندانی بر مقاومت نهایی ستون ندارند، ولی وجود آنها باعث می‌شود بعد از رسیدن لحظه گسیختگی، ستون بعلت کمانش آرماتور طولی که در صورت استفاده از خاموت‌های معمولی روی می‌دهد، دچار ریزش کامل نگردد.

📖 مطابق مبحث نهم در صورت استفاده از خاموت دورپیچ مقدار آن از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$(\rho_s)_{min} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_y}$$

که در آن:

ρ_s : نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته ($f_y \leq 400 MPa$)



$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_c} \cong \frac{4a_s}{D_c \cdot S}$$

$$A_g = \frac{\pi D^2}{4}, A_c = \frac{\pi D^2}{4}$$

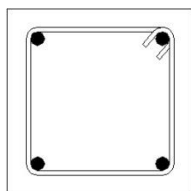
$$25mm < S < 75mm$$

a_s : سطح مقطع آرماتور دورپیچ به قطر d_b

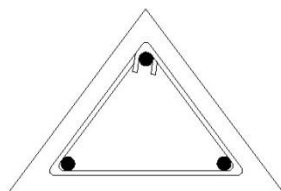
📖 مطابق مبحث نهم حداقل قطر آرماتور دورپیچ $6mm$ و حداکثر گام دورپیچ $\frac{1}{6} D_c$ می‌باشد.

محدودیت‌های آرماتورگذاری طولی و عرضی در ستون‌های بتن آرمه

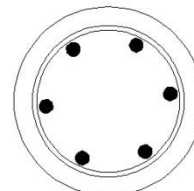
- تعداد میلگردهای طولی نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:



حداقل ۴ عدد

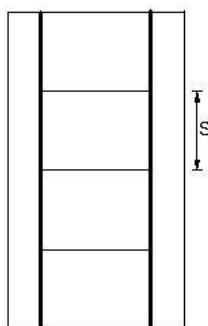


حداقل ۳ عدد



حداقل ۶ عدد

- فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر شود.



$$S \leq \begin{cases} 12 \text{ قطر کوچکترین میلگرد} \\ 36 \text{ برابر قطر خاموت} \\ \text{کوچکترین بعد عضو فشاری} \\ 250 \text{ mm} \end{cases}$$

- تمام آرماتورهای طولی نمره ۳۰ و پایین‌تر باید با خاموت‌های با حداقل قطر $\frac{1}{4}$ آرماتور طولی و آرماتورهای طولی بالاتر با خاموت با حداقل قطر ۱۰ میلیمتر احاطه شوند.

- فاصله آزاد بین دو میلگرد موازی در یک سفره نباید کمتر از مقادیر زیر باشد.

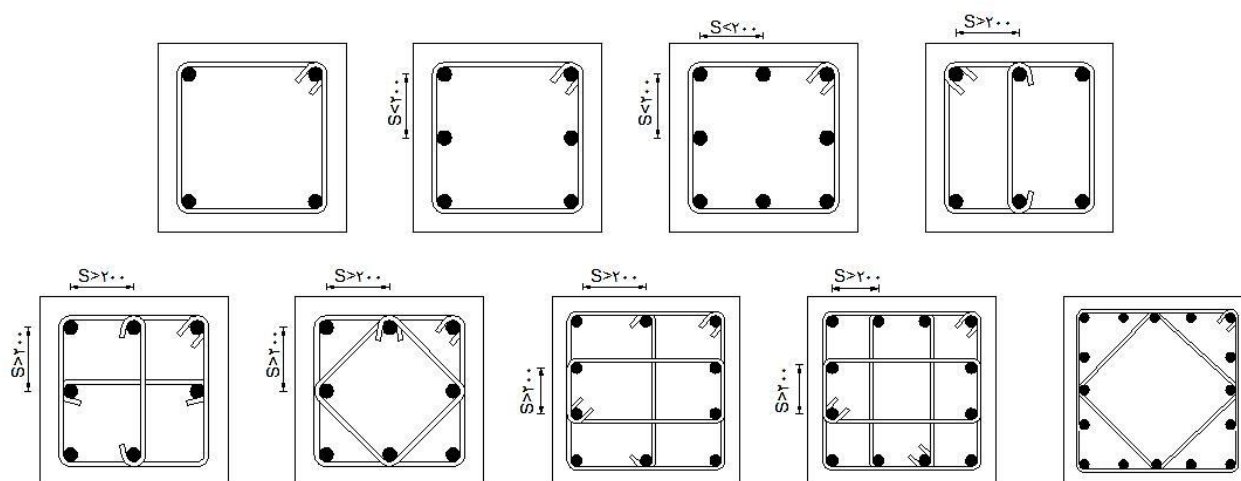
$$\left. \begin{array}{l} \text{قطر میلگردهای موازی} \\ 25 \text{ mm} \\ \text{برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه در بتن} \end{array} \right\} \leq S \leq 150 \text{ mm}$$

- در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید کمتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد.

- در اعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلیمتر، کمتر باشد.

- در هر گوشه خاموت یک آرماتور باید قرار داده شود و آرماتورهای طولی نیز باید یک در میان در گوشه خاموت قرار بگیرند. زاویه گوشه خاموت نباید از ۱۳۵ درجه بیشتر باشد.

در شکل زیر نمونه‌هایی از انواع متداول آرایش خاموت‌ها و آرماتورهای طولی در ستون‌ها نشان داده شده است.

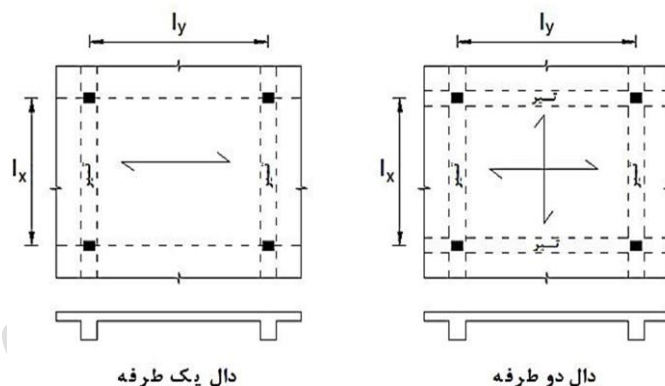


دال‌ها

۷-۱ مقدمه

در بتن مسلح دال عبارت است از یک مسطح معمولاً افقی که ممکن است روی دیوار، تیرهای بتن آرمه (که معمولاً به طور یکپارچه همراه دال بتن ریزی می‌شوند) و یا مستقیماً روی ستون‌ها قرار گیرد.

دال‌هایی که روی ایبرها قرار می‌گیرند ممکن است یک‌طرفه یا دو طرفه باشند. بنا به تعریف اگر نسبت دهانه در یک جهت نسبت به دهانه در جهت عمود بر آن کمتر یا مساوی ۲ باشد، دال دو طرفه نامیده می‌شود که در این صورت بار وارده به دال به تکیه‌گاه‌های هر دو جهت وارد می‌شود. اگر نسبت فوق بیش از ۲ باشد دال یک‌طرفه نامیده می‌شود که در این صورت می‌توان فرض کرد که بار دال تنها به تکیه‌گاه‌ها در جهت کوتاه‌تر وارد می‌شود.



۷-۲ سیستم‌های مختلف دال بتن آرمه

۱) دال‌های قرار گرفته بر روی تیرها

در این نوع دال‌ها انتقال نیرو از دال به تیر و از تیر به ستون انجام می‌گیرد. معیار اصلی در تعیین ضخامت و طول دهانه کنترل خیز است. با رعایت حداقل ضخامت لازم برای دال، نیازی به محاسبات خیز نخواهد بود. به همین منظور مبحث نهم مقررات ملی ساختمان جدولی بر حسب نسبت دهانه آزاد به ضخامت دال ارائه شده است. جدول زیر حداکثر نسبت دهانه به ضخامت و طول دهانه اقتصادی را برای دال یک‌طرفه نشان می‌دهد.

نوع دال	حداقل ضخامت دال h	طول دهانه اقتصادی
دال یک‌طرفه یا تیرچه بلوک با تکیه‌گاه ساده	$\frac{l}{20}$	$4/5 \sim 5/5 m$
دال یک‌طرفه یا تیرچه بلوک با تکیه‌گاه پیوسته از یک طرف	$\frac{l}{24}$	$5/5 \sim 6m$
دال یک‌طرفه یا تیرچه بلوک با تکیه‌گاه پیوسته از دو طرف	$\frac{l}{28}$	$5/5 \sim 6m$

در مورد دال‌های دوطرفه مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، ابتدا با فرض ابعاد مناسبی برای تیرهای تکیه‌گاهی، نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی نواری از دال که از طرفین به محورهای مرکزی پانل‌های مجاور محدود شده باشد، تعیین شود α ، سپس مقدار میانگین α برای تمام تیرهای پانل محاسبه شود. در مرحله بعد با توجه به مقدار α_m یکر از سه حالت زیر برقرار خواهد بود:

الف) اگر $\alpha_m \leq 0/2$ باشد، طبق شرایط دال تخت عمل خواهد شد.

ب) اگر $0/2 < \alpha_m < 2$ باشد، ضخامت دال بر حسب میلی‌متر از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$h = \frac{l_n(100 + 0/6 f_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0/2)} \geq 125mm$$

$$\beta = \frac{l_y}{l_x}$$

پ) اگر $\alpha_m > 0/2$ باشد، ضخامت دال بر حسب میلی‌متر از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$h = \frac{l_n(100 + 0/6 f_y)}{36000 + 9000\beta} \geq 90mm$$

روش فوق که در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و همچنین آیین‌نامه آبا تعیین شده است، نیاز به فرض مقادیر اولیه‌ای برای سختی تیرو دال و سپس استفاده از روابط دارد. به همین منظور از جدول زیر برای تعیین مقادیر اولیه ضخامت و دهانه دال می‌توان استفاده نمود. اعداد ارائه شده در جدول زیر بر حسب ضخامت موثر دال d می‌باشد و برای تعیین ضخامت کل باید مقدار مناسبی به ضخامت موثر اضافه کرد.

نوع دال	ضخامت موثر دال d	طول دهانه اقتصادی
دوطرفه با تکیه‌گاه‌های ساده	$\frac{l}{27}$	$5/5 \sim 6/0 m$
دو طرفه با تکیه‌گاه پیوسته	$\frac{l}{35}$	$6/0 \sim 6/5 m$

نکته: معمولاً باید ضخامت دال حداکثر ۲۰۰ میلی‌متر و در سخت‌ترین شرایط حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

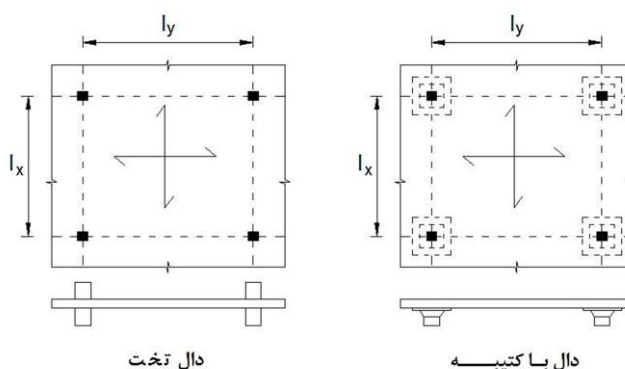
۲) دال‌های تخت

در این دال‌ها انتقال نیرو مستقیماً از دال به ستون انجام می‌گیرد. به دلیل حذف تیرهای بتن‌آرمه، ضخامت کلی سقف کاهش یافته و یک سطح صاف و بدون برآمدگی در سقف به وجود می‌آید. هزینه و زمان لازم برای قالب بندی و آرماتور گذاری را کاهش می‌دهد. این نوع سیستم

دال برای ساختمان‌های بیش از چهار طبقه در صورتی می‌تواند به کار رود که از سیستم بادبندی مناسب مانند دیوار برشی استفاده شود. همچنین در صورت بالا بودن بار وارد بر دال و فاصله زیاد ستون‌ها ممکن است برای غلبه بر نیروی برشی در محل اتصال ستون به دال ایجاد ژهنه یا سر ستون ضروری باشد. طول دهانه اقتصادی در دال تخت ۶ الی ۱۰ متر می‌باشد. ضخامت دال نباید از مقادیر به دست آمده از جدول زیر کمتر باشد. تیر لبه در صورت وجود باید دارای سختی معادل $\alpha = 0.8$ باشد.

نوع فولاد	بدون کتیبه		با کتیبه	
	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های بیرونی	
	بدون تیر لبه	با تیر لبه	بدون تیر لبه	با تیر لبه
$S300$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$
$S400$	$\frac{l_n}{30}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$

در شکل زیر دالک تخت با بهنه و بدون ژهنه نشاد داده شده است.



۷-۳ نوار پوششی، ستونی، میانی و کناری در سیستم دال

مطابق تعاریف ارائه شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان:

نوار پوششی:

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های واقع در یک ردیف در پلان قرار می‌گیرند و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود می‌شود.

نوار ستونی:

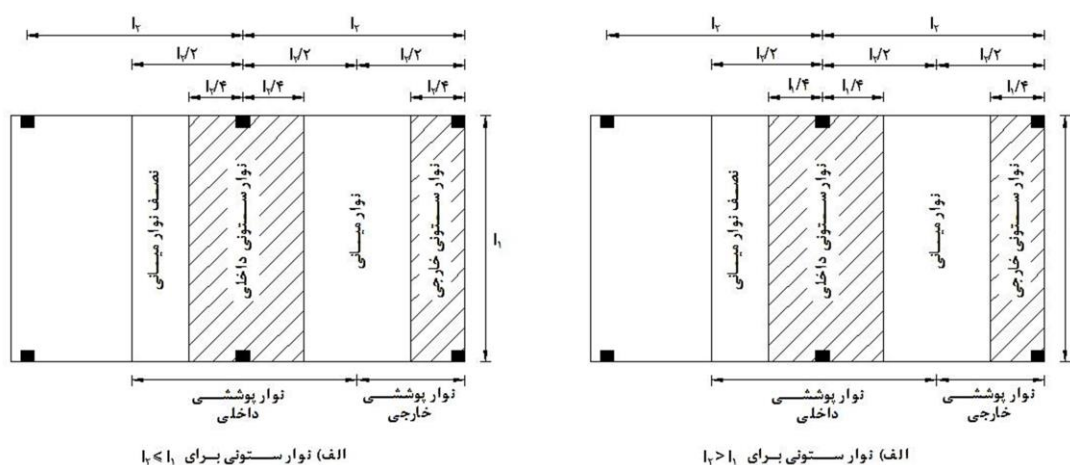
به قسمتی از نوار ژوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر قسمت محور برابر با $l_1/25$ و یا $l_2/25$ ، هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

نوار میانی:

نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

نوار کناری:

در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.



بازشوها در سیستم دال‌ها

ضوابط زیر در تعیین محل و ابعاد بازشوها باید رعایت شوند. در تمامی موارد باید در طرفین بازشوها در هر امتداد، آرماتورهای اضافی به اندازه آرماتورهای قطع شده قرار داده شود.

- در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال می‌توان هر بازشویی با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.
- در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.
- در نواحی مشترک بین یک نوار ستونی و یک نوار میانی متقاطع دال فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک چهارم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

نکته: در سیستم‌های دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه و در هر محل پیش‌بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام تحلیل ویژه نشاد داد سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری به ویژه ضوابط مربوط به تغییر شکل‌ها را ارضا می‌کند.

نکته: در دال‌های سیستم‌های دال و تیر، بازشوها نباید از محل تیرها عبور کنند، مگر آنکه تحلیل قابل قبولی ارائه شود.

۷-۴ مقاومت خمشی دال‌های بتن آرمه

برای تعیین مقدار فولاد خمشی در دال‌های بتن آرمه همان روش ارائه شده برای تیرهای بتن آرمه بکار می‌رود البته با توجه به اینکه دال‌ها معمولاً دارای درصد فولاد پایین‌تری نسبت به تیرها می‌باشند، تقریباً می‌توان گفت که هیچ وقت فولاد فشاری برای دال‌ها مورد نیاز نخواهد بود.

نکته: بجای استفاده از روابط ارائه شده برای تعیین مقدار فولاد خمشی می‌توان از روش ساده زیر استفاده کرد.

$$M_r = K f_c b d^2$$

$$K = \Phi_c \alpha_1 \beta_1 \left(\frac{\gamma_{00}}{\gamma_{00} + f_y} \right) \left(1 - \gamma_{00} / \beta_1 \frac{\gamma_{00}}{\gamma_{00} + f_y} \right)$$

$$\text{if } M_u \leq M_r \Rightarrow A_s = \frac{M}{\Phi_s f_y \cdot z}$$

$$z = \left(\gamma_{00} / \beta_1 + \sqrt{\gamma_{00} / \beta_1 - k} \right) d$$

$$k = \frac{M_u}{f_c b d^2}$$

که در آن:

z : بازوی لنگر مقاوم

d : عمق موثر مقطع

A_s : سطح مقطع فولاد کششی در عرض b از دال

b : عرض طراحی دال (معمولاً ۱۰۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود)

بقیه پارامترها همان پارامترهای مربوط به طراحی تیرها می‌باشند.

آنالیز و طراحی دال‌های یک‌طرفه به راحتی مانند تیرهای مستطیلی انجام می‌شود و برای این کار معمولاً عرضی برابر با ۱۰۰۰ میلی‌متر از دال در نظر گرفته شده و مانند یک تیر طراحی می‌شود. در مورد دال‌های دو طرفه و تخت با رعایت شرایط می‌توان از روش‌های ساده شده آیین‌نامه برای تعیین لنگرهای طراحی در مقاطع استفاده کرد و سپس مقدار فولاد لازم در هر مقطع را محاسبه کرد.

نکته: در مواردی که لنگر خمشی متعادل نشده‌ای، M_u ، ناشی از بارهای قائم، باد یا زلزله باید بین دال بدون تیر به ستون منتقل شود، قسمتی از آن، M_{uf} ، با عملکرد خمشی و بقیه آن، M_{uv} ، با اثر نیروی برشی خارج از مرکزی که در اطراف ستون در دال ایجاد می‌شود، منتقل می‌گردد. مقدار M_{uf} از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$M_{uf} = \frac{M_u}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

$$b_1 = c_1 + d$$

$$b_2 = c_2 + d$$

که در آن:

d : عمق موثر مقطع

C_1, C_2 : به ترتیب بعد ستون در امتداد محور طولی و عرضی نوار پوششی می‌باشند. ظط

۷-۵ ضوابط و محدودیت‌های آرماتورگذاری دال‌ها

نسب سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دال‌هایی به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلی‌متر نباید از مقادیر زیر کمتر اختیار شود.

نوع میلگرد	نسبت سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع شدگی
S۳۴۰, S۳۴۰	۰/۰۰۲
S۴۰۰	۰/۰۰۱۸
S۵۰۰	۰/۰۰۱۵

در دال‌های یک‌طرفه که آرماتور خمشی فقط در یک جهت دال قرار دارد در جهت دیگر باید آرماتورهای توزیع (حرارتی) با سطح مقطع فوق قرارداد داده شوند. در دال‌های دوطرفه که آرماتور خمشی در هر جهت وجود دارد، نیازی به آرماتور توزیع نیست.

فاصله میلگردهای خمشی در دال‌ها (بجز دال مشبک) نباید بیشتر از دوبرابر ضخامت یا ۳۵۰ میلی‌متر باشد.

نکته: در شرایط محیطی شده فاصله میلگردهای به دوبرابر ضخامت و ۲۵۰ میلی‌متر در برای شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده شده به ۱/۵ برابر ضخامت و ۲۰۰ میلی‌متر محدود می‌شود.

۷-۶ تیرچه بلوک

این نوع سقف نوعی سیستم دال یکطرفه است که در آن برای کاهش بار مرده از بلوک‌های سفالی یا بتنی توخالی برای ژر کردن قسمتی از حجم سقف استفاده می‌شود.

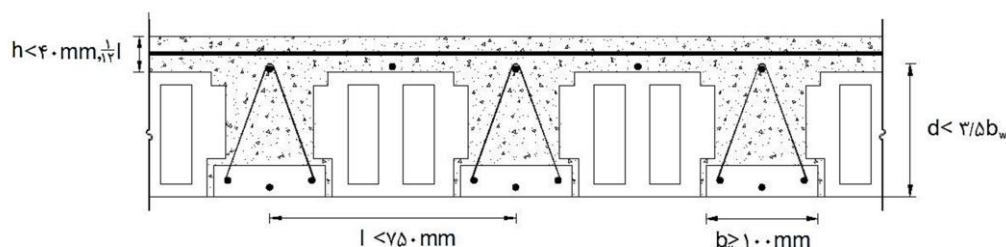
یک سقف تیرچه بلوک دارای اجزای اصلی به شرح زیر است:

- ۱- تیرچه
- ۲- بلوک
- ۳- میلگرد حرارتی، افت و میلگرد منفی
- ۴- بتن درجا

محدودیت‌ها و ویژگی‌های فنی سقف تیرچه بلوک و اجزای آن

این نوع سقف دارای محدودیت‌های اجرایی به شرح زیر است:

- (۱) فاصله محور تا محور تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.
- (۲) بتن پوششی قسمت بالای تیر (روی بلوک)، نباید از ۴۰ میلیمتر یا یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها کمتر باشد.
- (۳) عرض تیرچه‌ها نباید از ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.
- (۴) آرماتورهای حرارتی در دو جهت عمود بر هم روی تیرچه و بلوک‌ها قرار می‌گیرند. مقدار این آرماتورها معمولاً آرماتور به قطر ۶ میلیمتر به فاصله ۲۵۰ میلی‌متر در هر دو جهت است.



نکته: در سیستم‌هایی که از قالب موقت استفاده می‌شود ضخامت دال فوقانی نباید از یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها و نه از ۵۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

حداکثر دهانه مورد پوشش سقف (در جهت تیرچه پیش ساخته خرژایی) با تیرچه‌های منفرد، نباید از ۸ متر بیشتر شود. توصیه می‌شود برای اطمینان بیشتر دهانه مورد پوشش، بیشتر از ۷ متر نباشد و در صورت وجود سربارهای زیاد، و یا دهانه بیش از ۷ متر از تیرچه‌های مضاعف استفاده شود.

در دهانه‌های بزرگتر از ۴ متر در وسط دهانه یا یک سوم دهانه با کلافهای عرض با عرض حداقل ۱۰۰ میلی‌متر با حداقل دو آرماتور با قطر حداقل ۱۰ میلی‌متر به هم بسته شود. پس از گرفتن بتن، تیرچه به صورت یک مقطع در می‌آید که در نقاط با لنگر مثبت به صورت یک تیر T شکل عمل می‌کند که جان آن را تیرچه و بال آن را قشر بتنی روی تیرچه بلوک تشکیل می‌دهد. در نقاط با لنگر منفی (اگر سیستم سراسری باشد)، سیستم تیرچه‌ها به صورت تیرهای با مقطع مستطیلی به عرض تیرچه عمل می‌کند. برای طراحی سقف تیرچه و بلوک می‌توان از ضرایب لنگرهای خمشی و نیروی برشی تقریبی در تیرها و دال‌های یک‌طره پیوسته استفاده کرد:

ضرائب لنگرهای خمشی بصورت رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$M = K\omega l_n^2$$

که در آن:

K : ضریب ممان

ω : بار خطی وارد بر تیرچه

l_n : برای ممان‌های مثبت، طول دهانه خالص تیر یا دال و برای ممان منفی، متوسط طول دهانه‌های طرفین تیر یا دال است.

مقدار ضریب K مطابق جداول زیر بدست می‌آید.

در تیر یا دال با دو دهانه					
شرایط تکیه‌گاهی					
ساده (تیر روی دیوار)	صفر	$+\frac{1}{11}$	$-\frac{1}{9}$	$+\frac{1}{11}$	صفر
تیر روی تیر و متصل به آن	$-\frac{1}{24}$	$+\frac{1}{14}$	$-\frac{1}{9}$	$+\frac{1}{14}$	$-\frac{1}{24}$
تیر به ستون	$-\frac{1}{16}$	$+\frac{1}{14}$	$-\frac{1}{9}$	$+\frac{1}{14}$	$-\frac{1}{16}$

در تیر یا دال با بیشتر از دو دهانه					
					
مانند تیر با دو دهانه	$-\frac{1}{10}$	$+\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{11}$	$+\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{11}$

در دال‌ها با دهانه‌های کوچکتر از ۳ متر						
$-\frac{1}{12}$	$+\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{12}$	$+\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{12}$	$+\frac{1}{16}$	$-\frac{1}{12}$

مقدار برش در تکیه‌گاه‌های در جدول زیر نشان داده شده است.

مقدار برش در تکیه‌گاه‌ها		
$\frac{\omega l_n}{2}$	$\frac{1}{15} \frac{\omega l_n}{2}$	$\frac{\omega l_n}{2}$

در صورت برقرار بودن شرایط زیر می‌توان از جداول فوق استفاده کرد:

- دهانه‌ها حدوداً برابر باشند، اختلاف دو دهانه متوالی بیش از ۲۰ درصد دهانه کوچکتر نباشد.
- تیرها یا دال‌ها تحت اثر بار یکنواخت قرار داشته باشند.
- بار زنده بیشتر از سه برابر بار مرده نباشد.

نکته: مطابق مبحث نهم مقررات، مقاومت برشی تامین شده توسط بتن در تیرچه‌ها را می‌توان ۱۰ درصد بیشتر از مقدار معمول برای تیرها در نظر گرفت.

دکتر امین گرم‌رویی

حالت‌های حدی بهره برداری: تغییر شکل و ترک خوردگی

۶-۱ مقدمه

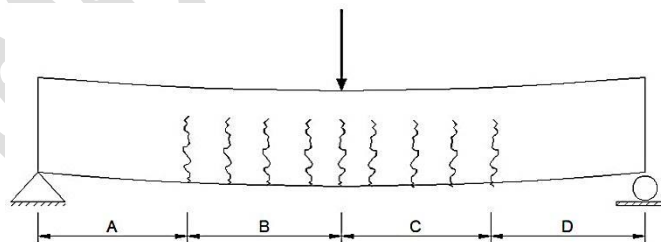
تغییر شکل یک سازه یا قسمتی از آن نباید بر وضعیت ظاهری یا کارایی سازه تاثیر منفی بگذارد. همچنین هرگونه ترک خوردگی بتن نباید تاثیر منفی بر وضعیت ظاهری یا دوام آن داشته باشد. معمولا در حالت حدی بهره برداری مقدار خیز و ترک خوردگی باید در طراحی مورد توجه قرار گیرد. در طراحی‌های عادی معمولا شرایط حالت حدی نهایی با استفاده از روش‌های ساده زیر برآورد می‌شود:

(الف) خیز با انتخاب مقدار مناسبی برای دانه به ارتفاع مقطع کنترل می‌شود.

(ب) عرض ترک‌های بتن با محدود کردن حداکثر فاصله آرماتوهای کششی کنترل می‌شود.

۶-۲ تغییر شکل

در محاسبات تغییرشکل، مدول الاستیسیته فولاد معمولا $E_s = 200 GPa$ فرض می‌شود. در مورد بتن مدول الاستیسیته از روش‌های آزمایشگاهی یا از روابط تجربی آیین نامه‌ها تعیین می‌شود. ممان اینرسی مقطعی به میزان ترک خوردگی بتن دارد. تیر ساده مطابق شکل زیر را در نظر بگیرید.



در ناحیه A و D تنش‌های کششی در حدی است که بتن ترک نخورده باقی مانده است. بنابراین ممان اینرسی بتن برابر مقدار آن در یک مقطع ترک نخورده I_u خواهد بود. در ناحیه B و C وضعیت پیچیده‌تر است. در مقطعی که شامل یک ترک است، ممان اینرسی مقطع ترک خورده I_{cr} ملاک است، ولی در فاصله بین ترک‌ها نیروهای کششی بتن به طور کامل از بین نرفته‌اند. ولی در فاصله بین ترک‌ها نیروهای کششی به طور کامل از بین نرفته‌اند. در این نواحی هیچ یک از مقادیر I_u و I_{cr} ملاک نخواهند. در محاسبات تغییر شکل تاثیر کلی EI موثر است و مقدار مناسب ممان اینرسی باید با توجه به دو مقدار فوق تعیین شود. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای محاسبه ممان اینرسی موثر مقطع I_e بر اساس مقطع و میزان ترک خودرگی آنها روابط زیر را پیشنهاد کرده است:

(الف) در وسط دهانه اعضای تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضای طره‌ای :

$$I_e = I_{cr} + (I_g + I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r + I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_c}$$

که در آن:

I_{cr} : ممان اینرسی مقطع ترک خورده

I_g : ممان اینرسی مقطع ترک نخورده بدون در نظر گرفتن اثر آرماورها

M_{cr} : لنگر ترک خوردگی مقطع

M_a : لنگر خمشی حداکثر در مقطع مورد نظر تحت اثر بارهای سرویس

y_t : فاصله محور خنثی در مقطع ترک نخورده، بدون در نظر گرفتن اثر آرماورها از دورترین تار کششی

f_c : مقاومت مشخصه بتن

f_r : مدول گسیختگی بتن می‌باشد.

ب) در تیرهای سراسری، ممان اینرسی موثر برابر با مقدار متوسط آن بر اساس مشخصات مقطع بحرانی در وسط دهانه و در روی تکیه‌گاه‌ها می‌باشد. به طوری که I_e وسط دهانه به ضریب ۲ و I_e در محل تکیه‌گاه با ضریب ۱ تاثیر داده شود. در قطعات منضوری که ابعاد مقطع در طول تیر ثابت است می‌توان همان مقدار وسط دهانه را برای ممان اینرسی موثر در نظر گرفت.

$$I_e = \frac{1}{4} (I_{eL} + 2I_{eM} + I_{eR})$$

که در آن:

I_{eL} ، I_{eM} و I_{eR} به ترتیب ممان اینرسی مقطع در تکیه‌گاه سمت چپ، وسط دهانه و تکیه‌گاه سمت راست می‌باشد.

خیز دراز مدت در اثر تاثیرات خزش و انقباض بتن.

مقاطع بتن آرمه در دراز مدت علاوه بر خیز الاستیک، دچار خیز اضافی نیز خواهد شد که در اثر خزش و انقباض بتن روی می‌دهد. تعیین دقیق مقدار این خیز تقریباً غیر ممکن می‌باشد. مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در صورت عدم استفاده از روشهای تحلیلی دقیق تر می‌توان از حاصل ضرب تغییر شکل آبی ناشی از بار دائمی در ضریب λ استفاده کرد. مقدار λ از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

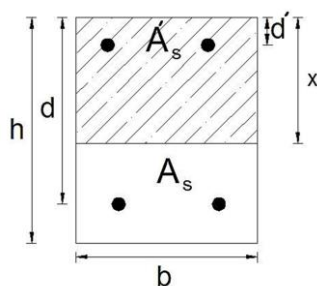
$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho}$$

در این رابطه ρ نسبت آرماتور فشاری در وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ ، برابر مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

مقدار ضریب ξ وابسته به زمان

زمان	ξ
۵ سال یا بیشتر	۲/۰
زمان ۱۲ ماه	۱/۴
زمان ۶ ماه	۱/۲
زمان ۳ ماه	۱/۰

مراحل گام به گام محاسبه خیز دراز مدت



گام اول: محاسبه مقدار ارتفاع تار خنثی x :

$$\frac{x}{d} = -n(\rho + \dot{\rho}) + \sqrt{\left[n^2(\rho + \dot{\rho})^2 + 2n \left(\rho + \frac{\dot{d}}{d} \dot{\rho} \right) \right]}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}, \rho = \frac{A_c}{bd}, \dot{\rho} = \frac{\dot{A}_s}{bd}$$

گام دوم: محاسبه ممان اینرسی مقطع ترک خورده I_{cr} :

$$I_{cr} = \left[\frac{1}{3} \left(\frac{x}{d} \right)^3 + n\rho \left(1 - \frac{x}{d} \right)^2 + n\dot{\rho} \left(\frac{x}{d} + \frac{\dot{d}}{d} \right)^2 \right] \times bd^3$$

گام سوم: محاسبه مدول گسیختگی بتن f_r :

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_c}$$

گام چهارم: محاسبه لنگر ترک خورده مقطع M_{cr} :

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3, y_t = \frac{1}{2} h$$

گام پنجم: محاسبه ممان اینرسی موثر I_e :

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2$$

گام ششم: محاسبه انحنای:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_c I_e}$$

M لنگر دائمی وارد بر مقطع می باشد.

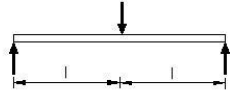
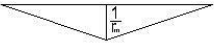
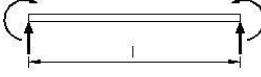
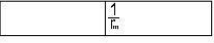
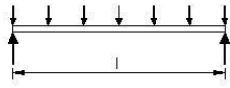
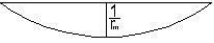
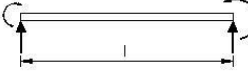
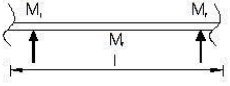
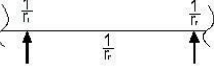
گام ششم: محاسبه خیز Δ :

خیز نقطه B ، اندازه گیری شده از مماس در نقطه A ، برابر است با لنگر دیارگرام انحنای بین دو نقطه A و B نسبت به نقطه B که خیز آن مورد نظر است.

$$\Delta = \int_B^A x \left(\frac{1}{r} \right) dx$$

x از نقطه B اندازه گیری می شود.

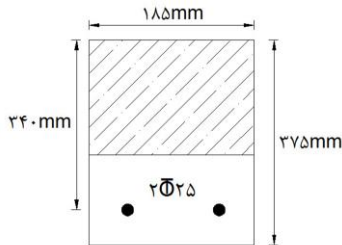
در زیر مقادیر خیز در وسط دهانه برای حالت های مختلف بارگذاری داده شده است.

نوع بارگذاری	دیارگرام انحنای	مقدار خیز Δ
		$\frac{l^3}{12} \left(\frac{1}{r_m} \right)$
		$\frac{l^3}{8} \left(\frac{1}{r_m} \right)$
		$\frac{l^4}{96} \left(\frac{1}{r_m} \right)$
		$\frac{l^3}{16} \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right)$
		$\frac{l^3}{96} \left(\frac{1}{r_1} \right) \left(1 - \frac{\beta}{1.0} \right), \beta = \frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{r_2}}$

گام ششم: محاسبه خیز دراز مدت:

$$\delta = \lambda \Delta$$

تمرین ۱-۶: تیر بتن آرمه با مقطع مطابق شکل دارای دهانه‌ای به طول ۵ متر با تکیه‌گاه‌های ساده مس‌باشد. روی این تیر بار گسترده مرده به شدت $DL = 7/68 \text{ kN/m}$ و بار گسترده زنده به شدت $LL = 7/68 \text{ kN/m}$ وارد می‌شود. مقدار کل خیز وسط دهانه در دراز مدت (بیش از ۵ سال) را محاسبه کنید ($f_c = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 40 \cdot \text{MPa}$)



$$M_d = q_{DL} \frac{l^2}{8} = 7/68 \times \frac{5^2}{8} = 24 \text{ kN/m}$$

لنگر بار مرده

$$M_d = q_{LL} \frac{l^2}{8} = 7/68 \times \frac{5^2}{8} = 24 \text{ kN/m}$$

لنگر بار زنده

$$M = 24 + \frac{24}{2} = 36 \text{ kN/m}$$

لنگر بار دائمی

گام اول: محاسبه مقدار ارتفاع تار خنثی:

$$2\Phi 25 \Rightarrow A_s = 2 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 982 \text{ mm}^2, A_s' = 0$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{982}{185 \times 340} = 0.0156, \rho' = 0$$

مطابق بند ۷-۱۰-۹۰ مبحث نهم:

$$E_c = 5000 \times \sqrt{f_c} = 5000 \times \sqrt{35} \approx 3000 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{3000} = 6/67$$

$$\frac{x}{d} = -n(\rho + \rho') + \sqrt{\left[n^2(\rho + \rho')^2 + 2n \left(\rho + \frac{d'}{d} \rho' \right) \right]}$$

$$\frac{x}{340} = -6/67 (0.0156) + \sqrt{\left[6/67^2 \times (0.0156)^2 + 2 \times 6/67 (0.0156) \right]} = 0.36$$

$$x = 0.36 \times 340 = 122 \text{ mm}$$

گام دوم: محاسبه ممان اینرسی مقطع ترک خورده I_{cr} :

$$I_{cr} = \left[\frac{1}{3} \left(\frac{x}{d} \right)^3 + n\rho \left(1 - \frac{x}{d} \right) + n\rho' \left(\frac{x}{d} + \frac{d'}{d} \right) \right] \times bd^3$$

$$I_{cr} = \left[\frac{1}{3} \left(\frac{122}{340} \right)^3 + 6/67 \times 0/0156 \left(1 - \frac{122}{340} \right)^2 \right] \times 185 \times 340^3 = 4/23 \times 10^8 mm^4$$

گام سوم: محاسبه مدول گسیختگی بتن f_r :

$$f_r = 0/6 \sqrt{f_c} = 0/6 \times \sqrt{35} = 3/55 MPa$$

گام چهارم: محاسبه لنگر ترک خورده مقطع M_{cr} :

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b h^3 \xrightarrow{\text{احتیاط}} \frac{1}{12} b d^3 = \frac{1}{12} \times 185 \times 340^3 = 6/06 \times 10^8 mm^4$$

$$y_t = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} \times 375 = 187/5 mm$$

$$M_{cr} = \frac{3/55 \times 6/06 \times 10^8}{187/5} = 11/47 \times 10^6 N \cdot mm = 11/47 kN \cdot m$$

گام پنجم: محاسبه ممان اینرسی موثر I_e :

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2$$

$$I_e = 4/23 \times 10^8 + (6/06 \times 10^8 - 4/23 \times 10^8) \left(\frac{11/47}{36} \right)^2 = 4/25 \times 10^8 mm^4$$

گام ششم: محاسبه انحنا:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_c I_e}$$

$$\frac{1}{r_{all}} = \frac{48 \times 10^6}{3000 \times 4/25 \times 10^8} = 37/8 \times 10^{-7}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{36 \times 10^6}{3000 \times 4/25 \times 10^8} = 28/2 \times 10^{-7}$$

$\frac{1}{r}$ و $\frac{1}{r_{all}}$ به ترتیب انحنا تحت بار کل و بار دائمی می‌باشند.

گام ششم: محاسبه خیز Δ :

خیز برای تیر دارای تکیه‌گاه‌های ساده با بار گسترده بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta = \frac{l^2}{9/6} \left(\frac{1}{r} \right)$$

$$\Delta_{all} = \frac{500^2}{9/6} (37/8 \times 10^{-7}) = 9/84 = 10mm$$

$$\Delta = \frac{500^2}{9/6} (28/2 \times 10^{-7}) = 7/5mm$$

Δ و Δ_{all} به ترتیب خیز آنی در اثر بار کل و بار دائمی می‌باشند.

گام ششم: خیز دراز مدت:

$$\delta = \lambda \Delta$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho} = \frac{2}{1 + 50 \times 0/0} = 2$$

در این رابطه ρ نسبت آرماتور فشار در وسط دهانه می‌باشد (مساوی صفر).

$$\delta = 2 \times 7/5 = 15mm$$

$$\delta_{all} = \Delta_{all} + D = 10 + 15 = 25mm$$

δ_{all} خیز کل دراز مدت می‌باشد.

محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تغییر شکل ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید مقادیر مشخص شده در جدول زیر تجاوز نکند.

محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

ملاحظات	محدودیت تغییر شکل	تغییر شکل مورد نظر	انواع قطعه
-	$\frac{1}{180}$	تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	۱- بام‌های تخت که به قطعاتی غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند، لذا تغییر شکل زیاد آسیمی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.
-	$\frac{1}{360}$	همانند بالا	۲- مانند بالا در کف‌ها
تبصره ۱	$\frac{1}{480}$	آن قسمت از تغییر شکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود.	۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیر سازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییر شکل زیاد ممکن است آسیمی در این قطعات ایجاد کند.
تبصره ۲ و تبصره ۳	$\frac{1}{240}$	منظور مجموع اضافه افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده است	۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیر سازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییر شکل زیاد آسیمی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیر ویژه از ایجاد آسیب به قطعات غیر سازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان افزایش داد.

تبصره ۲- تغییر شکل نباید از حد رواداری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز نکند. در صورتی که در قطعه خیز ایجاد شده باشد، حد محدودیت مشخص شده در مورد تفاضل تغییر شکل و خیز اعمال می‌گردد.

تیغه ۳- اضافه تغییر شکل دراز مدت براساس ضابطه ۱-۳ محاسبه می شود ولی می توان اضافه تغییر شکل دراز مدت را که قبل از اتصال قطعات غیر سازه ای در عضو ایجاد شده محاسبه نمود و از کل مقدار اضافه تغییر شکل دراز مدت کاست. در محاسبات تغییر شکل مورد نظر مقادیر باقیمانده دخالت داده می شود.

در ساختمان های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت های شماره های ۲ و ۴ از جدول بالا کافی تلقی می شود. در ساختمان های متعارف و تحت بارگذاری های معمول در تیرها و دال های یک طرفه ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول زیر بیشتر است، محاسبه تغییر شکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال ها بر قطعات غیر سازه ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خصراتی ایجاد کند، متصل نباشد و یا آنها را نگهداری نکند.

نکته: جدول زیر برای فولاد طولی نوع S۴۰۰ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر جدولی زیر باید در ضریب $(\frac{f_y}{\gamma_{0.2}} + 0.4)$ ضرب شوند.

حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یک طرفه

عضو	با تکیه گاه ساده	با تکیه گاه های پیوسته از یک طرف	با تکیه گاه های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیر یا دال های یک طرفه پشت بند دار	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18/5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
دال های توپر یا سقف های تیرچه بلوک	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{21.08}$

۶-۳ ترک خوردگی ها

با توجه به تحقیقات صورت گرفته، با افزایش بار روی سک تیر، تعداد ترک ها و در نتیجه فاصله آنها به سرعت به یک مقدار ثابت می رسد که با افزایش بار تغییر چندانی نمی کند. در چنین تیری، نتایج بررسی ها نشان داده است که مستقیماً روی یک آرماتور عرض ترک نسبت مستقیم با ژوشش بتن و کرنش متوسط در تراز مورد نظر از نظر ترک خوردگی دارد. همچنین، عرض ترک نسبت مستقیم با مقدار $(h - x)$ دارد. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان رابطه زیر را برای محاسبه عرض ترک در تیرها و دال های یک طرفه را پیشنهاد کرده است:

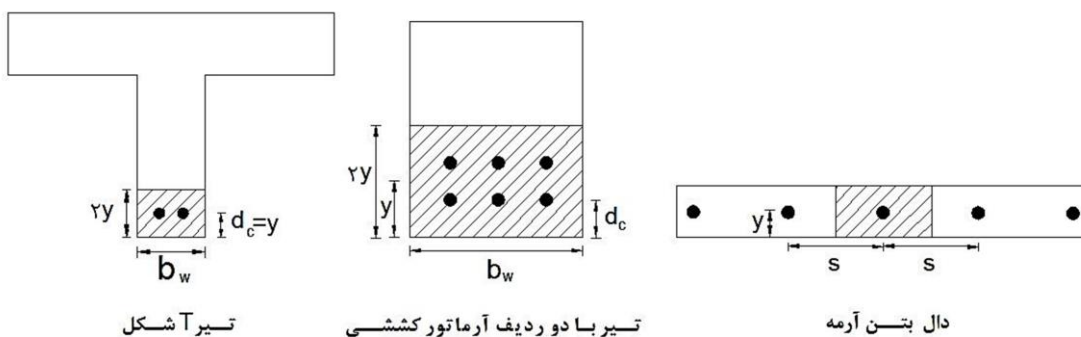
$$w = 13 \times 10^{-6} f_s \sqrt{d_c} A$$

که در آن:

f_s : تنش در آرماتور کششی زیر اثر بارهای بهره برداری

d_c : ضخامت قشر محافظ بتنی که برابر با فاصله دورترین تار کششی تا مرکز نزدیک ترین میلگرد به آن در نظر گرفته می شود.

A : مساحت موثر کششی بتن تقسیم بر تعداد میلگردها (m) می باشد.



$$A = \frac{b_w \times y}{m}$$

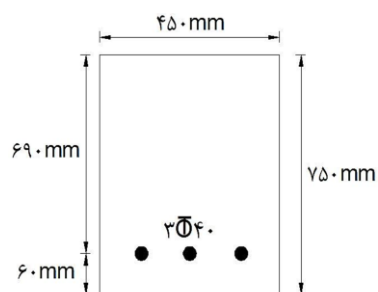
نکته: در دال $A = y s$ در نظر گرفته می‌شود. که در آن s فاصله مرکز به مرکز آرماتورها می‌باشد.

در شرایط محیطی ملایم، متوسط و شدید مقدار تنش f_s به $\frac{2}{3} f_y$ و در شرایط محیطی خیلی شدید و فوق العاده شدید مقدار این تنش به $\frac{1}{3} f_y$ محدود می‌شود.

مقادیر مجاز عرض ترک در تیرهای و دال‌های یک‌طرفه متناسب با شرایط محیطی و شرایط لازم برای آب‌بندی سازه به مقادیر جدول زیر محدود می‌شود

محدودیت عرض ترک	
شرایط محیطی	حداکثر عرض ترک
ملایم یا متوسط	۰/۳۵ میلی‌متر
شدید	۰/۲ میلی‌متر
خیلی شدید و فوق‌العاده شدید و یا آب‌بندی سازه	۰/۱ میلی‌متر

تمرین ۱-۶ تیر بتن آرمه با مقطع مطابق شکل مفروض است. حداکثر عرض ترک ایجاد شده با فرض $f_s = ۰/۶ f_y$ محاسبه کنید ($f_y = ۴۰۰ MPa$).



$$y = d_c = ۶۰ mm$$

$$A = \frac{b_w \times y}{m} = \frac{۴۵۰ \times ۲ \times ۶۰}{۳} = ۱۸۰۰۰ mm^2$$

$$f_s = ۰/۶ f_y = ۰/۶ \times ۴۰۰ = ۲۴۰ MPa$$

$$w = ۱۳ \times ۱۰^{-۶} f_s \sqrt{d_c \cdot A} = ۱۳ \times ۱۰^{-۶} \times ۲۴۰ \times \sqrt{۶۰ \times ۱۸۰۰۰}$$

$$w = ۰/۳۰۶ mm$$

کنترل عرض ترک

عرض ترک ایجاد شده، با رعایت حداکثر فاصله مجاز برای آرماتورهای کششی کنترل می‌شود. به همین منظور مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ضوابط زیر را تعیین کرده است:

- در مواردی که بال تیرهای T شکل در کشش‌اند (در محل لنگرهای منفی تیرهای سراسری)، قسمتی از آرماتور کششی باید در بال‌ها توزیع شود. این آرماتورها باید در ناحیه‌ای به اندازه عرض موثر بال تیر، یا یک دهم دهانه (هر کدام کوچکتر باشد)، قرار بگیرد. اگر عرض موثر بال از یک دهم دهانه بزرگ‌تر باشد، مقداری آرماتور اضافی باید در ناحیه خارج از محدوده ذکر شده قرار گیرد.
- در مواردی که ارتفاع جان تیر از ۶۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد، در شرایط محیطی ملایم و متوسط باید آرماتورهایی به سطح مقطع کل معادل $150 \text{ mm}^2 \geq (d - 75)$ در هر متر ارتفاع، در هر یک از طرفین تیر در ناحیه‌ای به ارتفاع $\frac{d}{4}$ از آرماتور کششی قرار داده شود. مقدار کل این آرماتور لازم نیست از نصف آرماتور کششی بیشتر باشد. در شرایط محیطی شدید مقدار سطح مقطع آرماتور به ازای هر متر طول جدار از ۳۰۰ میلی‌متر و در شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده شدید مقدار این سطح مقطع از ۰۰ میلی‌متر نباید کمتر منظور گردد. مقدار فاصله این آرماتورها از همدیگر نباید از $\frac{d}{6}$ یا ۳۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد. تاثیر این آرماتورها در مقاومت خمشی را می‌توان در نظر گرفت.

مهار و وصله آرماتور

۱۰-۱ مقدمه

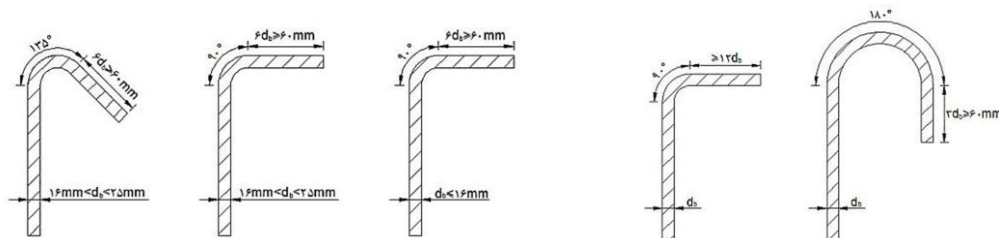
تغییر شکل خمشی یک تیر علاوه بر ایجاد تنش‌های طولی در میلگردها و بتن، باعث ایجاد تنش بین میلگردها و بتن نیز می‌شود. اگر مقدار این تنش‌ها که تنش پیوستگی نامیده می‌شود، محدود نباشد، باعث خرد شدن یا شکافتگی بتن اطراف میلگردها شده و در نتیجه تنش در آنها به صفر می‌رسد و عملکرد ترکیبی فولاد و بتن از بین می‌رود. وقتی که پیوستگی بتن با فولاد از بین رفت، رفتار تیر مانند یک تیر غیر مسلح بوده و بلافاصله بعد از ترک خوردن بتن، گسیختگی آبی اتفاق خواهد افتاد. بنابراین میلگردها باید به طور مناسبی در بتن مهار شوند.

۱۰-۲ مهار میلگردها

در تمامی قطعات بتن آرمه نیروهای کششی یا فشاری موجود در میلگردها در هر مقطع باید به وسیله مهار میلگردها در دو سمت آن مقطع به بتن منتقل گردد. مطابق مبحث نهم مهار میلگردها در بتن به یکی از سه طریق زیر امکان پذیر است.

- پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور در سطح جانبی آرماتور
- ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد
- به کارگیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد

برای مهار میلگردهای کششی به وسیله قلاب، انتهای میلگردها خم شده و به صورت قلاب درآورده می‌شوند. برای انتقال نیروی کششی میلگرد $(T = A_b f_y)$ از میلگرد به بتن ایجاد قلاب به تنهایی نیست و باید علاوه بر آن طول اضافی مستقیم میلگرد از انتهای آزاد میلگرد تا شروع قلاب در بتن وجود داشته باشد. حداقل این طول اضافی به علاوه شعاع قلاب انتهای آن به علاوه قطر میلگرد، که برای انتقال نیروی کششی $T = A_b f_y$ لازم است، طول گیرایی میلگرد قلاب‌دار نامیده می‌شود. شکل زیر انواع قلاب استاندارد را برای میلگردهای اصلی و خاموت‌ها را براساس ضوابط مبحث نهم نشان می‌دهد.



قلاب‌های استاندارد برای میلگردهای خاموت

قلاب‌های استاندارد برای میلگردهای اصلی

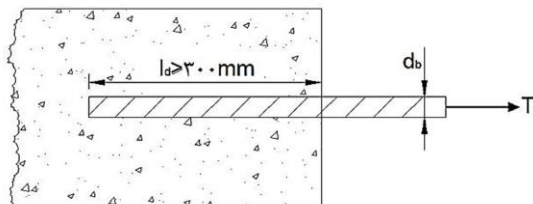
حداقل قطر داخلی خم در قلاب بر اساس ضوابط مبحث نهم باید مطابق جدول زیر باشد:

حداقل قطر داخلی خم برای میلگردهای اصلی و خاموت‌ها		
قطر میلگردها	حداقل قطر خم آرماتورها اصلی	حداقل قطر خم خاموت‌ها
کمتر از ۱۶ میلی‌متر	$6d_b$	$4d_b$
از ۱۶ تا ۲۸ میلی‌متر	$6d_b$	$6d_b$
از ۲۸ تا ۳۴ میلی‌متر	$8d_b$	$8d_b$
از ۳۶ تا ۵۵ میلی‌متر	$10d_b$	$10d_b$

نکته: استفاده از قلاب در میلگردهای فشاری بی‌تاثیر می‌باشند.

طول گیرایی میلگردهای کششی

طول گیرایی یک میلگرد در کشش l_d ، باید از رابطه زیر محاسبه می‌شود:



$$l_d = \left[\frac{f_y}{1.1 \sqrt{f_c}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{c + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \geq 300 \text{ mm}$$

که در آن:

f_y : مقاومت مشخصه جاری شدن میلگردها

f_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن

α : ضریب موقعیت میلگردها: برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلی‌متر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای سایر میلگردها برابر یک است.

β : ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهای که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها کمتر از $3d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر با ۱/۲ و برای یلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

γ : ضریب قطر میلگرد، برای میلگردهای با قطر کمتر یا مساوی ۲۰ میلی‌متر با ۰/۸ و برای میلگردهای با قطر بیش از ۲۰ میلی‌متر برابر با یک است.

λ : ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن معمولی برابر یک است.

C : ضریب فاصله از یکدیگر و از رویه قطعه برابر با کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیکترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردهایی است که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند.

K_{tr} : ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرایی از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$K_{tr} = \frac{A_{tr}/f_y}{1.0 \cdot s_n}$$

در این رابطه A_{tr} ، سطح مقطع کل آرماتور عرضی قرار گرفته با فاصله S از یکدیگر در امتداد عمود بر سفره میلگردهایی که مهار یا وصله می‌شوند و n تعداد میلگردهای است که در یک محل وصله می‌شوند.

برای سهولت در محاسبات، چنانچه فاصله آزاد میلگردها و پوشش روی آن‌ها کمتر از d_b نباشد و حداقل آرماتور برشی در ناحیه طول گیرایی به کار برده شده باشد و یا اینکه فاصله آزاد میلگردها کمتر از $2d_b$ و پوشش روی آن‌ها کمتر از d_b نباشد $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ را می‌توان برابر با $1/5$ و در غیر اینصورت برابر با یک در نظر گرفت.

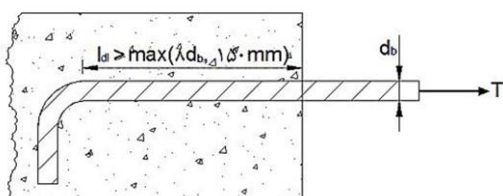
d_b : قطر اسمی میلگرد می‌باشد.

$$\alpha \times \beta \leq 1/7 \text{ و } \frac{c+k_{tr}}{d_b} \leq 2/5 \quad \text{نکته:}$$

نکته: در شرایط معمولی طول گیرایی میلگرد در کشش بصورت زیر ساده می‌شود:

$$l_d = \frac{f_y}{1.1 \sqrt{f_c}} \times d_b \geq 300 \text{ mm}$$

طول گیرایی میلگرد قلاب‌دار در کشش l_{dh} از رابطه زیر محاسبه می‌شود.



$$l_{dh} = \left[\frac{0.25 k_1 k_2 \beta \lambda f_y}{f_c} \right] d_b \geq \max(\lambda d_b, 150 \text{ mm})$$

k_1 : در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلاب‌های خم 180° درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب مساوی یا بیشتر از 65 میلی‌متر و در قلاب‌های با خم 90° درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از 65 و 50 میلی‌متر باشد. در این موارد ضریب k_1 را می‌توان برابر با 0.7 منظور کرد.

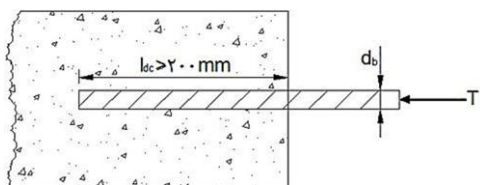
k_2 : در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردهای در طول گیرایی با خاموت‌هایی با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $3d_b$ محصور شده باشند در این موارد ضریب k_2 را می‌توان 0.8 منظور کرد.

نکته: در شرایط معمولی طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار در کشش از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$l_{dh} = \left[0.75 \frac{f_y}{f_c} \right] d_b \geq \max(8d_b, 150 \text{ mm})$$

طول گیرایی میلگردهای فشاری

طول گیرایی یک میلگرد در فشار، باید حداقل بزرگترین مقدار بدست آمده از روابط زیر باشد:



$$l_{dc} \geq \begin{cases} \left[0.75 \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \right] d_b \\ \left[0.4 f_y \right] d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

که در آن:

f_y : مقاومت مشخصه جاری شدن میلگردها

f_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن

d_b : قطر اسمی میلگرد می‌باشد.

نکته: طول گیرایی میلگردهای قلاب‌دار در فشار همانند س طول گیرایی میلگرد مستقیم می‌باشد.

نکته: طول گیرایی گروه میلگردهای سه تایی و چهار تایی در کشش یا فشار به ترتیب $1/2$ و $1/33$ برابر طول گیرایی یک میلگرد تنها در نظر گرفته شود.

نکته: برای گروه میلگردهای دوتایی افزایش طول گیرایی الزامی نیست.

۱۰-۳ ضوابط مهار آرماتورهای خمشی

ضوابط کلی (برای میلگردهای خمشی مثبت و منفی)

- ۱) نقطه قطع عملی میلگردها، در فاصله $12d_b$ یا d (هر کدام که بیشتر است) فراتر از نقطه قطع تئوری قرار گیرند.
- ۲) در مقاطعی که در آنها لنگر خمشی ماکزیمم است و یا در قسمتی که میلگردها قطع می‌شوند، باید حداقل طول گیرایی، l_d در دو طرف این مقاطع تامین شود.

۳) آرماتور خمشی را نمی‌توان در ناحیه بتن کششی قطع کرد مگر یکی از شرایط زیر تامین شود:

- مقدار نیروی برشی مقاوم، V_r ، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل پنجاه درصد بیشتر از نیروی برشی نهایی در مقطع، V_u ، باشد.
- خاموت‌های اضافی در ناحیه برابر $0.75d$ (ارتفاع موثر مقطع) از محل عملی قطع میلگردها علاوه بر خاموت‌های لازم برای تحمل برش و پیچش، در جهت افزایش ممان خمشی قرار گیرد. سطح مقطع خاموت‌های اضافی از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$A_v = 0.46 b_w \frac{s}{f_y}$$

$$s \leq \frac{d}{\lambda \beta_b}$$

که در آن:

d : ارتفاع موثر مقطع

b_w : پهنای جان یا قطر مقطع مدور

f_y : مقاومت مشخصه فولاد

s : فاصله بین خاموت‌ها

β_b : نسبت سطح مقطع آرماتور قطع شده به سطح مقطع کل آرماتور کششی در مقطع می‌باشد.

- مقدار آرماتور که ادامه پیدار می‌کند حداقل دو برابر مقدار مورد نیاز در مقطع باشد و مقدار نیروی برشی مقاوم، V_r ، در محل قطع آرماتور به اندازه حداقل سی و سه درصد بیشتر از مقدار نیروی برشی نهایی مقطع، V_u ، باشد.

ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت

- حداقل یک سوم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات با تکیه‌گاه ساده، و یک چهارم آرماتور خمشی مثبت، در قطعات یکسره، باید در طول وجهی از قطعه که در آن قرار گرفته‌اند تا روی تکیه‌گاه ادامه داده شوند. در تیرهای این میلگردها باید به اندازه حداقل ۱۵۰ میلی‌متر در داخل تکیه‌گاه ادامه یابند.
- در قطعات خمشی در مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های ساده یا مقاطع نقاط عطف منحنی تغییر شکل، قطر میلگردهای خمشی مثبت باید چنان باشد که طول گیرایی آنها در رابطه زیر صدق کند:

$$l_a \leq \frac{M_r}{V_u} + l_a$$

که در آن:

M_r : لنگر خمشی مقاوم مقطع

V_u : نیروی برشی نهایی در مقطع

l_a : طول گیرداری اضافه در تکیه‌گاه یا در نقطه عطف می‌باشد

نکته: در تکیه‌گاه‌های ساده در صورتی که از قلاب استاندارد بعد از محور تکیه‌گاه استفاده شود، نیازی به کنترل رابطه بالا نیست.

نکته: در صورتی که تکیه‌گاه ساده فشاری باشد، مقدار $\frac{M_r}{V_u}$ در رابطه فوق را می‌توان به اندازه یک سوم افزایش داد.

ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت

- میلگردهای منفی باید حداقل به اندازه طولی برابر d (عمق موثر مقطع) یا d_b (قطر میلگرد) فراتر از نقطه‌ای که مورد انتظار نیستند ادامه یابند.
- حداقل یک سوم آرماتور خمشی منفی موجود در نیکه‌گاه یک عضو خمشی باید تا محل نقطه عطف منحنی تغییر شکل عضو ادامه داده شده و از این محل به اندازه حداقل d ، d_b و یک شانزدهم طول دهانه خالص، هر کدام بزرگتر است، فراتر برده شود.

۱۰-۴ وصله میلگردها

به دلیل محدود بودن طول میگردها، ۱۲ متر، گاهی اوقات اوقات نیاز است که دو میلگرد را به هم متصل کرد. که این عمل را وصله کردن می‌نامند. وصله میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار طریق (الف) تا (ت) زیر یا ترکیبی از آنها مجاز است:

(الف) وصله پوششی

(ب) وصله جوشی

(پ) وصله مکانیکی

(ت) وصله اتکایی

الف) وصله پوششی

که با مجاور هم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود. طولی که دو میلگرد باید در مجاور هم قرار داده شوند، طول پوشش، l_d ، نامیده می‌شود. طول پوشش باید به اندازه‌ای باشد که در آن فولاد بتواند نیروی خود را به بتن و بعد از آن به فولاد بعدی منتقل نماید. حداقل طول لازم برای پوشش برابر با حداقل طول مهاری، l_d ، می‌باشد. البته به دلیل تمرکز تنش در اطراف آرماتورها لازم است که طول پوشش مقداری بیشتر از طول مهاری در نظر گرفته شود.

نکته: وصله پوششی، تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلی‌متر مجاز می‌باشد.

نکته: وصله پوششی برای گروه میلگردها، به عنوان یک مجموعه میلگرد، مجاز نیست. اما هریک از میلگردها را می‌توان جداگانه با وصله پوششی به هم متصل نمود. در این نواحی وصله میلگردهای مختلف نباید با هم تداخل داشته باشند.

ب) وصله جوشی

وصله جوشی با جوش دادن دو میلگرد به یکدیگر انجام می‌شود. وصله جوشی میگردها باید به صورت یکی از روش‌های اتصال جوشی نوک به نوک خمیری (جوش الکتریکی تماسی) یا اتصال جوشی ذوبی با الکتروود (جوش قوس الکتریکی) انجام شود. مقاومت این وصله‌ها در کشش باید حداقل برابر با $1/25 A_b f_y$ (سطح مقطع میلگرد) باشد.

اتصال جوشی ذوبی با الکتروود شده به طور معمول به یکی از روشهای اتصال جوشی پهلوی پهلوی با جوش یک‌رو یا دورو، اتصال جوشی با وصله یا وصله‌های جانبی اضافه با جوش از یک‌رو یا دورو و اتصال جوشی نوک به نوک با پشت‌بند با آمادگی یا بدون آمادگی سر میلگردها، صورت می‌گیرد.

نکته: اتصال جوشی پهلوی به پهلوی فقط برای میلگردهای گرم نورد شده با قطر ۶ تا ۳۶ میلیمتر مجاز است. طول نوار جوش یک‌رو نباید از ۱۰ و دورو از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر، کمتر باشد.

نکته: اتصال جوشی با وصله فقط برای میلگردهای گرم نورد شده مجاز است. حداقل طول جوش برای اتصال هر میلگرد به وصله یا وصله‌ها مشابه اتصال جوشی پهلوی به پهلوی است.

نکته: طول پشت‌بند در اتصال جوشی نوک به نوک نباید کمتر از ۳ برابر قطر میلگردها برای فولادهای گرم نورد شده یا ۸ برابر قطر میلگردهای برای فولادهای سرد اصلاح شده اختیار شود.

پ) وصله میلگرد مکانیکی

وصله مکانیکی با به کارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود. وصله مکانیکی میلگردها باید در کشش و فشار دارای مقاومت حداقل برابر با $1/25 A_b f_y$ باشد.

ت) وصله اتکایی

وصله اتکایی با بر روی هم قرار دادن دو انتهای میلگردها فشاری عملی می‌شود. وصله‌های اتکایی فقط برای میلگردهای تحت فشار با قطر بیشتر از ۲۸۵ میلی‌متر و بیشتر مجاز است.

ضوابط وصله میلگردهای کششی

در وصله‌های پوششی طول پوشش باید حداقل برابر با $1/3 l_d$ باشد. در صورتی که دوش شرط زیر به طور توأم تامین شده باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش داد:

- مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

- حداکثر نصف آرماتر موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

نکته: طول پوشش در وصله‌های کششی نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

نکته: برای میلگردهای گروهی طول وصله برابر است با طول لازم برای تک تک میلگردهای گروهی که برای میلگردهای سه تایی به اندازه ۲۰٪، و برای میلگردهای چهارتایی به اندازه ۳۳٪ افزایش داده می‌شود.

ضوابط وصله میلگردهای فشاری

طول وصله برای میلگردهای با مقاومت مشخصه فولاد $f_y \leq 400 MPa$ از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$l_s = 0.7 f_y d_a \geq 300 mm$$

و برای میلگردهای با مقاومت مشخصه $f_y > 400 MPa$:

$$l_s = (0.13 f_y - 24) d_b \geq 300 mm$$

که در آن:

f_y : مقاومت مشخصه فولاد

d_b : قطر اسمی میلگرد می‌باشد.

نکته: در مواردی که مقاومت بتن کمتر از ۲۰ مگاپاسکال است، طول پوشش باید به اندازه سی و سه درصد افزایش داده شود.

نکته: در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوششی به هم متصل می‌شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوششی لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفت.

ضوابط خاص وصله آرماتورها در ستونها

وصله پوششی میلگردهای که در فشار قرار دارند مشمول ضوابط این نوع وصله‌ها در فشار و میلگردهای که در کشش قرار دارند مشمول ضوابط این نوع میلگردها در کشش می‌شوند.

- در میلگردهای کششی چنانچه تنش موجود در آنها کمتر از $0.5 f_y$ و تعداد میلگردهای که در طول ناحیه پوشش وصله می‌شوند، کمتر از نصف میلگردهای کششی باشد طول پوشش باید حداقل برابر با l_d و در غیر اینصورت باید حداقل برابر با $1/3 l_d$ در نظر گرفته شود. در حالت اول فاصله وصله‌ها در میلگردهای مختلف از یکدیگر نباید کمتر از l_d در نظر گرفته شود. در حالت اول فاصله وصله‌های در میلگردهای مختلف از یکدیگر نباید کمتر از l_d اختیار شود.

- در قطعات تحت فشار چنانچه در ناحیه وصله پوششی آرماتور عرضی به صورت خاموت با سطح مقطع بیشتر از $h_s / 0.015$ (ارتفاع مقطع و S: فاصله بین خاموت‌ها) وجود داشته باشد طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۰ درصد و چنانچه آرماتور عرضی

به صورت مارپیچ وجود داشته باشد، طول پوشش را می‌توان به اندازه ۲۵ درصد کاهش داد. طول پوشش در حال نیاید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر اختیار شود. در محاسبه سطح مقطع خاموت‌ها تنها سطح مقطع شاخه‌های عمود در امتداد h منظور می‌گردد.

دکتر امین دهمردی

ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله

۱۱-۱ مقدمه

ضوابط این فصل باید در طرح و ساخت سازه‌های که در آنها نیروهای طراحی ناشی از زلزله بر اساس استهلاک انرژی در ناحیه غیرخطی پاسخ سازه‌ها محاسبه شده‌اند، رعایت شوند.

۱۱-۲ حدود شکل‌پذیری سازه

اجزای بتن مسلح مقاوم در برابر نیروهای جانبی زلزله باید برای یکی از سه حد شکل‌پذیری زیر طراحی شوند:

الف) شکل‌پذیری کم: این حد برای سازه‌های مناسب است که در آنها انتظار به وجود آمدن تغییر شکل زیاد نمی‌رود و تنها تدابیر خاص برای حفظ ایمنی آنها در برابر بارهای تکراری و رفت برگشتی زلزله مورد نظر است.

ب) حد شکل‌پذیری متوسط: این حد برای سازه‌هایی الزامی است که در آنها بازتاب سازه در برابر نیروهای زلزله وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند و مقاطع سازه باید با نچنان طراحی شوند که از ایمنی کافی در مقابل گسیختگی برخوردار باشند.

پ) حد شکل‌پذیری زیاد: این حد برای سازه‌هایی الزامی است که اعضای آنها در مقاطع خاصی باید از ظرفیت جذب و استهلاک انرژی زیادی برخوردار باشند به طوری که در صورت ایجاد مکانیزم در آنها، پایداری و انسجام کلی سازه محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد.

۱۱-۳ ضوابط سازه‌های بتن آرمه با شکل‌پذیری کم

حد شکل‌پذیری کم در واقع مراعات دستورالعمل‌های طراحی طبق متن اصلی مبحث نهم است که در فصول گذشته مورد توجه قرار گرفت. خلاطه‌ای از دستورالعمل‌ها به شرح زیر است.

۴) در اعضای خمشی قاب‌ها، نسبت آرماتور کششی ($\rho = A_s/bd$) در هر مقطع باید در محدوده زیر باشد:

$$\left(\frac{1/4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \right)_{max} \leq \rho \leq 0.25$$

- ۵) در اعضای تحت فشار، وفشار و خمش، نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیش از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد $S400$ است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر $4/5$ درصد محدود می‌شود.
- ۶) در اعضای تحت فشار، و تحت فشار و خمش، فاصله میلگردهای طولی از یکدیگر، محور تا محور، نباید بیش از 200 میلیمتر باشد.
- ۷) در اتصالات تیر به ستون، در ارتفاع تیر منتهی به محل اتصال، باید در امتداد عمود بر آرماتور طولی ستون، خاموت عرضی به مقدار زیر پیش‌بینی نمود:

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.35 \frac{b}{f_y}$$

که در آن:

b : بزرگترین بعد مقطع ستون یا قطر دایره

f_y : مقاومت مشخصه فولاد

A_v : سطح دوساق خاموت می‌باشد.

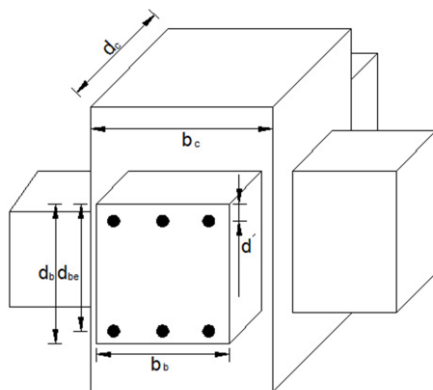
۱۱-۴ ضوابط سازه‌های بتن آرمه با شکل‌پذیری متوسط

۱۱-۴-۱ اعضای خمشی قابها

در یک قاب، عضو خمشی عضوی است که تحت خمش خالص یا خمش توام با نیروی محوری نهایی N_u کوچکتر از $0.15 \Phi_c f_c A_g$ قرار دارد.

محدودیت‌های هندسی سازه‌های بتن آرمه با شکل‌پذیری متوسط

- ۱- در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی زیر باید رعایت شوند:
 - الف) ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.
 - ب) عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و 250 میلی‌متر باشد.
 - پ) عرض مقطع نباید:
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به‌اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به‌اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.
- ۲- برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستون که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.



$$d_{be} \leq \frac{1}{4} l_{free}$$

$$b_b \geq \left(\frac{1}{4} d_b, 25 \cdot mm \right)$$

$$b_b \leq \left(b_c + \frac{3}{4} d_b \right)$$

$$b_b \leq \left(b_c + \frac{1}{4} d_c \right)$$

آرماتورهای طولی و عرضی

۱- در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورهایال هم در پایین و هم در بالا نباید کمتر از مقادیر $\frac{1}{4} \frac{\sqrt{f_c}}{f_y}$ و $\frac{25\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از 0.25 اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از 12 میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند.

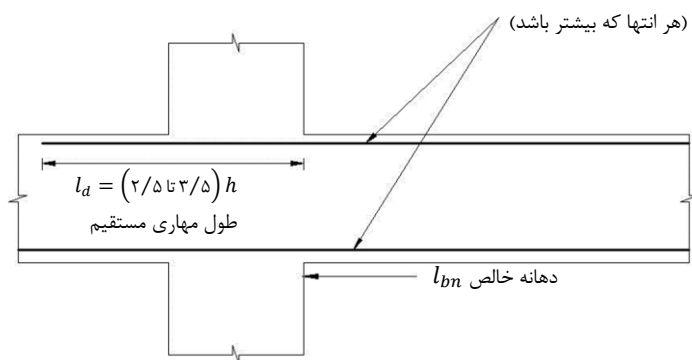
۲- در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، مقاومت خمشی مثبت نباید از نصف مقاومت خمشی منفی کمتر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعه در طول عضو، نباید از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی هر یک از دو انتهای عضو کمتر باشد.

۳- در هر عضو خمشی حداقل یک‌پنجم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

الف) حداقل دو میلگرد با قطر 12 میلی‌متر یا بزرگتر در سرتاسر تیر

ب) یک‌پنجم آرماتور مقطع تکیه‌گاه‌ها (هر انتها که بیشتر باشد)

در سرتاسر تیر ادامه یابد



۴- در اعضای خمشی در طول قسمت‌هایی بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند باید خاموت ویژه به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف) در طولی معادلی دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهالنه.

ب) در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در هر سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیکی در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیکی قاب وجود داشته باشد.

پ) در طولی که در آن برای تامین ظرفیت خمشی مقطع به آرماتور فشاری نیاز باشد.

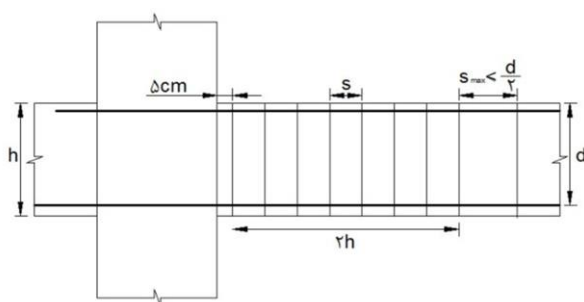
خاموت‌های ویژه و فواصل آن‌ها از یکدیگر باید دارای شرایط زیر باشند:

الف) قطر خاموت‌ها کمتر از ۶ میلی‌متر نباشد.

ب) فاصله خاموت‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر یک‌چهارم ارتفاع موثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ) فاصله اولین خاموت از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

نکته: در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضوابط بالا خاموت گذاری نمی‌شوند، فاصله خاموت‌ها از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع موثر مقطع اختیار شود.



$$s \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \times d \\ \text{قطر کوچکترین آرماتور طولی} \times 8 \\ \text{قطر خاموت ها} \times 24 \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

۱۱-۴-۲ اعضای فشاری قاب‌ها

در یک قاب، عضو فشاری عضوی است که تحت نیروی فشاری خالص یا توام با خمش بوده و مقدار نیروی محوری نهایی N_u از $0.15 \Phi_c f_c A_g$ بزرگتر باشد.

محدودیت‌های هندسی

در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی زیر باید رعایت شوند:

الف) عرض مقطع نباید کمتر از سدهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

ب) نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع نباید بیشتر از ۲۵ باشد.

آرماتورهای طولی و عرضی

۱- در ستون‌ها نباید نسبت آرماتور طولی کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع $S400$ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها حداکثر به چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

۲- فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۳- در قسمت‌های بحرانی ستون‌ها به طول l_0 واقع در دو انتهای آن، باید خاموت مطابق بند ۴ زیر به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاد کند. طول l_0 که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نباید کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف) یک‌ششم ارتفاع آزاد ستون

ب) ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ) ۴۵۰ میلی‌متر

۴- خاموت مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۸ میلی‌متر بوده و فواصل آن‌ها از یکدیگر در مواردی که به صورت مارپیچ به کار گرفته می‌شوند ضوابط فصل ۵ و در مواردی که به صورت خاموت به کار می‌روند کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

الف) ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون

ب) ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها

پ) نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون

ت) ۲۵۰ میلی‌متر

فاصله اولین خاموت از بر اتصال نباید بیشتر از نصف مقادیر فوق در نظر گرفته شود.

۵- در ستون‌ها در قسمت‌هایی از طول ستون که شامل طول l_0 نمی‌شوند، ضوابط آرماتورگذاری عرضی مشابه ضوابط در ستون‌های عادی سات.

۶- در ستون‌هایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند ستون‌هایی که در زیر دیوارهای بتن‌آرمه قرار دارند در تمام طول ستون باید آرماتور عرضی مطابق ضابطه بند ۴ به کار برده شود. به علاوه آرماتورگذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی ستون که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شود. ضابطه ادامه آرماتور عرضی در دیوار در مورد ستون‌هایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود.

در محل اتصال ستون به شالوده آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور عرضی مطابق بند ۴ تقویت شود.

۱۱-۴-۳ دیوارهای باربر قائم و جانبی، دیافراگم‌ها

در این مورد باید ضوابط مذکور در سازه‌ها با شکل‌پذیری زیاد به کار برده شود با این استثنا که:

- خاموت‌گذاری عناصر مرزی مطابق با خاموت‌گذاری ستون‌ها در سازه‌های شکل‌پذیر متوسط باشد.

- مهار و وصله میلگردها ضوابط فصل ۱۰ انجام می‌شود.

۱۱-۴-۴ اتصال تیر به ستون

در اتصالات تیرها به ستون‌ها، در طول ارتفاع تیر یا دالی که بیشترین ارتفاع را دارد و به محل اتصال منتهی می‌شود، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون، میلگرد عرضی به مقدار (الف) و (ب) این بند پیش‌بینی نمود:

الف) سطح مقطع میلگرد عرضی نباید کمتر از مقدار آرماتور برشی حداقل ارائه شده در فصل سوم کمتر باشد:

$$A_{sv \min} = 0.35 \frac{b_w s}{f_{yv}}$$

ب) مقدار آرماتور عرضی نباید کمتر از دوسوم مقدار آرماتور عرضی در ناحیه l_0 ستون، و فاصله آن نباید بیشتر از $1/5$ برابر فاصله خاموت‌های ناحیه l_0 باشد.

۱۱-۴-۵ ضوابط ویژه برای برش

مقدار نیروی برشی نهایی V_u که در محاسبات مورد استفاده قرار می‌گیرد، بزرگترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف) مجموع نیروی برشی ایجاد شده در عضو در اثر بارهای قائم و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی، با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی.

ب) نیروی برشی به دست آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله موثر به سازه دو برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان منظور گردد.

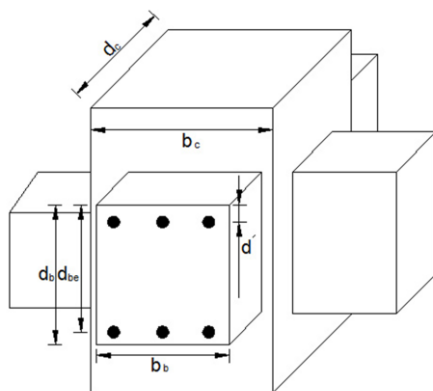
۱۱-۵ ضوابط سازه‌های بتن آرمه با شکل‌پذیری زیاد

۱۱-۵-۱ اعضای خمشی قابها

در یک قاب، عضو خمشی عضوی است که تحت خمش خالص یا خمش توام با نیروی محوری نهایی N_u کوچکتر از $0.15 \Phi_c f_c A_g$ قرار دارد.

محدودیت‌های هندسی سازه‌های بتن آرمه با شکل‌پذیری زیاد

- ۱- در اعضای خمشی قابها محدودیت‌های هندسی زیر باید رعایت شوند:
 - الف) ارتفاع موثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.
 - ب) عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.
 - پ) عرض مقطع نباید:
 - بیشتر از از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به‌اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی
 - بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی به‌اضافه یک‌چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی، در هر طرف عضو تکیه‌گاهی اختیار شود.
- ۲- برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستون که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک‌چهارم عرض مقطع ستون باشد.



$$d_{be} \leq \frac{1}{4} l_{free}$$

$$b_b \geq \left(\frac{3}{4} d_b, 250 \text{ mm} \right)$$

$$b_b \leq \left(b_c + \frac{3}{4} d_b \right)$$

$$b_b \leq \left(b_c + \frac{1}{4} d_c \right)$$

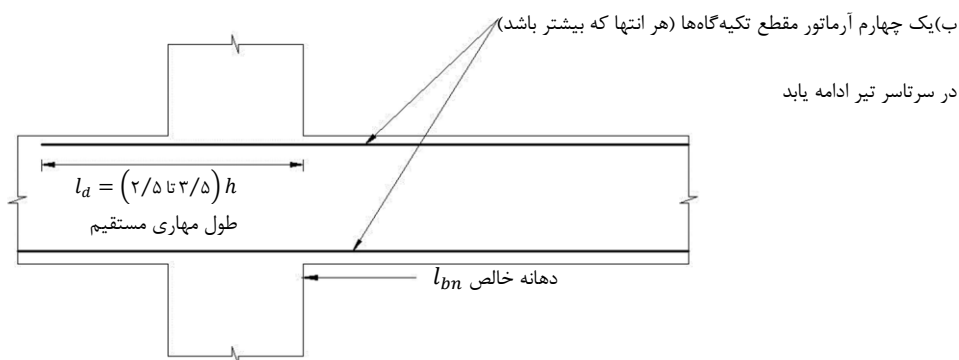
آرماتورهای طولی

- ۱- در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها هم در پایین و هم در بالا نباید کمتر از مقادیر $\frac{1}{4}$ و $\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰.۲۵ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند.

۲- در تکیه‌گاه‌های عضو خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، باید آرماتور فشاری به مقدار نصف آرماتور کششی موجود در آن مقطع تامین گردد.

۳- در هر عضو خمشی حداقل یک‌چهارم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه‌گاه‌ها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

الف) حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلی‌متر یا بزرگتر در سراسر تیر



۴- در اعضای خمشی T یا L شکل که با دال‌ها به صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، مقدار آرماتوری که در بر ستون‌ها می‌توان برای خمش در نظر گرفت، علاوه بر آرماتور واقع در جان تیر، به شرح زیر است:

الف) در ستون‌های داخلی وقتی که ابعاد تیر عهرضی در محل اتصال به ستون در حدود چهار برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ب) در ستون‌های داخلی وقتی که ابعاد تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی دو و نیم برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

پ) در ستون‌های خارجی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است و لازم است میلگردهای عضو خمشی طولی مهار شوند: تمامی میلگردهایی که در عرضی از دال مساوی با دو برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده‌اند.

ت) در ستون‌های خارج وقتی که تیر عرضی وجود ندارد: تمامی میلگردهایی که در عرض ستون واقع شده‌اند.

ث) در تمام حالات حداقل ۷۵ درصد آرماتور فوقانی و تیر آرماتور تحتانی کهر ظرفیت خمش مورد لزوم را تامین می‌کنند باید از ناحیه هسته ستون عبور کنند و یا در آن مهار شوند.

۵- استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفرهای آرماتور عرضی در برگرفته عرضی نباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع موثر مقطع و ۱۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

۶- استفاده از وصله پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

الف) در اتصال تیر به ستون‌ها

ب) در طوبی معادل دوبرابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

پ) در محل‌هایی که امکان تشکیل مفصل پلاستیک در آنها بر اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک قاب موجود باشد.

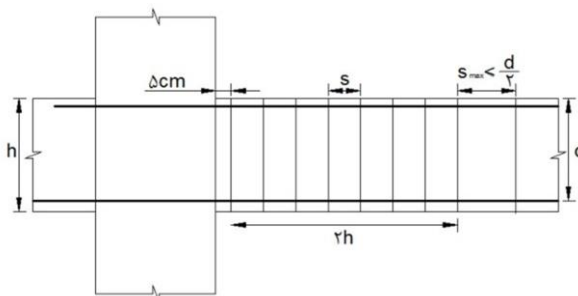
۷- وصله‌های جوشی یا مکانیکی، به شرطی مجاز است که وصله میلگرد در هر صفره آرماتور به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر، در امتداد طول عضو، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.

آرماتورهای عرضی

ضوابط این بند همانند ضوابط آرماتورهای عرضی برای سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط می‌باشد، که علاوه بر ضوابط فوق؛ ضوابط زیر نیز باید رعایت شود.

۱- در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که تنگ ویژه به کار برده می‌شود، میلگرده طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی باشند.

نکته: هر یک از میلگردهای طولی حداقل یک در میان در گوشه یک خاموت که زاویه داخلی آن از ۱۳۵ درجه بیشتر نباشد قرار گرفته و به علاوه فاصله آزاد میلگردی که در گوشه قرار ندارند، از میلگرد گوشه بیش از ۱۵۰ میلی‌متر نباشد.



$$s \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \times d \\ \text{قطر کوچکترین آرماتور طولی} \times 8 \\ \text{قطر خاموت ها} \times 24 \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

۱۱-۵-۲ اعضای فشاری قاب‌ها

در یک قاب، عضو فشاری عضوی است که تحت نیروی فشاری خالص یا توام با خمش بوده و مقدار نیروی محوری نهایی N_u از $0.15 \Phi_c f_c A_g$ بزرگتر باشد.

محدودیت‌های هندسی

در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی زیر باید رعایت شوند:

الف) عرض مقطع نباید کمتر از چهاردهم بعد دیگر آن و نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

نسبت طول آزاد ستون به عرض مقطع آن در ستون‌هایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتها در دو جهت خم می‌شوند نباید بیشتر از ۱۶ و در ستون‌های کنسولی نباید بیشتر از ۱۰ باشد.

آرماتورهای طولی

۱- در ستون‌ها نباید نسبت آرماتور طولی کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع S۴۰۰ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها حداکثر به چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

۲- فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۳- استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی فقط در نیمه میانی طول ستون مجاز است. طول پوشش این وصله‌ها باید برای وصله‌های کششی در نظر گرفته شود.

۴- وصله‌های جوشی یا مکانیکی، مطابق ضوابط فصل دهم به شرطی مجاز است که وصله میلگردها در هر مقطع به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر، در امتداد طول ستون، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.

آرماتورهای عرضی

۱- در ستون‌های قسمت‌های از دو انتهای آن‌ها به طول l_0 «ناحیه بحرانی» تلقی شده، و در آن‌ها باید «آرماتور گذاری عرضی ویژه» انجام شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. طول l_0 که از بر اتصال ستون به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود نبایدن کم‌تر از مقادیر زیر در نظر گرفته شوند.

الف) یک‌ششم ارتفاع آزاد ستون

ب) ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

پ) ۴۵۰ میلی‌متر

۲- مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف) در ستون‌های با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور دورپیچ یا تنگ‌های حلقوی، ρ_s نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}}$$

$$* \rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yh}}$$

نکته: مقدار ρ_s را می‌توان از رابطه تقریبی زیر بدست آورد:

$$\rho_s = \frac{4a_s}{sD_c}$$

که در آن:

A_g : مساحت کلی ستون

A_c : مساحت مغزی ستون محدود بین بر خارجی خاموت

f_{yh} : تنش تسلیم میلگرد دور پیچ

f_c : مقاومت مشخصه بتن

a_s : سطح مقطع میلگرد دور پیچ

s : گام هر دور پیچ

D_c : قطر خارجی دایره مارپیچ می‌باشد.

ب) در ستون‌های با مقطع مستطیل سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$* A_{sh} = \frac{1}{3} \left(s \cdot h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = \frac{1}{9} s \cdot h_c \frac{f_c}{f_{yh}}$$

که در آن:

A_{sh} : سطح مقطه کلیه ساق‌های موجود در امتداد عمود بر h_c

h_c : بعد مغزی ستون که از مرکز به مرکز خاموت اندازه‌گیری می‌شود.

s : فاصله خاموت‌ها

و بقیه پارامترها همانند بخش (الف) می‌باشد.

۳- در ستون‌های که مقاومت هسته ستون به تنهایی جوابگوی بارهای وارده به ستون از جمله بارهای ناشی از زلزله می‌باشد، نیازی به کنترل روابط که با * مشخص شده‌اند، نیست.

۴- قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلی‌متر باشد. فاصله سفره میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد:

الف) یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون

(ب) شش برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی

(پ) ۱۲۵ میلی‌متر

۵- آرماتور عرضی در ناحیه بحرانی را می‌توان با تنگ‌های ویژه یک‌زارچه و یا تنگ‌های ویژه چند قطعه‌ای که با یکدیگر ژوشش دارند ساخت. همچنین می‌توان از میلگردهای رکابی با قطر و فاصله مشابه تنگ‌ها که دارای خم ۹۰ درجه در یک انتهای آن است استفاده کرد. هر دو انتهای میلگردهای رکابی باید در بر گیرنده یک میلگرد طولی باشد و خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی یک در میان عوض شود.

۶- در هر مقطع ستون فاصله قلاب‌ها دوخت یا شاخه‌های تنگ‌ها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی ستون، نباید بیشتر از ۳۵۰ میلی‌متر باشد.

۷- در عضوهایی که بر اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب در مقطعی غیر از مقاطع انتهایی آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، در هر سمت آن مقطع طولی به اندازه l_0 ناحیه بحرانی تلقی شده و در آن باید میلگرد گذاری عرضی ویژه اجرا شود.

۸- در عضوهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می‌کنند، مانند عضوهای واقع در زیر دیوار بتن آرمه، در تمام طول عضو باید آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا شود. به علاوه این آرماتورگذاری باید در قسمتی از آرماتور طولی عضو که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد، ادامه داده شوند. ضابطه ادامه آرماتورگذاری عرضی ویژه در یوار، در مورد عضوهایی که روی دیوار قرار دارد نیز باید رعایت شود.

شکل

۹- در عضوهایی که قسمتی از ارتفاع آنها با یک دیوار بتنی گرفته شده است، در تمام قسمت آزاد عضو باید آرماتورگذاری ویژه اجرا شود.

۱۰- در محل اتصال ستون به شالوده آرماتور طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طولی برابر با ۳۰۰ میلی‌متر با آرماتور گذاری عرضی ویژه تقویت گردد.

۱۱- در قسمت‌های از طول عضو که آرماتورگذاری عرضی ویژه اجرا نمی‌شود باید آرماتور عرضی به صورت دورپیچ یا تنگ ویژه به قطر ۸ میلی‌متر به کار برده شود. فاصله سفره‌های این میلگردها باید براساس نیاز طراحی برای برش تعیین شوند ولی در هر حال این فاصله نباید بیشتر از نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیلی شکل عضو، نصف قطر مقطع دایره‌ای شکل عضو، شش برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

حداقل مقاومت خمشی ستونها

۱- در کلیه اتصالات تیرها به ستون، لنگرهای خمشی مقاوم ستونها باید در رابطه زیر صدق کنند

$$\sum M_c \geq 1/2 \sum M_g$$

که در آن:

$\sum M_c$: مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ستوها، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرهای را به دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_g$: مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند.

نکته: مجموع لنگرها در رابطه فوق باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند.

نکته: در حالتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت، در صفحه قائم قاب عمل نمایند، رابطه فوق برقرار باشد.

۲- چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه فوق را ارضا نکند.

۳- ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند ضابطه بند ۱ را ارضا نکنند، در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۴ را ارضا کنند. است ستونها مشمول ضابطه بند ۵ نمی‌شوند.

۴- چنانچه ستونی رابطه بند ۱ را تامین نکند باید در تمام طول دارای آرماتورگذاری عرضی ویژه باشد.

۵- چنانچه ستونی ضابطه بند ۱ را تامین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی زلزله صرف‌نظر شود. این ستون‌ها باید ضوابط اعضایی از قاب‌ها که برای تحمل نیروهای زلزله طراحی نمی‌شوند را اقلان نمایند.