

بسمه تعالی

طراحی سازه های بتن مسلح

(براساس مبحث ۹ مقررات ملی ساختمانی ایران ویرایش ۱۳۹۲)

جمع آوری و تدوین:

تورج الوانیان

کارشناس ارشد مهندسی عمران - مهندسی زلزله

tourajal@yahoo.com

لطفا نظرات اصلاحی را به آدرس فوق ارسال نمایید.

کلیات:

بتن یکی از کاربردی ترین مصالح ساختمانی می باشد. و امروزه بعنوان مصالح اصلی در سازه های بتن مسلح و مصالح تکمیلی در سازه های فولادی کاربرد فراوان دارد.

بتن جسم سختی است که از ترکیب مصالح اولیه (سنگدانه های ریز و درشت، سیمان، آب و مواد افزودنی) با ترکیب و اندازه مشخص بدست می آید. این اندازه مشخص را طرح اختلاط می گویند. طرح اختلاط بتن با توجه به مقاومت و دوام مورد نیاز قطعات بتنی مشخص می گردد. با ساخت نمونه های آزمایشگاهی و کنترل آنها از تامین مقاومت و دوام در شرایط واقعی اطمینان حاصل می گردد.

مقاومت فشاری بتن در حد مناسب می باشد اما مقاومت کششی آن بسیار کم می باشد و عملاً در محاسبات از آن صرف نظر می شود برای رفع این اشکال از قطعات مسلح شده بتنی استفاده می شود و با جایگذاری فولاد در ناحیه کششی بتن، این نقص بتن رفع می شود.

فولاد زمانی می تواند در تحمل بارهای وارده به بتن کمک نماید که چسبندگی کافی بین بتن و فولاد تامین شده باشد و بعبارت دیگر همسازی کرنش ها در بین بتن و فولاد مجاور آن وجود داشته باشد. هر تغییر شکلی که در بتن اتفاق می افتد، همان تغییر شکل در فولاد مجاور بتن نیز اتفاق بیافتد.

f_c : مقاومت فشاری ۲۸ روزه روی نمونه استوانه ای استاندارد به ابعاد ۳۰۰*۱۵۰ میلی متر. اندازه گیری مقاومت فشاری با ساخت نمونه های استاندارد و نگهداری آنها در شرایط آزمایشگاهی یا کارگاهی و شکستن آنها در موعد مقرر انجام می گیرد. در صورت استفاده از نمونه های غیر از استوانه استاندارد (۳۰۰*۱۵۰ میلی متر) نتایج حاصل از آزمایش باید توسط ضرایب اصلاحی مندرج در مقررات ملی ساختمانی ایران به استوانه استاندارد تبدیل گردد.

تنش کششی قابل تحمل توسط بتن بسیار کم و در حدود ۱۰ درصد مقاومت فشاری است. اندازه گیری مستقیم این مقاومت امکان پذیر نیست و معمولاً از روشهای غیر مستقیم برای اندازه گیری آن استفاده می شود. در عمل در مدارک فنی به جای آن از مدول گسیختگی که از فرمول زیر بدست می آید استفاده می شود:

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

مدول گسیختگی بسیار نزدیک به مقاومت کششی بتن می باشد.

مدول الایسته مصالح که بر اساس منحنی تنش - کرنش بدست می آید، در بتن متغییر بوده و تابعی از مقدار تنش می باشد. در صورت تغییر مقاومت در بتن های متفاوت منحنی های متفاوت بدست می آید و عملاً مدول الایسته بسیار متغییر می باشد. بصورت تجربی مقدار ثابت زیر بعنوان مدول الایسته بتن تعریف شده است.

$$E_c = (3300\sqrt{f_c} + 6900)\left(\frac{f_c}{23}\right)^{1.5}$$

این رابطه برای بتن های دارای وزن مخصوص ۱۵ تا ۲۵ کیلو نیوتن بر مترمکعب تعریف شده است. کرنش گسیختگی: در صورتیکه که کرنش فشاری بتن به مقادیر جدول زیر برسد، بتن گسیخته شده محسوب می شود. این کرنش در آیین نامه بتن ایران ۰.۰۰۳ تا ۰.۰۰۳۵ ذکر شده است.

رده بتن	C50 تا C12	C55	C60	C70	C80	C90	C100	C120
ϵ_{cu}	۰.۰۰۳۵	۰.۰۰۳۲	۰.۰۰۳۰	۰.۰۰۲۸	۰.۰۰۲۸	۰.۰۰۲۸	۰.۰۰۲۸	۰.۰۰۲۸

در مدارک فنی برای نشان دادن مقاومت مشخصه بتن مصرفی از رده بتن استفاده می شود و بصورت Cxx نشان داده می شود که xx مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استاندارد استوانه ای برحسب مگاپاسکال می باشد. حداقل رده بتن مسلح براساس مقررات ملی ساختمانی ایران C20 و براساس آیین نامه بتن ایران C16 است.

طراحی:

منظور از طراحی بدست آوردن مقدار مشخصی از مصالح است که بتواند علاوه بر تامین مقاومت لازم، پایداری مناسبی در سازه ایجاد نماید.

برای طراحی مراحل زیر انجام می گیرد:

۱- تعیین بارهای وارده که در طول عمر سازه به آن اعمال خواهد شد (در تعیین بارهای مرده باید ابعاد سازه حدس زده شود).

۲- شناخت مشخصات مصالح مصرفی و خواص مکانیکی آن.

۳- استفاده از تکنیک های طراحی با شناخت کافی از تئوری های طراحی.

۴- کنترل طراحی و مقایسه آن با فرضیات اولیه و در صورت لزوم تکرار مراحل طراحی.

از منظر تئوری اگر مقاومت سازه با بارهای طراحی مساوی باشد طراحی صحیح می باشد اما بدلیل مغایرت بارهای مفروض با بارهای عملی، نحوه توزیع بار، ساده سازی ها و مفروضات طراحی، عدم اجرای صحیح و دقیق و عدم رسیدن به مقاومت ها مطلوب، در طراحی نیاز به حاشیه اطمینان احساس می گردد و معمولاً مقاومت سازه بیشتر از بارهای وارده در نظر گرفته می شود. اعمال این حاشیه اطمینان در آیین نامه های مختلف به روش های متفاوت انجام می پذیرد.

در آیین نامه بتن و مقررات ملی ساختمانی از فلسفه حالات حدی استفاده می شود که دو حالت حدی به شکل زیر تعریف شده است:

۱- حالت حدی نهائی.

۲- حالت حدی بهره برداری.

برای در نظر گرفتن حالات حدی نهائی از روش ضرایب بار و مقاومت استفاده می شود. بارهای وارده به سازه با ضرایب بزرگتر از یک افزایش داده می شود و ترکیبات بارگذاری تعریف شده است که مهمترین این ترکیبات عبارتند از:

$$1.25D + 1.5(L, S, R)$$

$$D + 1.2(L, S, R) + 1.2(0.7E, W)$$

$$0.85D + 1.2(0.7E, W)$$

مقاومت مصالح نیز با ضرایب کوچکتر از یک کاهش می یابد که این ضرایب در مقررات ملی ساختمانی ایران به شرح زیر می باشد:

$$\varphi_c = 0.65$$

ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات درجا

$$\varphi_c = 0.7$$

ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات پیش ساخته

$$\varphi_s = 0.85$$

ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد

این ضرایب در آیین نامه بتن ایران برای بتن و فولاد به ترتیب 0.6 و 0.85 می باشد.

طراحی خمشی:

در طراحی خمشی قطعات فولادی توزیع تغییر شکل های نسبی فولاد و بتن در ارتفاع مقطع، خطی فرض می شود. این فرض در تیرهای با ارتفاع زیاد، تیرهای عمیق (با نسبت ارتفاع تیر به دهانه بزرگتر از یک چهارم) قابل قبول نیست.

حداکثر کرنش فشاری بتن با توجه به مقاومت مشخصه بتن در نظر گرفته می شود.

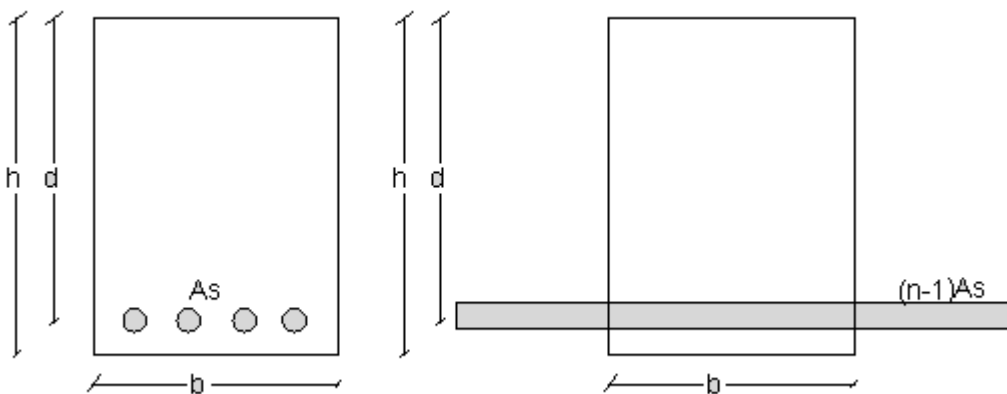
در صورت جاری نشدن فولاد، در حالت حدی نهائی مقدار تنش برابر $\varphi_s E_s \varepsilon_s$ و در صورت جاری شدن فولاد برابر $\varphi_s E_s \varepsilon_y$ در نظر گرفته می شود.

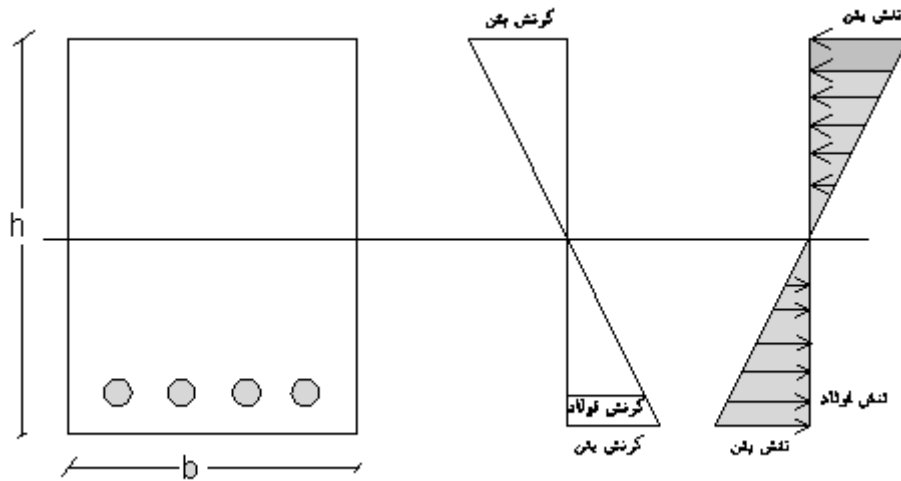
رفتار تیر در اثر لنگر خمشی:

تأمرحله خرابی تیر سه ناحیه رفتاری به شرح زیر در نظر گرفته می شود:

۱- مقطع ترک نخورده الاستیک. در این مرحله بتن ناحیه کششی دچار ترک نشده است به عبارت دیگر حداکثر تنش کششی مقطع کمتر از مدول گسیختگی f_r است. در این حالت می توان از روابط مقاومت مصالح برای محاسبه تنش ها استفاده کرد. برای استفاده از روابط مقاومت مصالح باید مقطع یک جنسی شود و از مشخصات مقطع تبدیل یافته استفاده نمود. برای تبدیل مقطع از ضریب تبدیل n که نسبت مدول الاستیسیته جنس تبدیل شونده به جنس نهائی است استفاده می شود.

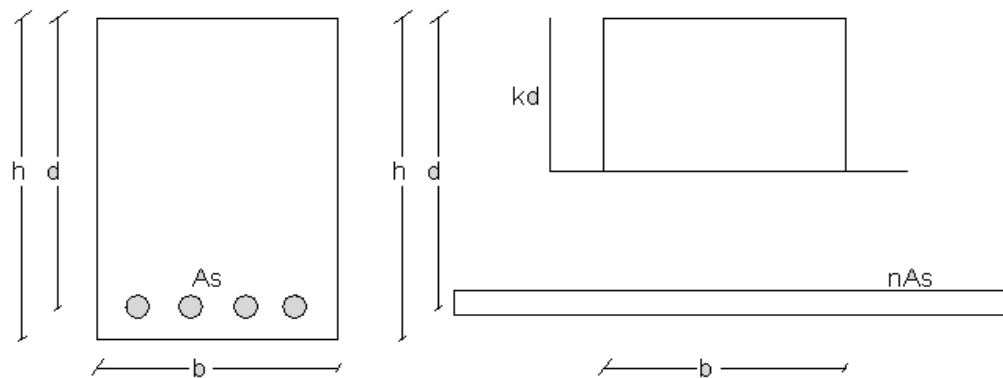
$$n = \frac{E_1}{E_2}$$





۲- مقطع ترک خورده و خشی: در این حالت تنش کششی بتن بیشتر از f_r شده است و مقطع ترک می خورد در

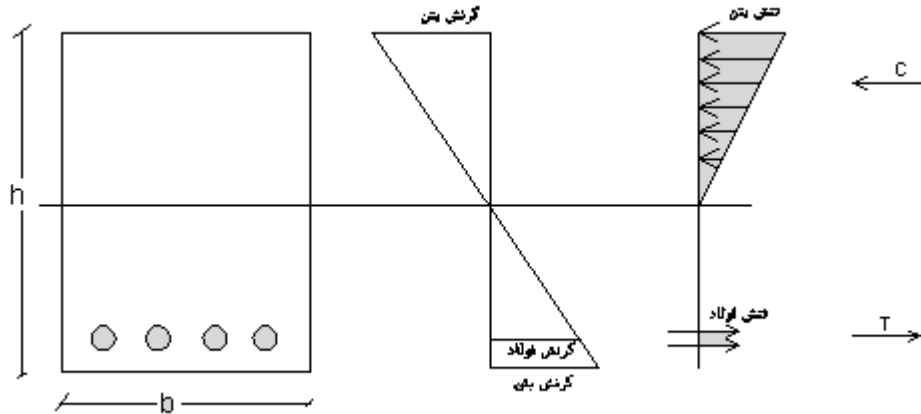
صورتیکه $f_{cc} \leq \frac{f_c}{2}$ باشد می توان رابطه تنش و کرنش را خطی فرض کرد.



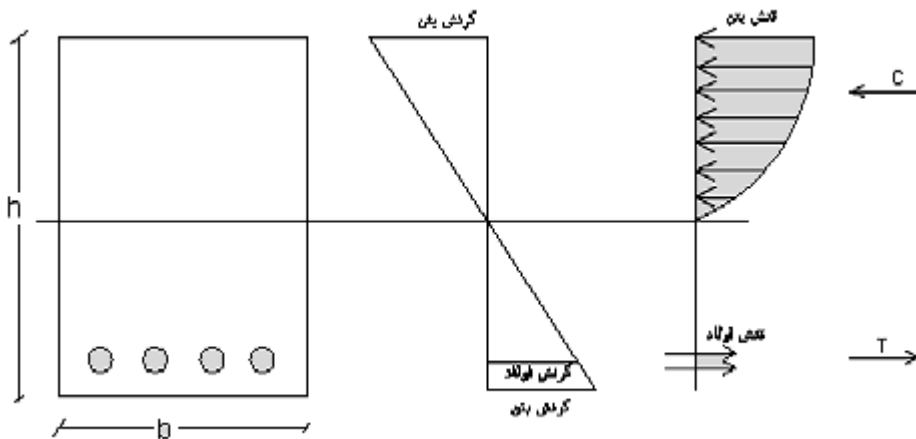
$$b(kd) \frac{kd}{2} - nA_s(d - kd) = 0$$

$$C = \frac{1}{2} kd \cdot f_{cc} \cdot b$$

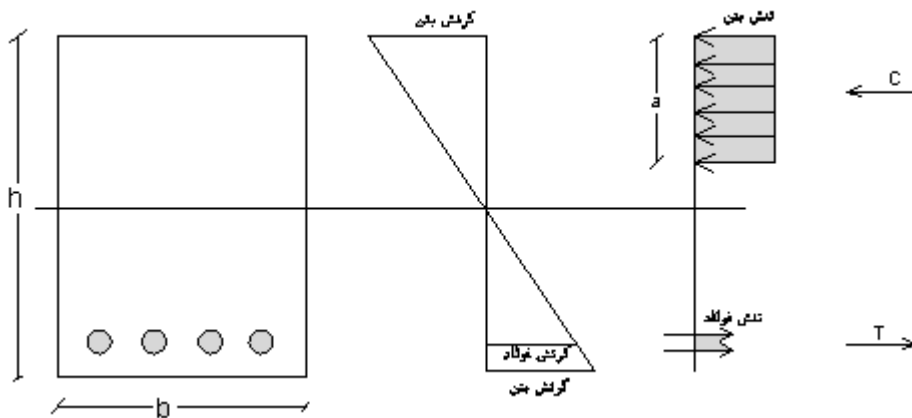
$$T = A_s f_s$$



۳-مقطع ترک خورده پلاستیک: در این حالت نسبت بین تنش و کرنش خطی نمی باشد.



توزیع تنش را در این حالت می توان با یک توزیع تنش یکنواخت عمود بر مقطع با مقدار $\alpha_1 \varphi_c f_c$ که سطح تاثیر آن از دورترین تار فشاری بتن به اندازه $\beta_1 . x$ است جایگزین نمود. که مقادیر α_1 و β_1 از رابطه زیر بدست می آید:



$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$$

$$\sum F_x = 0 \quad C = T \quad \alpha(\varphi_c f_c) b . x = A_s f_s$$

$$M = A_s f_s (d - \beta . x) = \alpha(\varphi_c f_c) . b . x (d - \beta . x)$$

در هنگام خرابی تیر دو حالت شکست مشاهده می شود:

۱- شکست نرم یا کششی : در این نوع شکست ابتدا میلگرد های کششی به مرز جاری شدن می رسند و پس از آن تخریب تیر اتفاق می افتد . بدلیل جاری شدن آرماتورها و افزایش تغییر شکل و اندازه ترکهای کششی ، این نوع خرابی هشدار دهنده است و فرصت کافی برای تخلیه ساختمان و چاره اندیشی وجود خواهد داشت.

۲- شکست ترد یا فشاری: در این نوع شکست ابتدا بتن ناحیه فشاری به کرنش گسیختگی می رسد و بعد از آن شکست تیر اتفاق می افتد . این نوع شکست ناگهانی بدون هشدار می باشد.

شکست نرم در تیرهای با آرماتور کم و شکست ترد در تیرهای با آرماتور زیاد اتفاق می افتد. بدلیل هشدار دهنده بودن شکست نرم این نوع شکست مطلوب می باشد و طراحی بگونه ای انجام می شود که در صورت وقوع شکست ، هشدار قبلی وجود داشته باشد.

در صورت جاری شدن آرماتور های کششی :

$$M = A_s (\varphi_s f_y) (d - \beta . x)$$

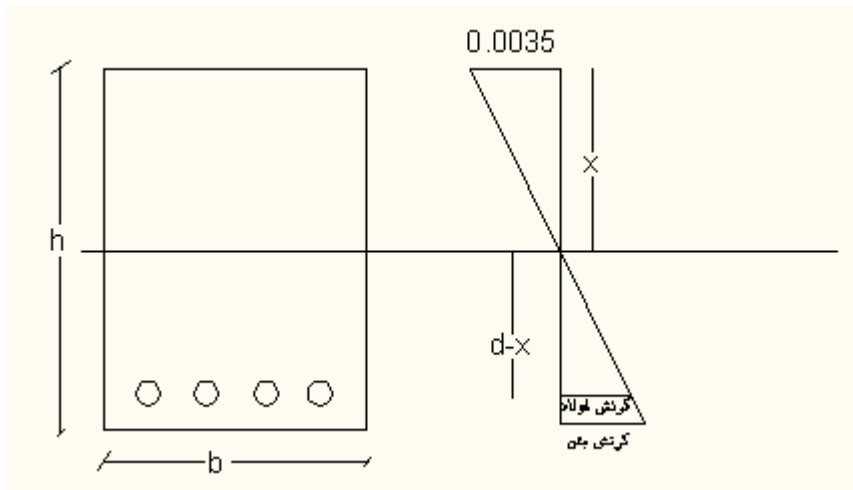
$$x = \frac{A_s (\varphi_s f_y)}{\alpha (\varphi_c f_c) b}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b . d}$$

$$x = \frac{\rho (\varphi_s f_y)}{\alpha (\varphi_c f_c)} . d$$

$$M_r = A_s (\varphi_s f_y) (d - \beta . \frac{\rho (\varphi_s f_y)}{\alpha (\varphi_c f_c)} . d)$$

در صورت جاری نشدن آرماتورهای کششی ، برای بدست آوردن تنش در آنها می توان از تشابه مثلث ها در دیاگرام کرنش استفاده کرد . در این حالت کرنش فشاری بتن مساوی کرنش گسیختگی در نظر گرفته می شود.



$$\frac{x}{0.0035} = \frac{d - x}{\varepsilon_s}$$

$$\frac{x}{0.0035} = \frac{d}{\varepsilon_s + 0.0035}$$

$$x = \frac{0.0035}{\varepsilon_s + 0.0035} \cdot d$$

با جایگزین تنش به جای کرنش در معادله فوق و نوشتن روابط تعادل مقطع و حل همزمان معادلات مقادیر x و f_s بدست می آید .

در شکست متعادل یا شکست بالانس ، مقدار آرماتور مقطع بگونه ای است که در لحظه شکست همزمان آرماتور کششی به مرزجاری شدن رسیده است و کرنش فشاری بتن نیز به کرنش گسیختگی رسیده باشد. در این حالت با استفاده از دیاگرام کرنش می توان نوشت:

$$x_b = \frac{0.0035}{\frac{f_y}{E_s} + 0.0035} \cdot d = \frac{700}{700 + f_y} \cdot d$$

$$\sum F_x = 0 \quad C = T \quad \alpha_1(\varphi_c f_c) b \cdot a = A_s(\varphi_s f_y)$$

$$\alpha_1(\varphi_c f_c) b \cdot (\beta_1 x) = A_s(\varphi_s f_y)$$

$$\alpha_1(\varphi_c f_c) b \beta_1 \frac{700}{700 + f_y} \cdot d = A_s(\varphi_s f_y)$$

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b \cdot d} = \alpha_1 \beta_1 \frac{\varphi_c f_c}{\varphi_s f_y} \cdot \frac{700}{700 + f_y}$$

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{\varphi_c f_c}{\varphi_s f_y} \cdot \frac{700}{700 + f_y}$$

بمنظور اطمینان از وقوع شکست کششی در مقطع آیین نامه بتن ایران حداکثر فولاد کششی در مقطع تیر را به ρ_b محدود کرده است.

در ضوابط مقررات ملی ساختمانی ایران حداکثر آرماتور فشاری بصورت مقابل کنترل می گردد:

$$\rho_{\max} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \rho_b \\ 0.0250 \end{array} \right\}$$

بمنظور اطمینان از مشارکت حداقلی آرماتور های کششی در تحمل لنگرهای وارده ، حداقل آرماتور کششی در مقاطع تیر به شرح زیر است:

$$\rho_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.4}{f_y} \\ \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} \end{array} \right\}$$

در کنترل و طراحی مقاطع بتن مسلح با دو نوع مسئله روبرو خواهیم بود:

- 1- مسائل تحلیلی: در این نوع مسائل ابعاد مقطع (b, h, A_s) و مشخصات مصالح (f_c, f_y) مشخص می باشد و حداکثر لنگر قابل تحمل توسط مقطع محاسبه می شود. اولین گام در حل ، تعیین نوع شکست می باشد که از مقایسه درصد آرماتور موجود با درصد آرماتور متعادل مشخص می شود.

۲- مسائل طراحی : در این حالت لنگر طراحی M_u از تحلیل سازه بدست آمده است و با داشتن مشخصات مصالح (f_c, f_y) بدنبال بدست آوردن ابعاد مقطع (b, h, A_s) هستیم. در این حالت درصد آرماتوری که بین حداقل و حداکثر در صد آرماتور مجاز می باشد حدس زده می شود. هرچه این حدس به حداکثر مجاز درصد آرماتور نزدیکتر باشد ، ابعاد طراحی شده برای b, h کوچکتر خواهد بود.

$$\rho \leq \rho_{\max}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$a = \frac{A_s (\varphi_s f_y)}{0.85 (\varphi_c f_c) \cdot b}$$

$$M_r = A_s (\varphi_s f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_r = A_s (\varphi_s f_y) \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s}{b} \cdot \frac{\varphi_s f_y}{0.85 (\varphi_c f_c)} \right)$$

$$M_r = A_s (\varphi_s f_y) \left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{\rho \cdot b \cdot d}{b} \cdot \frac{\varphi_s f_y}{0.85 (\varphi_c f_c)} \right)$$

$$\frac{M_r}{bd^2} = \rho (\varphi_s f_y) \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot \frac{\varphi_s f_y}{0.85 (\varphi_c f_c)} \right)$$

$$m = \frac{\varphi_s f_y}{0.85 (\varphi_c f_c)}$$

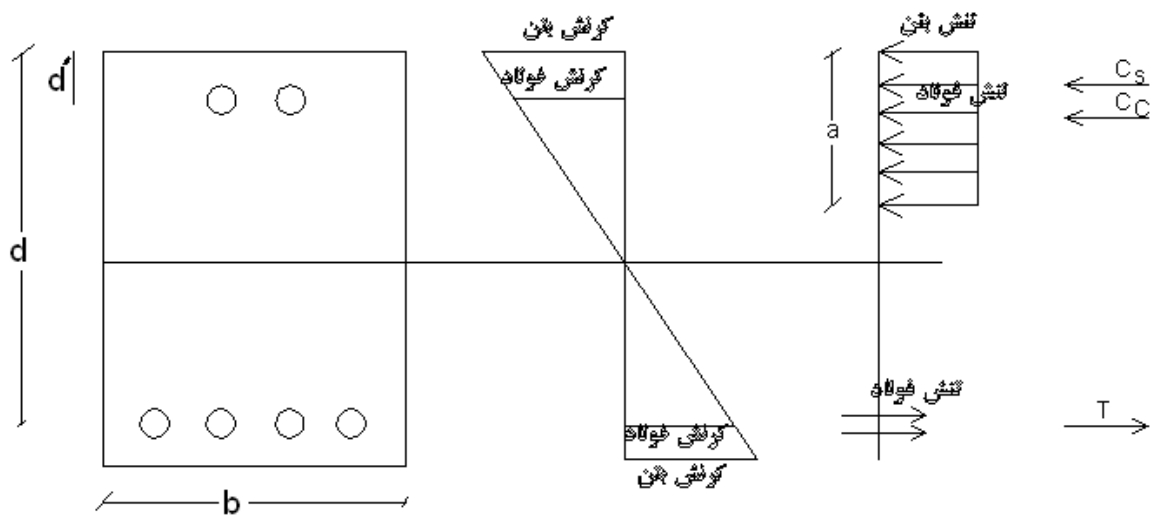
$$bd^2 = \frac{M_r}{\rho (\varphi_s f_y) \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot m \right)}$$

طرف راست معادله معلوم است . برای حل مسئله یکی از مقادیر b, d را حدس زده و دیگری را بدست می آوریم. و پس از محاسبه b, d مقدار A_s محاسبه خواهد شد. در صورت مشخص بودن لنگر طراحی و ابعاد b, d و برای محاسبه سطح مقطع آرماتور های مورد نیاز می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

$$A_s = \frac{0.85 (\varphi_c f_c) \cdot b \cdot d}{\varphi_s f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 (\varphi_c f_c) b d^2}} \right]$$

مقطع مستطیل با فولاد فشاری :

در صورت وجود محدودیت در ابعاد تیر و برای تامین لنگر خمشی مقاوم بزرگتر توسط مقطع ، ناچار از استفاده از مقدار آرماتور بیشتر هستیم که با عنایت به تغییر نکردن ابعاد تیر، نوع شکست را بسمت شکست ترد یا فشاری سوق خواهد داد. برای جلوگیری از این موضوع ، آرماتور فشاری در ناحیه فشاری بتن بکار می رود.



بافرض جاری شدن آرماتورهای کششی و فشاری روابط تعادل به شکل زیر نوشته می شود.

$$\alpha_1(\varphi_c f_c) b_w a + A'_s(\varphi_s f_y - 0.85\varphi_c f_c) = A_s(\varphi_s f_y)$$

$$M_n = \alpha_1(\varphi_c f_c) b_w a \left(d - \frac{a}{2}\right) + A'_s(\varphi_s f_y - 0.85\varphi_c f_c)(d - d')$$

درصد آرماتور فشاری از رابطه زیر بدست می آید:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w \cdot d}$$

در صورت برقرار بودن رابطه زیر جاری شدن آرماتورهای کششی اتفاق خواهد افتاد.

$$\rho \leq \rho_b^-$$

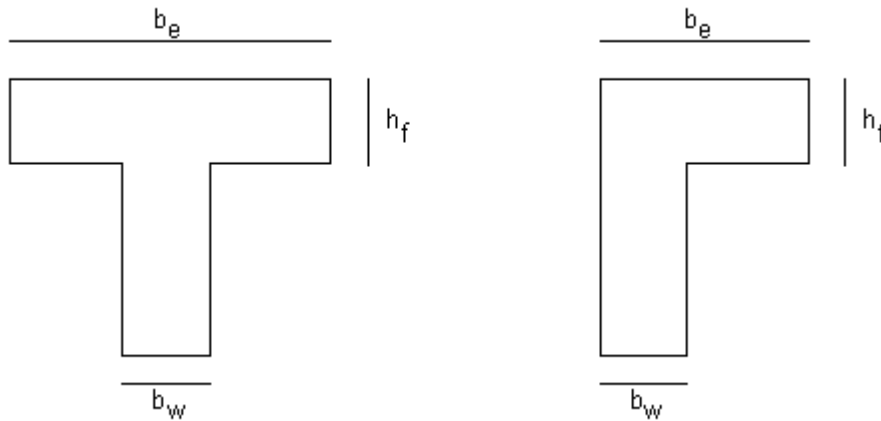
$$\rho_b^- = \rho_b + \rho'$$

جاری شدن آرماتور فشاری در صورتی اتفاق می افتد که نامساوی زیر برقرار باشد:

$$\rho - \rho' \geq \alpha_1 \beta_1 \cdot \frac{\varphi_c f_y}{\varphi_s f_y} \cdot \frac{700}{700 - f_y} \cdot \frac{d'}{d}$$

تیرهای بالدار:

بدلیل همزمانی بتن ریزی تیرها و دالها و ایجاد پیوستگی بین بتن دو قسمت، قسمتی از دال بتنی در تحمل خمش به تیر کمک می نماید و عرض موثر تیر را تشکیل می دهد. این عرض موثر زمانی در محاسبات خمشی موثر است که در فشار قرار گیرد و اصطلاحاً بال فشاری تیر محسوب می گردد.



در تیرهای T شکل عرض موثر کمترین سه مقدار زیر است.

- ۱- یک چهارم دهانه آزاد برای تیرهای یکسره و دو پنجم دهانه آزاد برای تیرهای یکسره.
- ۲- شانزده برابر ضخامت دال بعلاوه عرض جان تیر.
- ۳- فاصله مرکز تا مرکز دو تیر مجاور.

در تیرهای L شکل عرض موثر کمترین سه مقدار زیر است:

- ۱- یک دوازدهم دهانه آزاد بعلاوه عرض جان تیر.
- ۲- شش برابر ضخامت دال بعلاوه عرض جان تیر.
- ۳- نصف فاصله خالص دو تیر مجاور بعلاوه جان تیر.

در تیرهای T شکل تکی ضخامت بال نباید از نصف عرض جان کمتر باشد و عرض موثر نباید از چهار برابر عرض جان بیشتر باشد.

در هنگام طراحی دو حالت اتفاق می افتد:

۱- اگر $a \leq h_f$ باشد در این حالت رفتار تیر مستطیلی است و طراحی تیر مانند تیرهای مستطیل شکل با عرض b_e انجام می گیرد.

۲- اگر $a > h_f$ باشد تیر بصورت بالدار طراحی می شود. در این حالت آرماتورهای کششی به دو بخش تقسیم می شود قسمتی از آن (A_{sf}) برای مقابله با نیروی فشاری قسمت های بیرون زده تیر و قسمتی دیگر (A_{sw}) برای مقابله با نیروی فشاری قسمت باقیمانده ناحیه فشاری بتن طراحی می شود. در تیرهای بالدار حداکثر درصد آرماتور عبارتست از :

$$\rho_b^- = \rho_b + \rho_f$$

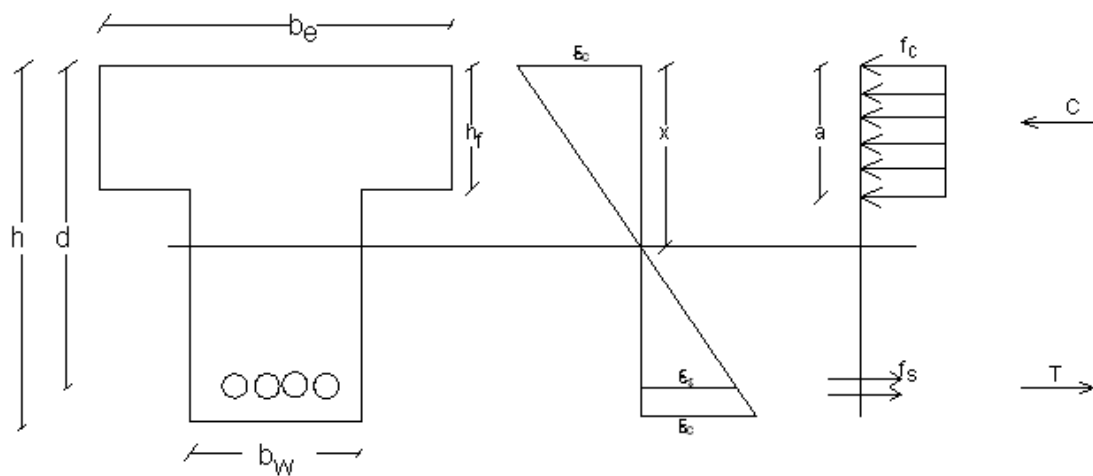
$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w \cdot d}$$

با فرض جاری شدن آرماتورهای کششی :

$$\alpha_1(\varphi_c f_c)(b_e - b_w)h_f = A_{sf}(\varphi_s f_y)$$

$$\alpha_1(\varphi_c f_c)b_w a = A_{sw}(\varphi_s f_y)$$

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



طراحی برشی:

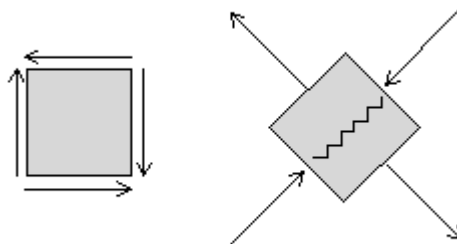
وجود نیروی برش در مقطع باعث ایجاد تنش های برشی می گردد که در مقطع مستطیل شکل توزیع آن به صورت مقابل می باشد:

$$\tau = \frac{VQ}{It}$$

$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \tau_{\text{ave}} = \frac{3}{2} \frac{V}{A}$$



با تبدیل تنش های برشی به تنش کششی و فشاری در مقطع وضعف بتن در برابر تنش های کششی در مقطع ترک خوردگی بوجود می آید که باید با بکارگیری آرماتور اندازه و تعداد ترکها را کنترل و محدود کرد. مناسبترین شکل آرماتور گذاری بگونه ای است که آرماتور عمود بر ترک ها قرارگیرد ، اما معمولا بدلیل اجرای راحتتر خاموتها، آرماتور های برشی عمود بر محور عضو و بصورت قائم قرار می گیرند.



برای مقابله با تنش برشی وارده به مقطع چهار عامل مقاوم وجود دارد:

۱- قفل و بست دانه های سنگدانه

۲- آرماتور های طولی

۳- چسبندگی بتن

۴- آرماتور های برشی (خاموت)

معمولا از دو عامل اول در جهت اطمینان صرف نظر می شود و رابطه کنترلی بشکل زیر نوشته می شود:

$$V_u \leq V_r$$

$$V_r = V_c + V_s$$

در این رابطه V_u نیروی برشی طراحی است که از تحلیل سازه بدست می آید، V_c نیروی برشی قابل تحمل توسط بتن و V_s نیروی برشی تحمل شده توسط خاموتها می باشد.

مقررات ملی ساختمانی ایران تاکید می نماید که مقدار V_r نباید از $0.25\phi_c f_c b_w d$ بیشتر در نظر گرفته شود. این ضابطه در آیین نامه بتن ایران با محدود کردن V_s به $4V_c$ کنترل می شود. این ضوابطه برای آنستکه سهم برش تحمل شده توسط آرماتور خیلی زیاد نشود.

در صورتیکه عکس العمل تکیه گاهی در امتداد برش بصورت فشاری باشد و هیچ نیروی برشی متمرکزی بین بر داخلی تکیه گاه تا مقطع بحرانی وجود نداشته باشد و مقطع مورد بررسی بصورت کنسول نباشد، می توان مقطع بحرانی برای محاسبه V_u را به فاصله d از بر تکیه گاه در نظر گرفت.

تنش برشی و نیروی برشی قابل تحمل توسط بتن از رابطه ساده زیر بدست می آید:

$$v_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c}$$

$$V_c = v_c b_w d$$

برای اعضای تحت اثر برش و خمش و فشار محوری :

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

برای اعضای که تحت اثر همزمان برش و خمش و کشش محوری قرار دارند:

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

در این رابطه مقدار N_u منفی است.

در صورت نیاز می توان از روابطه دقیق زیر استفاده کرد:

- برای اعضای که تحت اثر همزمان برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = \left(0.95v_c + 12\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d \leq 1.75v_c b_w d$$

در این رابطه مقدار $\frac{V_u d}{M_u}$ نباید بزرگتر از یک در نظر گرفته شود. لنگر خمشی نهایی M_u لنگری است که همزمان با نیروی برشی نهایی V_u در مقطع مورد نظر وجود دارد.

نیروی برشی مقاوم آرماتور:

در صورت استفاده از آرماتورهای برشی عمود بر محور عضو، نیروی برشی قابل تحمل توسط خاموتها از رابطه زیر بدست می آید.

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

در این رابطه A_{sv} سطح مقطع ساق های آرماتور برشی و S فاصله بین خاموتها می باشد.

محدودیت های آرماتور برشی:

رده میلگرد مصرفی حداکثر S400 توصیه شده است.
حداقل آرماتور برشی از رابطه زیر بدست می آید:

$$A_{sv(\min)} = 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b_w S}{f_{yv}}$$

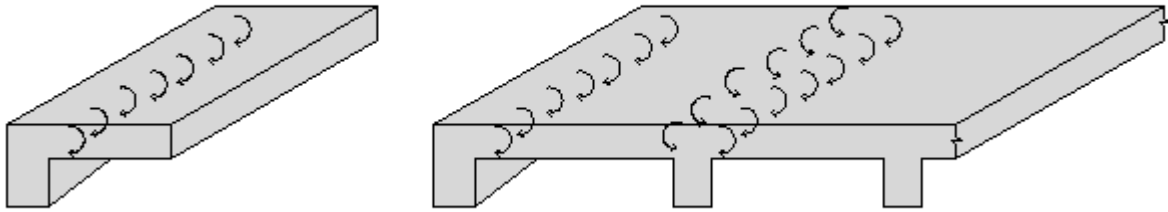
در طولی از تیر که به خاموت نیاز نیست ($V_u \leq V_c$) توصیه شده است از خاموت حداقل فوق استفاده شود.
در صورتی که بتوان با آزمایش های قابل قبول نشان داد که در صورت حذف آرماتور برشی، مقاومت خمشی و برشی مقطع دچار مشکل نمی شود می توان حداقل آرماتور برشی را رعایت نکرد.
در موارد زیر تامین آرماتور برش بر اساس ضوابط خاص انجام می پذیرد:

- ۱- دال ها و پی ها.
- ۲- سقف های تیرچه بتنی.
- ۳- تیرهای با ارتفاع کمتر از ۲۵۰ میلیمتر.
- ۴- تیرهای یکپارچه بادال که ارتفاع کل آنها کمتر از دو و نیم برابر ضخامت دال، نصف پهنای جان و ۶۰۰ میلیمتر است.

حداکثر فاصله بین خاموتهای قائم به $\frac{d}{2}$ محدود شده است. در صورتیکه $V_u \geq 0.125 \phi_s f_c b_w d$ باشد این فواصل نصف می شوند. در آیین نامه بتن ایران زمانیکه $V_s \geq 2V_c$ باشد محدودیت $\frac{d}{4}$ میلیمتر اعمال می گردد.

طراحی در برابر پیچش :

لنگر های خمشی در تیر های سازه در محل تکیه گاهها به لنگر پیچشی در تیر های عمود بر محور تیر های خمشی تبدیل می شوند که در دهانه های میانی بدلیل آنکه لنگرهای خمشی دارای جهت های مختلف دو طرف تکیه گاه هستند یکدیگر را خنثی می کنند و عملاً پیچش ناچیزی در تیر های میانی اتفاق می افتد . اما در دهانه های انتهایی بدلیل نامتقارن بودن سازه ، کنترل و طراحی پیچشی تیر لبه ای باید با دقت بیشتری انجام پذیرد.



محاسبه لنگر پیچشی به صورت استاتیکی در سازه های معین و یا با استفاده از روش همسازی تغییر شکل ها یا هر روش دیگری در تیرهای نامعین بدست می آید.

لنگر پیچشی در مقطع ایجاد تنش های برشی می نماید که حداکثر آن در مقاطع دایره ای شکل از رابطه زیر بدست می آید:

$$\tau_{\max} = \frac{Tc}{J}$$

$$J = \frac{\pi \cdot d^4}{32}$$

$$c = \frac{d}{2}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T \cdot \frac{d}{2}}{\frac{\pi \cdot d^4}{32}} = \frac{16T}{\pi \cdot d^3}$$

و در مقاطع مستطیلی حداکثر تنش از این رابطه بدست می آید:

$$\tau_{\max} = \frac{T}{\alpha \cdot b \cdot c^2}$$

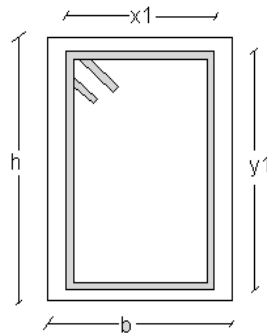
در این رابطه α تابعی از نسبت ابعاد مقطع می باشد.

در صورتیکه مقدار T_u از مقدار $0.25T_{cr}$ کمتر باشد ، طراحی در برابر پیچش ضرورتی ندارد . مقدار T_{cr} از رابطه زیر بدست می آید:

$$T_{cr} = 1.9 \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right) \lambda v_c$$

$$A_c = b \cdot h$$

$$P_c = 2(b + h)$$



در صورت لزوم طراحی تیردربرابری پیش ، آیین نامه بتن ایران و مقرات توصیه کرده اند .آرماتور عرضی باید بصورت خاموتهای بسته یا دورپیچ و آرماتور های طولی بطور یکنواخت در اطراف مقطع مورد استفاده قرارگیرندمقررات ملی ساختمانی ایران با صرفنظر کردن از مقاومت پیچشی بتن (بدلیل ترک خوردگی آن) ، ترکیبی از آرماتور های طولی و عرضی را برای مقابله با پیچش توضیه کرده است.
روابط طراحی بصورت زیر می باشد:

$$T_u \leq T_r$$

$$T_r = T_s$$

$$T_s = 2\phi_s A_o A_t \frac{f_{yv}}{S}$$

در این رابطه A_o مساحت سطح محصور شده به وسیله جریان برش ناشی از پیچش در مقطع می باشد که در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق مقدار آن را می توان برابر $0.85A_{oh}$ در نظر گرفت که A_{oh} مساحت سطح محصور شده به وسیله اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع می باشد.

$$A_{oh} = x_1 \cdot y_1$$

مقدار آرماتور طولی مورد نیاز برای مقابله با پیچش از رابطه زیر بدست می آید:

$$A_t = A_l \frac{P_h}{S}$$

دراین رابطه P_h سطح محصور بین محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع است.

$$P_h = 2(x_1 + y_1)$$

مقطع بحرانی برای کنترل پیچش به فاصله d از برتکیه گاه می باشد مشروط به آنکه در این فاصله لنگر پیچشی متمرکزی وجود نداشته باشد.

تنش جاری شدن آرماتور های پیچشی کمتر از $400MPa$ توصیه شده است.

در هرگوشه از خاموت های طولی باید از یک آرماتور طولی با قطر حداقل $\frac{S}{16}$ استفاده شود.

آرماتور های طولی پیچشی توزیع شده در اطراف مقطع نباید بیش از 300 میلیمتر با یکدیگر فاصله داشته باشند.

آرماتور های عرضی پیچشی نباید بیش از $\frac{P_h}{8}$ یا 300 میلیمتر از هم فاصله داشته باشند.

آرماتور های طولی و عرضی پیچشی طراحی شده باید در طولی برابر با بزرگترین بعد عضو از نقطه ای که دیگر نیازی به مقاومت پیچشی نیست ادامه یابد و به نحو مناسبی مهار شوند.

در صورت وجود برش و پیچش همزمان در مقطع، آرماتور عرضی مورد نیاز با طراحی جداگانه برای هریک محاسبه می شود و مجموع آرماتورهای عرضی محاسبه شده در مقطع بکار می رود در این حالت حداقل آرماتور عرضی از رابطه زیر بدست می آید:

$$(A_{sv} + 2A_t)_{\min} = 0.06\sqrt{f_c} \frac{b_w S}{f_{yv}}$$

ترکیب تنشها در مقاطع قوطی شکل باید بگونه ای باشد که رابطه زیر برقرار گردد.

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq 0.25 \phi_c f_c$$

و در مقاطع توپر رابطه زیر کنترل می گردد:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq 0.25 \phi_c f_c$$

ضوابط تکمیلی:

قطر خاموت نباید از مقادیر زیر کمتر در نظر گرفته شود:

- ۱- یک سوم قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر ۳۰ میلی متر.
- ۲- ۱۰ میلی متر برای میلگرد های طولی با قطر بیش از ۳۰ میلی متر و نیز برای گروه میلگردهای در تماس.
- ۳- ۸ میلی متر.

فاصله هر دو خاموت متوالی نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

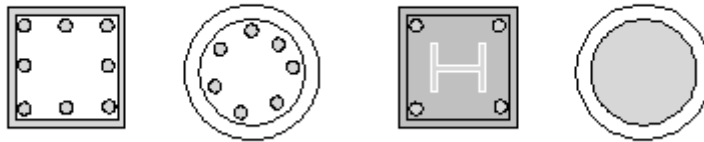
- ۱- ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی.
- ۲- ۳۶ برابر قطر خاموت.
- ۳- کوچکترین بعد فشاری مقطع.
- ۴- ۲۵۰ میلی متر.

در هر مقطع تعداد خاموتها باید طوری باشد که هریک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه قرتر گیرد و به طور جانبی نگه داشته شود:

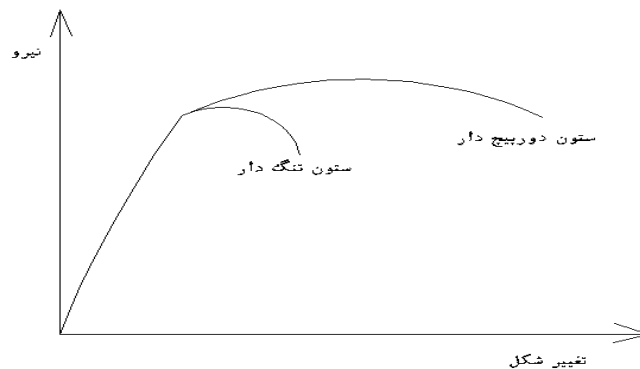
- ۱- هر میلگردی که در گوشه عضو واقع باشد.
 - ۲- هر میلگرد غیر گوشه ای بصورت یکدرمیان.
 - ۳- هر میلگردی که فاصله آزاد آن تامیلگرد نگهداری شده مجاور بیش از ۱۵۰ میلی متر باشد.
- در مواردی که میلگردها طولی روی محیط دایره قرار دارند می توان از خاموت مدور استفاده کرد مشروط به آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شود یا به نحو مناسبی در بتن قسمت داخلی دایره مهار شود.

ستونها:

اعضا تحت اثر بار محوری فشاری را ستون می گویند در سازه های بتن آرمه این نیروی فشاری همراه با لنگر خمشی در یک یا هر دو جهت می باشد. در ستونها نسبت ارتفاع ستون به بعد حداقل آنها بیش از سه می باشد. در غیر اینصورت عضورا ستونک یا pedestal می نامند. ستونها به شکل های مختلف بکار می روند.



خاموتهای مورد استفاده در ستونها بصورت مستطیل شکل (تنگ) یا دایره ای شکل (دورپیچ) بکار می رود. استفاده از دورپیچ در ستونها با مقطع دایره ای مرسوم می باشد. نوع خاموت در ظرفیت باربری ستون تاثیر کمی دارد اما استفاده از خاموت دور پیچ، شکل پذیری ستون را افزایش می دهد.



بارمحوری ستونهای کوتاه از رابطه زیر بدست می آید:

$$N_{ro} = \alpha_1 \varphi_c f_c (A_g - A_{st}) + \varphi_s f_y A_{st}$$

بعلت وجود خروج از مرکزیت های اتفاقی در ستونها آیین نامه بتن ایران و مقرات ملی ساختمانی ایران، حداکثر نیروی محوری فشاری را کاهش داده اند:

$$N_{r)max} = 0.8N_{ro}$$

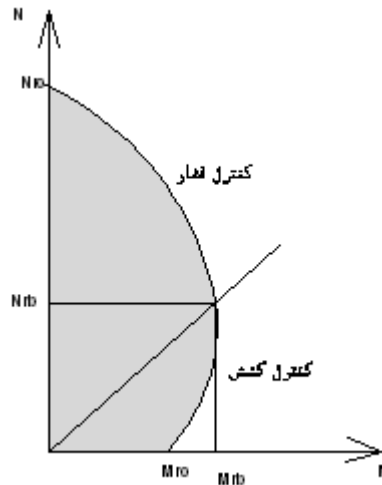
درستون تنگ دار

$$N_{r)max} = 0.85N_{ro}$$

درستون دور پیچ

در عمل وجود لنگر خمشی باعث کاهش ظرفیت باربری محوری ستون می شود و ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و اندرکنش آنها رفتار ستون را تعیین می نماید.

بر اساس آزمایشات و تحقیقات انجام شده، اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در فضای دو بعدی به شکل مقابل می باشد:



در این نمودار مقدار N_{ro} ظرفیت مقطع زمانی است که هیچ لنگری در ستون وجود نداشته باشد. و M_{ro} لنگر خمشی مقاوم مقطع در زمانی است که هیچ نیروی محوری در عضو وجود نداشته باشد. سایر نقاط این نمودار نشاندهنده ترکیبات محتمل نیروی محوری و لنگر خمشی قابل تحمل توسط ستون می باشد. (N_{rb}, M_{rb}) مربوط به حالت تعادل شکست می باشد زمانی که بصورت همزمان تنش در فولاد به حد جاری شدن و کرنش در بتن به حد

گسیختگی می رسد. در این حالت نسبت $e_b = \frac{M_{rb}}{N_{rb}}$ را خروج از مرکزیت متعادل می نامند.

در محدوده کنترل فشار، ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی بگونه ای است که کرنش در بتن به حد گسیختگی رسیده است و اما آرماتورهای کششی هنوز به مرحله جاری شدن نرسیده اند. $(e < e_b)$.

در محدوده کنترل کشش قبل از رسیدن بتن به کرنش گسیختگی، آرماتورها جاری می شوند $(e > e_b)$.

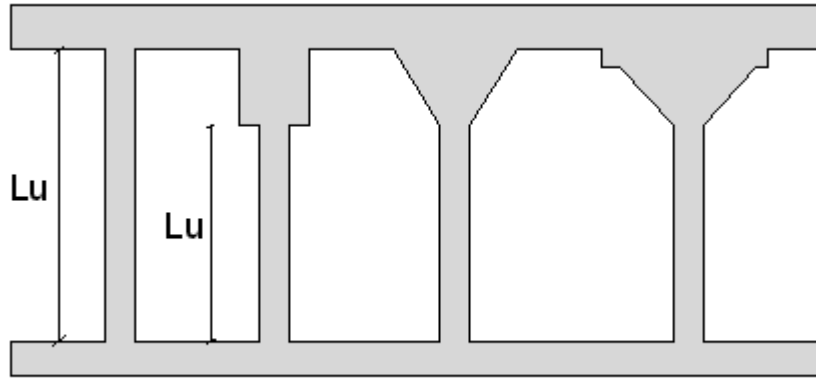
لاغری ستون:

ضریب لاغری ستون از رابطه مقابل بدست آید:

$$\lambda = \frac{k.l_u}{r}$$

K ضریب طول موثر ستون است که در ستونهای مهار بندی شده کوچکتر مساوی یک و در ستونهای مهار بندی نشده بزرگتر از یک می باشد.

l_u طول آزاد ستون می باشد و برابر فاصله آزاد بین دال های طبقات، تیرها یا سایر قطعاتی است که قادر به ایجاد تکیه گاه جانبی برای ستون می باشد.



در صورتیکه ستون دارای کتیبه یا سرستون باشد ، طول آزاد آن تا سطح تحتانی کتیبه محاسبه می شود.
 r شعاع ژیراسیون مقطع می باشد.

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

$$r = 0.25d$$

$$r = 0.3(b \text{ OR } h)$$

در مقطع دایره ای شکل

در مقطع مستطیل شکل

محاسبه ضریب طول موثر:

برای محاسبه k باید نسبت سختی ستونها به تیرهای متصل در گره بالا و پائین ستون را با استفاده از فرمول مقابل محاسبه نمود:

$$\psi_{A,B} = \frac{\sum \left(\frac{E.I}{L}\right)_c}{\sum \left(\frac{E.I}{L}\right)_b}$$

با عنایت به ترک خوردگی مقاطع بتن آرمه ، در محاسبه مقدار ψ ممان اینرسی تیر و ستون به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

$$1- \text{ در قابهای مهار شده } I_b = 0.5I_{bg} \text{ و } I_c = I_{cg}$$

$$2- \text{ در قابهای مهار نشده } I_b = 0.35I_{bg} \text{ و } I_c = 0.7I_{cg}$$

$$\psi_m = \frac{1}{2}(\psi_A + \psi_B)$$

$$\psi_{\min} = \text{Min}(\psi_A, \psi_B)$$

در قابهای مهار شده ، ضریب طول موثر را می توان برابر یک در نظر گرفت یا مقدار آن را برابر کوچکترین دو عبارت زیر منظور نمود:

$$k = 0.7 + 0.1\psi_m \leq 1.0$$

$$k = 0.85 + 0.05\psi_{\min} \leq 1.0$$

در قابهای مهار نشده :

$$\psi_m < 2.0 \quad k = (1.0 - 0.05\psi_m)\sqrt{1 + \psi_m} \geq 1.0$$

$$\psi_m \geq 2.0 \quad k = 0.9\sqrt{1 + \psi_m}$$

در ستونهای مهار نشده ای که یک انتهای آن مفصلی است:

$$k = 2 + 0.3\psi$$

که در این رابطه ψ مربوط به انتهای غیر مفصلی است.

در اتصال مفصلی ستون به شالوده $\psi = 10.0$ و در اتصال گیردار $\psi = 1.0$ در نظر گرفته می شود.

طبقه مهار بندی شده:

ستونهای موجود در یک طبقه مهاربندی شده محسوب می گردند اگر ضریب پایداری طبقه کمتر از 0.05 باشد.

$$Q = \frac{\sum N_u \delta_u}{H_u h_s} \leq 0.05$$

در این رابطه $\sum N_u$ بار محوری نهائی ستونهای طبقه ، δ_u تغییر مکان نسبی جانبی تراز فوقانی نسبت به تراز تحتانی

که از تحلیل سازه در برابر بار جانبی بدست می آید ، H_u نیروی برشی نهائی طبقه و h_s ارتفاع طبقه می باشد.

در ساختمانهای کوتاه متعارف تا چهار طبقه در صورتیکه مجموع سختی جانبی اعضای مهارکننده طبقه مانند دیوار

برشی و بادبندها ، مساوی یا بزرگتر از ۶ برابر مجموع سختی جانبی ستونها باشد ، آن طبقه مهارشده تلقی می شود.

محدودیت های لاغری:

لاغری ستونها باید همواره کوچکتر از ۲۰۰ باشد.

در صورتیکه لاغری ستون بیش از ۱۰۰ باشد ، طراحی ستون باید براساس تحلیل های مرتبه دوم انجام پذیرد.

در قابهای مهاربندی شده اگر رابطه مقابل برقرار باشد ستون چاق محسوب می شود:

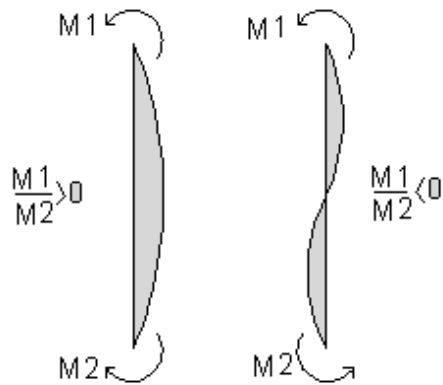
$$\frac{k.I_u}{r} \leq \begin{cases} 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \\ 40 \end{cases}$$

در قابهای مهار نشده ، مشخصات ستون چاق به صورت مقابل است:

$$\frac{k.I_u}{r} \leq 22$$

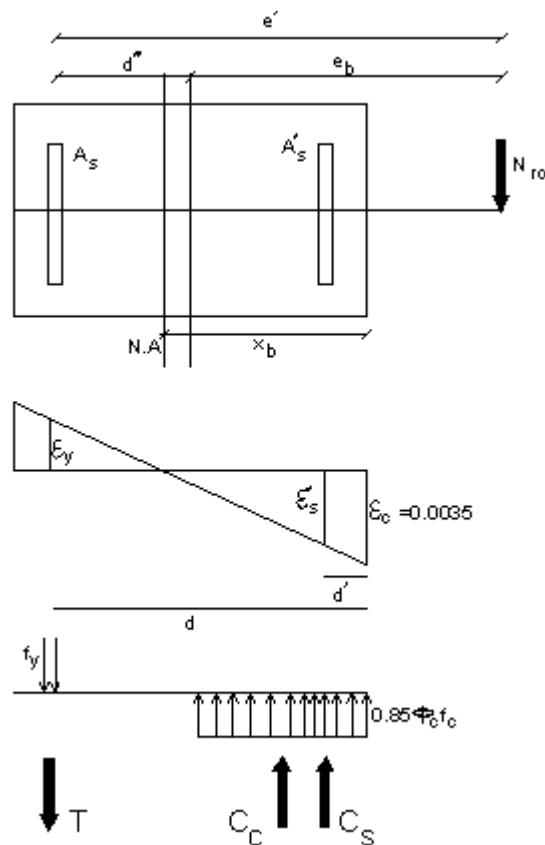
در رابطه فوق M_1 و M_2 لنگر های کوچکتر و بزرگتر (به لحاظ قدر مطلق) در دوسر ستون می باشد و نسبت آنها در

انحنای ساده با علامت مثبت و در انحنای مضاعف با علامت منفی در نظر گرفته می شود.



شرایط گسیختگی متعادل مقطع مستطیلی:

در حالت متعادل تنش در فولاد کششی به حد جاری شدن و کرنش در بتن به حد گسیختگی رسیده است.



$$x_b = \frac{0.0035}{\frac{f_y}{E_s} + 0.0035} \cdot d = \frac{700}{700 + f_y} \cdot d$$

$$N_{rb} = C_c + C_s - T$$

$$C_c = \alpha_1 (\phi_c f_c) \cdot b \cdot a_b$$

$$C_s = A'_s (\phi_s f_y - 0.85 \phi_c f_c)$$

$$T = A_s (\phi_s f_y)$$

با نوشتن تعادل حول محور پلاستیک (مرکز مقطع):

$$N_{rb} \cdot e_b = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T \cdot d''$$

با حل همزمان معادلات مقادیر N_{rb} و e_b بدست می آید.

مقطع مستطیلی در ناحیه کنترل فشار:

در اینحالت $e < e_b$ است و گسیختگی در ناحیه فشار قرار دارد و رفتار عضو بیشتر شبیه یک ستون است تا تیر. در اینحالت احتمال جاری شدن آرماتورهای کششی کم می باشد.

مقطع مستطیلی در ناحیه کنترل کشش:

در اینحالت $e > e_b$ است و رفتار عضو بیشتر شبیه یک تیر می باشد. در اینحالت آرماتورهای کششی حتما جاری می شوند اما جاری شدن آرماتورهای فشاری باید کنترل گردد.

ترسیم دیاگرام اندر کنش:

با داشتن ابعاد و مقدار آرماتور یک ستون بتن مسلح می توان دیاگرام اندر کنش ستون را به شرح زیر ترسیم نمود:

۱- N_{ro} با استفاده از فرمول و با فرض نبودن لنگر خمشی در ستون بدست می آید.

۲- M_{ro} با استفاده از روابط خمش و با فرض نبودن نیروی محوری بدست می آید.

۳- با داشتن مقادیر N_{ro} و e_b مقدار M_{rb} بدست می آید که همان نقطه شکست متعادل می باشد.

۴- برای ترسیم نیاز به چند نقطه دیگر است که با حدس زدن مقدار x دلخواه و با فرض گسیختگی بتن در

ناحیه فشاری، کرنش را در فولاد فشاری و کششی محاسبه می کنیم و با نوشتن روابط تعادل مقادیر N_r و

e محاسبه می شود و مقدار لنگر $M_r = N_r \cdot e$ محاسبه می شود.

۵- با اتصال این نقاط به یکدیگر، دیاگرام اندر کنش ستون بدست خواهد آمد.

ستونهای لاغر:

اثر لاغری ستون در هر دو جهت بصورت جداگانه در نظر گرفته می شود.

خرابی ستونهای لاغر در اثر کمانش اتفاق می افتد برای در نظر گرفتن اثر لاغری روشهای مختلفی وجود دارد که

یکی از این روشها استفاده از روش تشدید لنگر می باشد. در این روش لنگرهای بدست آمده از تحلیل الاستیک

معمولی را با ضرایبی افزایش می دهند تا اثر تشدید لنگر دیده شود. نحوه تشدید لنگر به صورت زیر می باشد.

در قابهای مهار شده: در قطعات فشاری مهار شده، لنگر خمشی تشدید یافته از رابطه زیر بدست می آید:

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b}$$

در این رابطه M_{2b} بزرگترین لنگر موجود در دو سرستون و δ_b ضریب تشدید است که بصورت مقابل محاسبه می گردد:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{1.15\phi_c N_c}} \geq 1.0$$

در این رابطه N_u و N_c به ترتیب نیروی محوری با ضریب و نهائی ستون می باشد.

$$N_c = \frac{\pi^2 EI_e}{(kl_u)^2}$$

$$EI_e = 0.25 E_c I_g$$

C_m ضریب تبدیل نمودار واقعی لنگر به نمودار معادل می باشد. اگر در فاصله دو انتهای ستون بار جانبی وجود داشته باشد:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4$$

در غیر اینصورت $C_m = 1.0$ خواهد بود.

در طبقات مهار نشده: در ستونهای که در طبقات مهار نشده قرار دارند، لنگرهای موجود در دو انتهای ستون به دو گروه تقسیم می شوند.

$$M_1 = M_{1b} + \delta_s M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

M_{1b} و M_{2b} ناشی از بارهای قائم و M_{1s} و M_{2s} ناشی از بارهای جانبی می باشد.

$$\delta_s = \frac{1.0}{1 - \frac{\sum N_u}{1.15\phi_c \sum N_c}} \geq 1.0$$

در این رابطه $\phi_n = 0.75$ و $\sum N_u$ و $\sum N_c$ به ترتیب نیروی محوری با ضریب و نهائی ستونهای طبقه می باشد. اگر ضریب پایداری طبقه کمتر از ۰.۳۳ باشد، ضریب تشدید را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\delta_s = \frac{1.0}{1 - Q} \geq 1.0$$

حداقل برون محوری:

در قطعات فشاری مهار شده، خروج از مرکزیت محاسبه شده در ستون نباید از مقدار زیر برحسب میلیمتر کمتر در نظر گرفته شود:

$$e_{\min} = 15 + 0.03h$$

حداقل برون محوری در هر دو جهت در نظر گرفته می شود و در این حالت می توان C_m را مساوی یک در نظر گرفت یا براساس لنگرهای دوسر ستون محاسبه نمود.

محدودیت های آرماتور در قطعات فشاری:

در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور های طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد سطح مقطع کل باشد. محدودیت حداکثر آرماتور طولی در محل وصله ها هم باید رعایت شود. در صورت استفاده از فولاد S400 در آرماتور های طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله ها به ۴.۵ درصد محدود شده است.

حداقل تعداد میلگردهای طولی در قطعات فشاری به شرح زیر می باشد:

۱- میلگرد داخل تنگ مدور یا مستطیلی، چهار عدد.

۲- میلگرد داخل تنگ مثلثی، سه عدد.

۳- میلگرد داخل دورپیچ، شش عدد.

میلگرد دورپیچ باید از آرماتور پیوسته با قطر حداقل ۶ میلی متر ساخته شده باشد. در هر گام دور پیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۰ میلی متر بیشتر و از ۲۵ میلی متر کمتر در نظر گرفته شود. گام دور پیچ نباید از یک ششم قطر هسته بتنی داخل دور پیچ تجاوز کند.

مهاری کردن دورپیچ با ۱.۵ دور پیچیدن اضافی میلگرد در انتهای قطعه تامین می شود.

نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته نباید از مقدار زیر کمتر باشد.

$$\rho_s = 0.6 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{\varphi_c f_c}{\varphi_s f_y}$$

مهار و وصله آرماتورها:

ضوابط این فصل برای تامین مهار میلگردهای آجدار در بتن و چگونگی وصله آنها به یکدیگر می باشد. در صورت وجود بارهای دینامیکی باید ضوابط خاص دیگری نیز رعایت شوند.

در تمامی قطعات بتن مسلح نیروهای کششی و فشاری موجود در میلگرد باید به وسیله مهار میلگردها در دو سمت آن مقطع به بتن منتقل شوند که به یکی از سه شکل زیر اتفاق می افتد:

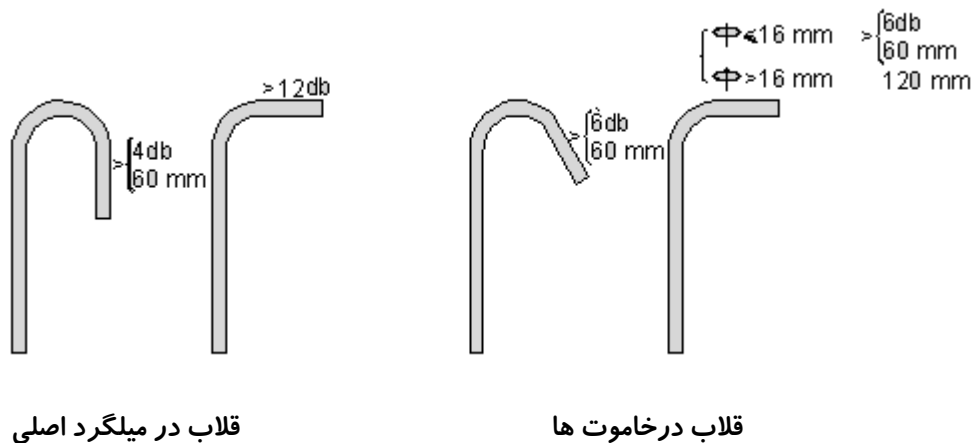
۱- پیوستگی موجود بین بتن و فولاد.

۲- ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد.

۳- به کارگیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد.

استفاده از قلاب فقط در میلگردهای کششی مجاز می باشد.

قلابهای استاندارد در میلگردهای اصلی به شکل قلاب ۹۰ و ۱۸۰ درجه و در خاموتها به صورت ۱۳۵ و ۹۰ اجرا می گردد.



حداقل قطر خاموتها:

حداقل قطر داخلی خم در قلابها برای میلگردهای اصلی و خاموت با قطر بیش از ۱۶ میلی متر از جدول زیر بدست می آید:

حداقل قطر خم	قطر میلگرد
6 d _b	کمتر از ۲۸ میلی متر
8 d _b	۲۸ تا ۳۴ میلی متر
10 d _b	۳۶ تا ۵۵ میلی متر

برای خاموتهای با قطر کوچکتر از ۱۶ میلی متر حداقل قطر داخلی خم 4 d_b توصیه شده است.

طول گیرائی میلگرد کششی :

حداقل طول گیرائی میلگرد کششی از رابطه زیر بدست می آید:

$$l_d = \left[\frac{0.86\phi_s f_y}{1.1\sqrt{\phi_c f_c}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)} \right] d_b \geq 300mm$$

α ضریب موقعیت میلگرد است. برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلی متر بتن تازه در زیر آنها ریخته می شود برابر ۱.۳ و در سایر میلگردها برابر یک در نظر گرفته می شود.

β ضریب اندود میلگرد است. برای میلگردهای با پوششی اپوکسی که ضخامت پوشش بیش از $3d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $6d_b$ است برابر ۱.۵ و برای سایر میلگردها دارای پوشش اپوکسی برابر ۱.۲ و برای میلگردهای فاقد پوشش اپوکسی برابر یک در نظر گرفته می شود.

لازم نیست حاصلضرب $\alpha.\beta$ بزرگتر از ۱.۷ در نظر گرفته شود.

γ ضریب قطر میلگرد است. برای میلگردهای با قطر کوچکتر مساوی ۲۰ میلی متر برابر ۰.۸ و برای میلگردهای قطور تر برابر یک در نظر گرفته می شود.

λ ضریب نوع بتن است برای بتن سبک برابر ۱.۳ و برای بتن معمولی برابر یک است.

C ضریب فاصله میلگردها از یکدیگر و از رویه قطعه و برابر با کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگردها از نزدیکترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تاملرکز میلگردهائی است که در یک محل قطع و یا وصله می شوند.
 k_{tr} ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرائی به دست می آید:

$$k_{tr} = \frac{0.12A_{tr} \cdot \phi_s f_y}{S_n}$$

در این رابطه n تعداد میلگردهائی است که در یک محل مهار یا وصله می شوند.

مقدار $\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)$ نباید بیش از ۲.۵ در نظر گرفته شود.

برای سادگی کار در صورتیکه فاصله آزاد میلگرد و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد و حداقل آرماتور برشی در ناحیه طول گیرائی وجود داشته باشد یا اینکه فاصله آزاد میلگردها کمتر از $2d_b$ و پوشش روی آنها کمتر از d_b باشد این مقدار برابر ۱.۵ و در غیر اینصورت برابر یک در نظر گرفته می شود.

طول گیرائی میلگرد فشاری:

طول گیرائی یک میلگرد فشاری نباید کمتر از ۲۰۰ میلی متر و بزرگترین دو مقدار زیر می باشد:

$$l_{dc} = \left(0.24 \frac{\phi_s f_y}{\sqrt{\phi_c f_c}}\right) \cdot d_b$$

$$l_{dc} = (0.05\phi_s f_y) \cdot d_b$$

طول گیرائی در گروه میلگردها:

طول گیرائی گروه میلگردهای دو تائی، سه تائی و چهار تائی در کشش و فشار باید به ترتیب ۱.۰، ۱.۲ و ۱.۳۳ برابر طول گیرائی یک میلگرد تکی در نظر گرفته شود. برای تعیین طول گیرایی یک میلگرد در گروه میلگردها، ضرایب براساس قطر میلگرد فرضی با مقطع معادل گروه میلگردها در نظر گرفته می شوند.

طول گیرائی میلگرد قلاب دار کششی:

طول گیرائی میلگرد کششی قلاب دار از رابطه مقابل بدست می آید:

$$l_{dh} = (0.24k_1k_2\beta\lambda \frac{\phi_s f_y}{\sqrt{\phi_c f_c}}).d_b \geq \begin{cases} 8d_b \\ 150mm \end{cases}$$

λ و β مانند قبل محاسبه می شود.

k_1 برابر یک است مگر در مواردی که در قلابهای ۱۸۰ درجه، پوشش بتن روی قلاب عمود بر صفحه قلاب بزرگتر مساوی ۶۵ میلی متر و در قلابهای ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود و موازی صفحه قلاب به ترتیب بزرگتر مساوی ۶۵ و ۵۰ میلیمتر باشد که در اینحالت برابر ۰.۷ در نظر گرفته می شود.

k_2 برابر یک است مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرائی با فاصله ای کوچکتر مساوی $3d_b$ محصور شده باشند که در اینحالت برابر ۰.۸ می باشد.

در انتهای غیر ممتد یک عضو که برای مهار کردن میلگرد از قلاب استفاده شده باشد در صورتی که پوشش بتنی روی میلگردها در هر دو جهت، بالا و پایین و عمود بر صفحه قلاب، کمتر از ۶۵ میلیمتر باشد باید میلگردها در طول گیرائی با خاموتهایی به فاصله کمتر از $3d_b$ از یکدیگر محصور شود. در صورتیکه آرماتور بکار رفته در مقطع بیش از آرماتور طراحی شده باشد می توان طول گیرائی را به همان نسبت کاهش داد.

ضوابط مهار آرماتور های خمشی :

مقطع بحرانی که کفایت مهار آرماتور در دو طرف آن باید کنترل شود به شرح زیر می باشد:

۱- مقاطع دارای بیشترین تنش .

۲- مقاطعی که در آنها در طول دهانه قطعه، آرماتور خم یا قطع می شود.

میلگردها باید از محل مقطعی که وجودشان دیگر برای تحمل خمش لازم نیست بطول حداقل d یا $12d_b$ هر کدام بزرگترند ادامه داده شوند. رعایت این ضابطه در انتهای عضو با تکیه گاه ساده و یا انتهای آزاد عضو طره ای الزامی نیست.

در مواردی که تعدادی از میلگردها قطع یا خم می شوند، میلگردهای باقیمانده باید حداقل بطول گیرایی ادامه داده شوند.

آرماتور خمشی را نمی توان در ناحیه کششی بتن قطع کرد مگر آنکه یکی از سه زیر برقرار باشد:

۱- مقاومت برشی مقطع ۱.۵ برابر نیروی برشی موجود باشد.

- ۲- در انتهای میلگرد قطع شده در ناحیه ای بطول $0.75d$ آرماتور اضافی علاوه بر مقدار طراحی شده برای برش و پیچش به مقدار $(0.46b_w \frac{S}{f_y})$ و با فاصله حداکثر $\frac{d}{8\beta_b}$ قرارداده شود. β_b نسبت سطح مقطع آرماتور قطع شده به سطح مقطع کل آرماتور کششی است.
- ۳- مقدار آرماتور ادامه یافته حداقل دوبرابر آرماتور مورد نیاز باشد و مقاومت برشی مقطع 1.33 برابر برش موجود باشد.

ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت:

حداقل یک سوم آرماتور خمشی مثبت و در قطعات با تکیه گاه ساده و یک چهارم آرماتور خمشی مثبت در قطعات یکسره باید تا محل تکیه گاه ادامه یابند و در تیرها به اندازه 150 میلی متر در داخل تکیه گاه ادامه یابد. در قطعات خمشی در مقاطع مجاور تکیه گاه ساده و یا مقاطع نقاط عطف منحنی تغییر شکل، قطر میلگرد خمشی مثبت باید چنان باشد که طول گیرائی در رابطه زیر صدق کند:

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

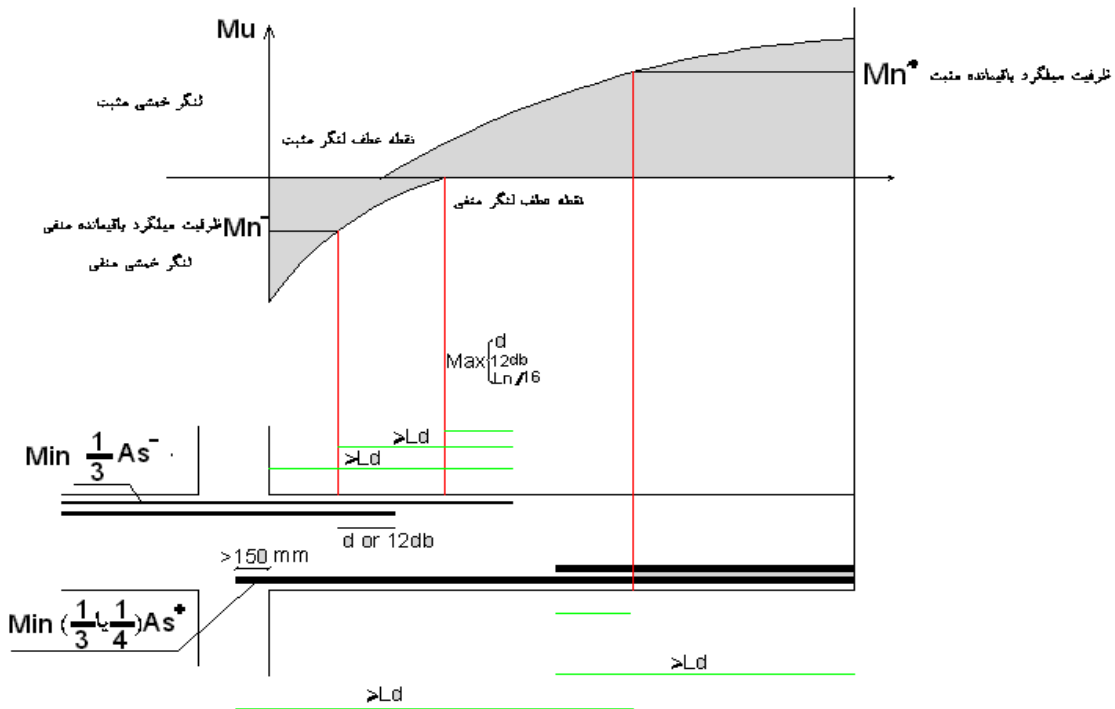
l_a در نقاط عطف بزرگترین مقدار d یا $12d_b$ است و در تکیه گاه ساده در صورت استفاده از قلاب استاندارد کنترل این ضابطه الزامی نیست.

ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی منفی:

حداقل یک سوم آرماتور خمشی منفی موجود در تکیه گاه عضو خمشی باید تا محل نقطه عطف منحنی تغییر شکل ادامه داده شود و حداقل به اندازه بزرگترین مقدار d یا $12d_b$ یا یک شانزدهم طول دهانه خالص ادامه یابد.

ضوابط خاص مهار آرماتور عرضی در قطعات خمشی:

- آرماتور عرضی تا حد امکان باید به وجه کششی و فشاری مقطع نزدیک گردد.
- دو انتهای آرماتور عرضی تک شاخه ای و آرماتور U شکل تکی یا مکرر باید مهار بصورت زیر انجام شود:
- ۱- برای قطر کوچکتر از 16 میلیمتر و قطر بین 16 تا 25 میلیمتر و رده فولادی S340 باید از قلاب استاندارد که یک آرماتور طولی در آن قرار دارد، استفاده شود.
 - ۲- برای میلگرد های با قطر 16 تا 25 و رده S400 و بالاتر علاوه بر ضابطه فوق باید طول گیرایی معادل دو سوم طول گیرایی قلاب دار نیز تامین شود. این طول از وسط ارتفاع موثر مقطع اندازه گیری می شود.



وصله آرماتورها:

وصله آرماتورها به یکی از چهار روش زیر مجاز می باشد:

- ۱- وصله پوششی .
- ۲- وصله جوشی .
- ۳- وصله مکانیکی .
- ۴- وصله اتکائی.

وصله پوششی با کنار هم قراردادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان اجرا می شود و برای میلگردهای با قطر کمتر از ۳۶ میلی متر مجاز می باشد. این نوع وصله برای گروه میلگردها مجاز نمی باشد اما تک تک میلگرد های عضو گروه را می توان با وصله پوششی به هم وصله کرد.

در اعضای خمشی فاصله محور تا محور میلگردهای وصله شده با وصله پوششی نباید بیش از یک پنجم طول پوشش لازم و ۱۵۰ میلی متر باشد. در سایر اعضا این فاصله نباید بزرگتر از ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر باشد. محل وصله غیر تماسی باید توسط میلگرد های عرضی محصور شود.

وصله جوشی میلگرد به دو شکل اتصال جوشی نوک به نوک (جوش الکتریکی تماسی) یا اتصال جوشی ذوبی با الکتروود (جوش با قوس الکتریکی) انجام می شود که مقاومت وصله در کشش باید حداقل برابر $1.25 A_b f_y$ باشد. اتصال جوشی نوک به نوک فقط در شرایط کارخانه ای و برای میلگردهای گرم نورد شده با قطر بزرگتر از ۱۰ و میلگردهای سرد اصلاح شده با قطر بزرگتر از ۱۴ مجاز است به شرط آنکه نسبت سطح مقطع میلگردهای وصله شده از ۱.۵ بیشتر نباشد.

در اتصال جوشی با الکتروود ، نوع الکتروود مصرفی باید بر اساس ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران باشد. اتصال ذوبی با الکتروود به سه شکل اجرا می شود:

- ۱- اتصال جوشی پهلو به پهلو از یک رو یا دو رو . برای میلگردهای با قطر ۶ تا ۳۶ میلی متر و با طول جوش ۱۰ برابر قطر میلگرد کوچکتر در جوش یک رو و ۵ برابر قطر میلگرد کوچکتر در جوش دو رو.
- ۲- اتصال جوشی با وصله جانبی که برای میلگرد های گرم نورد شده مجاز است و ضوابط آن مشابه حالت اتصال پهلو به پهلو است.
- ۳- اتصال جوشی نوک به نوک با پشت بند که در این حالت طول پشت بند نباید کوچکتر از ۳ برابر قطر میلگرد گرم نورد شده یا ۸ برابر قطر میلگرد سرد اصلاح شده باشد.
وصله مکانیکی باید در کشش و فشار دارای مقاومت حداقل $1.25A_b f_y$ باشد.
وصله اتکائی فقط برای میلگرد های فشاری با قطر بزرگتر مساوی ۲۵ میلی متر مجاز است .

وصله میلگرد های کششی:

طول وصله پوششی نباید از $1.3l_d$ یا ۳۰۰ میلی متر کمتر باشد . صورتیکه مقدار آرماتور موجود در ناحیه پوشش حداقل دو برابر آرماتور مورد نیاز باشد یا حداکثر نصف آرماتور موجود وصله شده باشد می توان طول وصله را به l_d کاهش داد.

در وصله های جوشی و مکانیکی در صورتیکه مقدار آرماتور موجود کمتر از دو برابر مورد نیاز باشد مقاومت وصله باید حداقل برابر $1.25A_b f_y$ باشد. در صورتیکه مقاومت میلگردهای وصله شده حداقل دو برابر نیروی مورد نیاز و بزرگتر مساوی $140A_b$ باشد ، می توان ضابطه فوق را نادیده گرفت. فاصله وصله ها از یکدیگر در مقاطع مختلف متوالی نباید کمتر از ۶۰۰ میلی متر باشد.

در قطعات کششی وصله میلگردها باید تنها بوسیله وصله های جوشی یا مکانیکی انجام شود و فاصله وصله ها در میلگردهای مجاور از ۷۵۰ میلی متر کمتر نباشد.

وصله میلگرد های فشاری:

طول وصله پوششی برای فولادهای رده S400 و پائین تر حداقل برابر $0.07f_y d_b$ و برای فولادهای بارده بالاتر $(0.13f_y - 24)d_b$ و حداقل ۳۰۰ میلی متر است.

در صورتیکه میلگرد های با قطر های متفاوت بهم وصله شوند طول وصله بزرگترین مقادیر طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشش میلگرد با قطر کوچکتر می باشد.

ضوابط خاص وصله آرماتورها در ستون ها:

در ستونها می توان از هر چهار نوع وصله استفاده کرد . وصله پوششی میلگردهای فشاری و کششی تابع مقررات کلی میباشد . در صورتیکه تنش در میلگردهای کششی کمتر از $0.5f_y$ باشد و کمتر از نصف آرماتورها وصله شده باشند

، طول پوشش برابر l_d و در غیر این صورت برابر $1.3l_d$ در نظر گرفته می شود . در حالت اول فاصله بین محل وصله ها نباید کمتر از l_d باشد.

در قطعات تحت فشار در صورتیکه در ناحیه وصله از خاموت با سطح مقطع حداقل $0.0015hs$ وجود داشته باشد طول پوشش را می توان به اندازه ۲۰ درصد و در صورت استفاده از ماریچ به اندازه ۲۵ درصد کاهش داد . طول پوشش در هر حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلی متر در نظر گرفته شود . در محاسبه سطح مقطع خاموتها تنها سطح مقطع شاخه های عمود در امتداد h در نظر گرفته می شود.

کنترل حالات بهره برداری:

بمنظور اطمینان از فراهم آمدن شرایط مناسب بهره برداری، حالات حدی بهره بردار شامل کنترل عرض ترک و کنترل خیز (تغییر شکل) تیرها انجام می گیرد. در کنترل حالات بهره برداری کلیه ضرایب بار و مقاومت برابر یک در نظر گرفته می شود.

اثرات منفی ترک وخیز:

- ۱- نفوذ آب و یون های مضر.
- ۲- آسیب دیدگی نازک کاری
- ۳- عدم آرامش بهره برداران از سازه.

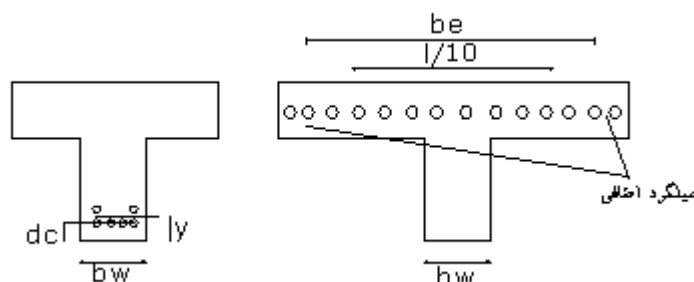
محاسبه عرض ترک:

در تیرها ودالهای یکطرفه مقدار عرض ترک را در صورت عدم محاسبات دقیق تر می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$w = 11.05 * 10^{-6} f_s \sqrt[3]{d_c \cdot A}$$

f_s تنش در آرماتور کششی در اثر بارهای بهره برداری بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع .
در صورت عدم محاسبه دقیق می توان آن را مساوی $0.67 f_y$ در شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (C)، (B) و $0.5 f_y$ در شرایط خیلی شدید (D) و فوق العاده شدید (E) در نظر گرفت.
 d_c ضخامت قشر محافظ بتنی که برابر فاصله دورترین تار کششی بتن تا مرکز نزدیک ترین میلگرد به آن بر حسب میلیمتر.

A مساحتی از بتن که حول یک آرماتور را احاطه کرده است که مساوی مساحت موثر کششی بتن تقسیم بر تعداد میلگردها است. مساحت موثر کششی بتن مساوی $2\bar{y}b_w$ است. \bar{y} فاصله مرکز سطح آرماتورهای کششی تا دورترین تار کششی بتن است. در صورتیکه قطر میلگردها متفاوت باشد تعداد میلگردها مساوی سطح مقطع کل میلگردها تقسیم بر سطح مقطع قطور ترین میگرد مقطع می باشد.



حداکثر عرض ترک در تیرها ودالهای یکطرفه به شرح زیر می باشد:

- ۱- شرایط محیطی متوسط (A) و شدید (B) 0.35 mm
- ۲- شرایط محیطی شدید (C) 0.20 mm

۳- شرایط محیطی خیلی شدید (D) و فوق العاده شدید (E) یا آب بندی ساختمان . 0.10 mm

تذکر:

در دالهای دوطرفه یا دالهای تخت و قارچی محاسبه عرض ترک خوردگی الزامی نیست و تنها رعایت ضوابط مربوط به آرماتور حرارت و جمع شدگی کافی است.

در مواردی که بالهای تیر با مقطع T شکل در کشش قرار دارد قسمتی از آرماتور کششی باید در بال توزیع گردد این میلگردها باید در ناحیه ای بطول عرض موثر تیر یا یکدهم دهانه هر کدام کوچکترند قرارداد شده است. در مواردی که عرض موثر تیر از یکدهم دهانه بزرگتر باشد مقداری آرماتور کششی اضافی باید در نواحی خارج از ناحیه توزیع شده میلگردها در بال قرارداد شود. مقدار میلگرد اضافی دو برابر حداقل آرماتور حرارتی توصیه شده است.

برای اعضا بتن مسلح به عمق d بزرگتر از 700 mm آرماتور طولی گونه نیز باید انجام پذیرد. این آرماتور گذاری بدلیل امکان توسعه ترک در بیرون از ناحیه کششی موثر بتن می باشد. این آرماتور گذاری به طور یکنواخت در ارتفاع عضو با فاصله $0.5h-2(h-d)$ از میلگرد اصلی توزیع می گردد. مقدار این آرماتور باید برابر $\rho_{sk} A_{cs}$ باشد که در آن A_{cs} مجموع مساحت تارهای گونه عضو است. هر نوار دارای ارتفاع $0.5h-2(h-d)$ و عرضی دو برابر پوشش میلگرد گونه است که نباید بیشتر از نصف عرض جان باشد. در این رابطه $\rho_{sk} = 0.01$ می باشد و در شرایط محیطی شدید مقدار سطح مقطع آرماتور گونه به ازای هر متر طول جدار از 300mm^2 و در شرایط محیطی خیلی شدید و فوق العاده شدید از 500mm^2 نباید کمتر در نظر گرفته شود. بیشترین فاصله این آرماتورها 200 mm است. از آرماتورهای گونه در صورت انجام تحلیل سازگاری کرنش ها می توان به عنوان خمشی نیز استفاده کرد.

تغییر شکل اعضای خمشی در اثر بارهای بهره برداری:

در اثر بارهای وارده، سازه دچار تغییر شکل می شود که بمنظور خدمت پذیری مناسب سازه این تغییر شکل ها باید در محدوده مجاز باشند. در سازه های بتن آرمه دینوع تغییر شکل مشاهده شده است:

۱- تغییر شکل آنی

۲- تغییر شکل درازمدت

سازه در هنگام بهره برداری بار مرده و تمام یا قسمتی از بار زنده خود را حمل می نماید و دچار تغییر شکل می گردد. در اثر بارهای بدون ضریب، این تغییر شکل ها در محدوده الاستیک بوده و با استفاده از روشهای تحلیل سازه ای قابل محاسبه می باشند.

علاوه بر تغییر شکل های آنی، در بتن بدلیل خواص ذاتی خود مانند خزش وافت شاهد افزایش تغییر شکل ها به مرور زمان هستیم که با توجه به نوع سیستم باربری سازه، بارهای وارده و طول مدت بارگذاری، مقدار این تغییر شکل ها تا چند برابر تغییر شکلهای آنی افزایش می یابد چنین تغییر شکلی را تغییر شکل دراز مدت می گویند.

محاسبه تغییر شکل آنی:

میزان تغییر شکل ارتباط معکوس با سختی سازه دارد که شامل مدول الاستیسته بتن ضربدر ممان اینرسی مقطع است. مقدار مدول الاستیسته بتن از فرمول مقابل بدست می آید.

$$E_c = (3300\sqrt{f_c} + 6900)\left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5}$$

در اثر بارهای وارده در طول سازه لنگر خمشی متغییری ایجاد می گردد که در صورتی که از لنگر ترک خوردگی مقطع M_{cr} بزرگتر باشد باعث ایجاد ترک در ناحیه کششی مقطع می شود. با ترک خوردن مقطع ممان اینرسی آن کاهش می یابد. در این حالت از ممان اینرسی موثر I_e به جای ممان اینرسی کل مقطع I_g به شرح زیر استفاده می شود.

۱- در اعضای با تکیه گاه ساده و اعضای طره ای، ممان اینرسی موثر بر اساس مشخصات مقطع به ترتیب در وسط دهانه و در تکیه گاه از رابطه زیر بدست می آید:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})\left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^3 \leq I_g$$

که در این فرمول M_{cr} لنگر ترک خوردگی است که از فرمول زیر بدست می آید:

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

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

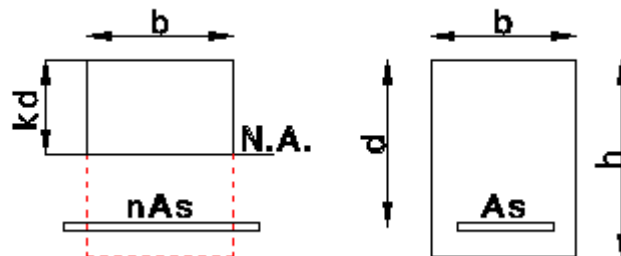
۲- در اعضای یکسره، ممان اینرسی موثر برابر با مقدار متوسط ممان اینرسی موثر قطعه در مقاطع بحرانی وسط دهانه و بر روی تکیه گاهها در نظر گرفته می شود:

$$I_e = \frac{1}{4}(I_{el} + 2I_{em} + I_{er})$$

در این رابطه I_{el} ، I_{em} و I_{er} به ترتیب ممان اینرسی موثر در وسط دهانه و تکیه گاههای سمت چپ و راست می باشند.

۳- در اعضای یکسر ممتد، ممان اینرسی موثر از رابطه زیر محاسبه خواهد شد:

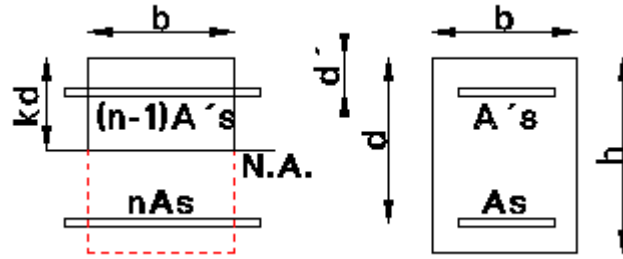
$$I_e = 0.85I_{em} + 0.15I_e$$



$$n = \frac{E_s}{E_c}, B = \frac{b}{nA_s}, I_g = \frac{bh^3}{12}$$

$$kd = (\sqrt{2dB + 1} - 1) / B$$

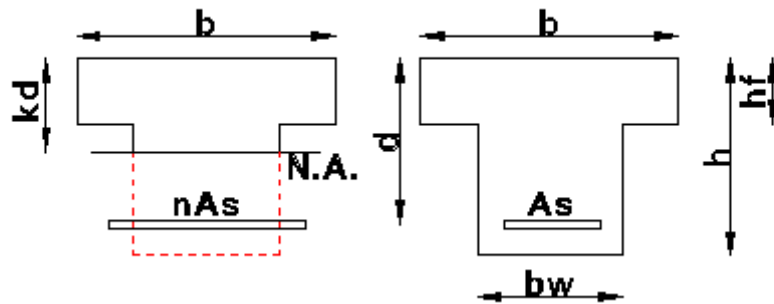
$$I_{cr} = b(kd)^3 / 3 + nA_s(d - kd)^2$$



$$r = (n-1)A'_s / (nA_s)$$

$$kd = (\sqrt{2dB(1+rd'/d) + (1+r)^2} - (1+r)) / B$$

$$I_{cr} = b(kd)^3 / 3 + nA_s(d - kd)^2 + (n-1)A'_s(kd - d')^2$$



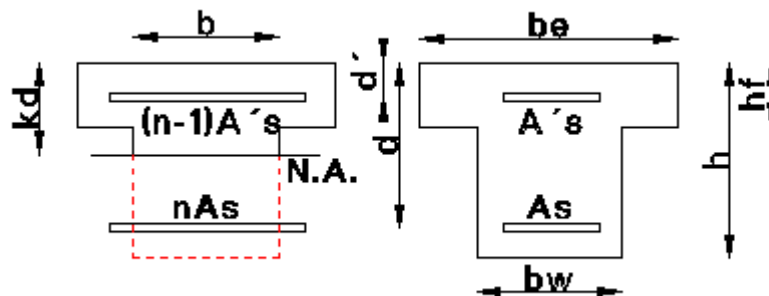
$$n = \frac{E_s}{E_c}, C = \frac{b_w}{nA_s}, f = h_f(b - b_w) / (nA_s)$$

$$y_t = h - \frac{(b - b_w)h_f^2 + b_w h^2}{2[(b - b_w)h_f + b_w h]}$$

$$I_g = (b - b_w)h_f^3 / 12 + b_w h^3 / 12 + b_w h(y_t - h/2)^2 + (b - b_w)h_f(h - h_f/2 - y_t)^2$$

$$kd = \left[\sqrt{C(2d + h_f f) + (1 + f)^2} - (1 + f) \right] / C$$

$$I_{cr} = (b - b_w)h_f^3 / 12 + b_w(kd)^3 / 3 + nA_s(d - kd)^2 + (b - b_w)h_f(kd - h_f/2)^2$$



$$kd = \left(\left[C(2d + h_f f + 2rd') + (f + r + 1)^2 \right]^{1/2} - f + r + 1 \right) / C$$

$$I_{cr} = (b - b_w)h_f^3 / 12 + b_w(kd)^3 / 3 + (b - b_w)h_f(kd - h_f/2)^2$$

$$+ nA_s(d - kd)^2 + (n-1)A'_s(kd - d')^2$$

محاسبه تغییر شکل دراز مدت:

در صورت عدم استفاده از روشهای دقیق، تغییر شکل دراز مدت را می توان بصورت مضربی از تغییر شکل آنی بدست آورد.

تغییر شکل آنی $\times \lambda =$ اضافه تغییر شکل دراز مدت

تغییر شکل آنی $\times (1 + \lambda) =$ تغییر شکل دراز مدت

ضریب λ بصورت زیر محاسبه می گردد:

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

درصد فولاد فشاری در تیرهای طره در محل تکیه گاه و در سایر تیرها در وسط دهانه محاسبه می گردد.

مقدار ξ ضریب وابسته به زمان است و از جدول زیر بدست می آید:

زمان بارگذاری	تابع زمان ξ
۵ سال یا بیشتر	۲.۰
۱۲ ماه	۱.۴
۶ ماه	۱.۲
۳ ماه	۱.۰

محاسبه تغییر شکل در اثر بار زنده و مرده:

تغییر شکل آنی و دراز مدت سازه را در اثر بارهای دائم شامل بار مرده و قسمتی از بار زنده و براساس مطالب فوق محاسبه می نمایم. در این حالت M_{max} بر اساس این بار محاسبه می گردد.

تغییر شکل آنی و دراز مدت سازه را در اثر کل بارهای وارده شامل تمام بار مرده و تمام بار زنده و براساس مطالب فوق محاسبه می نمایم. در این حالت M_{max} بر اساس کل بار (DL+LL) محاسبه می گردد.

تفاوت دو مقدار فوق تغییر شکل آنی و دراز مدت در اثر قسمتی از بارهای زنده است که بصورت دائم به سازه وارد نمی شوند.

محدودیت های تغییر شکل در دالها و تیرها:

تغییر شکل ایجاد شده در دالها و تیرها نباید از مقادیر جدول زیر بیشتر باشد.

در ساختمانهای متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت های شماره ۴ و ۲ جدول کفایت می کند.

انواع قطعه	تغییر شکل مورد نظر	محدودیت تغییر شکل	ملاحظات
۱- بام های تخت که به قطعات غیر سازه ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی کنند و تغییر شکل زیاد آسیمی در این قطعات ایجاد نمی کند.	تغییر شکل آنی ناشی از بار زنده	$\frac{l}{180}$	
۲- مانند بالا در کف ها	مانند بالا	$\frac{l}{360}$	
۳- بام های کف هایی که به قطعات غیر سازه ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می کنند و تغییر شکل زیاد ممکن است آسیمی در این قطعات ایجاد	اضافه تغییر شکل ناشی از بار مرده بعلاوه تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده		

تبصره ۱	$\frac{l}{480}$		کند.
تبصره ۲	$\frac{l}{240}$	اضافه تغییر شکل ناشی از بار مرده بعلاوه تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	۴- بام های کف هائی که به قطعات غیر سازه ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می کنند ولی تغییر شکل زیاد آسبیدی در این قطعات ایجاد نمی کند.

تبصره ۱- در صورتیکه بتوان از آسبید دیدن قطعات غیر سازه ای جلوگیری کرد می توان محدودیت را کاهش داد.
تبصره ۲- تغییر شکل ایجاد شده باید در حد مجاز قطعه غیرسازه ای نیز باشد.

در ساختمانهای متعارف و تحت بارگذاری های معمول در تیرها ودالهای یکطرفه ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر جدول زیر بیشتر باشد محاسبه تغییر شکل الزامی نیست مشروط بر آنکه این قطعات به قطعات غیر سازه ای متصل نباشند و آنها را نگهداری نکنند بطوریکه تغییر شکل زیاد در آنها خسارتی ایجاد نکند.

عضو	با تکیه گاه ساده	با تکیه گاه پیوسته از یک طرف	با تکیه گاه پیوسته از دو طرف	کنسول
تیر یا دالهای یکطرفه پشت بند دار	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$
دال های یکطرفه توپر یا سقف تیرچه بلوک	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$

تبصره : جدول فوق برای فولاد S400 تنظیم شده است . برای سایر فولادها باید مقادیر در ضریب اصلاحی

$$(0.4 + \frac{f_y}{670}) \text{ ضرب شود.}$$

محاسبه تغییر شکل در دالهای دو طرفه:

در دالهای دو طرفه تغییر شکل آنی و دراز مدت را می توان بر اساس دستور العمل ذکر شده در قبل محاسبه نمود.
در صورتیکه ضخامت دال دو طرفه بدون تیر میانی از حداقل جدول زیر بیشتر در نظر گرفته شده باشد محاسبه تغییر شکل الزامی نیست.

نوع فولاد	بدون کتیبه		با کتیبه	
	چشمه های بیرونی	چشمه های درونی	چشمه های بیرونی	چشمه های درونی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه	بدون تیر لبه	با تیر لبه
S340	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
S400	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$

حداقل ضخامت دال دو طرفه بدون کتیبه ۱۲۵ میلیمتر و در دالهای با کتیبه ۱۰۰ میلیمتر می باشد برای استفاده از جدول فوق تیر های لبه باید دارای نسبت سختی α برابر با حداقل ۰.۸ باشند.

در دالهای دو طرفه که در تمام اضلاع متکی بر تیر هستند حداقل ضخامت به شرح زیر می باشد:

الف: اگر $\alpha_m \leq 0.2$ مطابق جدول فوق.

ب: اگر $0.2 \leq \alpha_m < 2$ مطابق فرمول زیر:

$$h = \frac{l_n(800 + 0.6f_y)}{36000 + 5000\beta(\alpha_m - 0.2)} \geq 125mm$$

ج: اگر $\alpha_m > 2$ مطابق فرمول زیر:

$$h = \frac{l_n(800 + 0.6f_y)}{36000 + 9000\beta} \geq 90mm$$

β نسبت طول دهانه بزرگتر به طول کوچکتر چشمه دال می باشد.

طراحی دال ها:

دالها اعضای صفحه ای است که نیرو های وارده عمود بر سطح آنها اثر می نمایند. دالها سطوحی تخت برای بهره برداری بوجود می آورند و ممکن است بر روی تیر های فولادی یا بتنی یا روی ستون تکیه نمایند. گاهی دالها بر روی بستر های الاستیک قرار می گیرند مانند فونداسیون های یکپارچه (رادیه).

معمولا ضخامت دالها بگونه ای انتخاب می شود که مقاومت برشی بتن به تنهایی بیش از برش بحرانی دال باشد و نیازی به استفاده از آرماتور برشی نباشد. در صورت نیاز در محل اتصال به ستون، ضخامت دال را توسط کتیبه یا گلدانی افزایش می دهند.

همچنین استفاده از میلگرد فشاری در دالها مرسوم نمی باشد.

دال ها از نظر رفتار ونحوه توزیع بار به دودسته تقسیم می گردند:

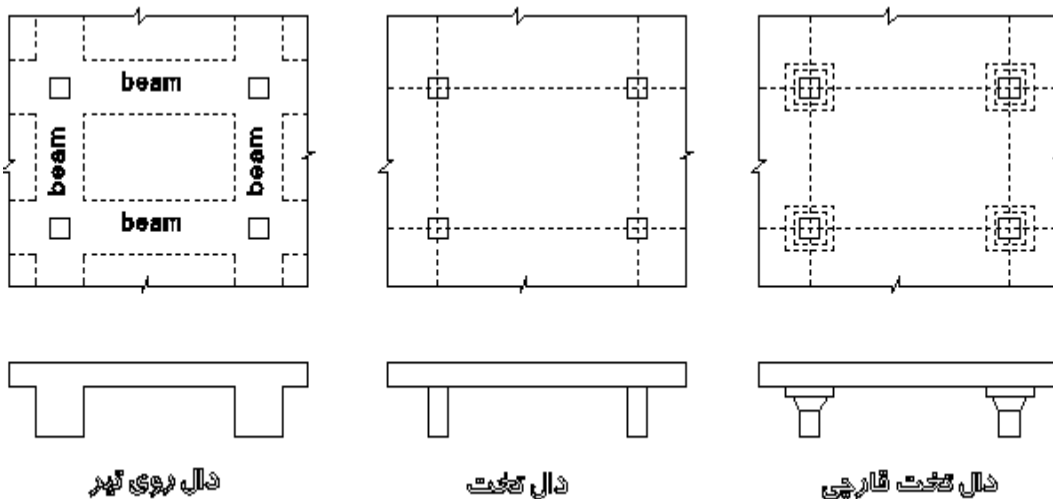
۱- دال یکطرفه: در این دالها ابعاد دال بگونه ای است که بیشترین مقدار نیرو های وارده در یکی از جهات

دال (جهت کوتاهتر) تحمل می شود و عملا به جهت دیگر نیروی منتقل نمی گردد. در این نوع دالها نسبت

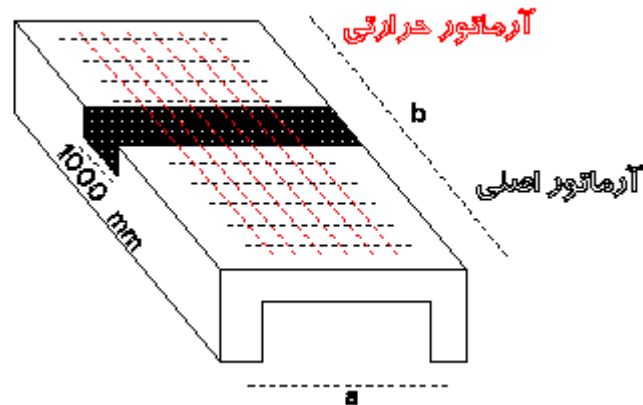
طول بزرگتر به طول کوچکتر دال بزرگتر از ۲ می باشد.

۲- دال دوطرفه: در این دالها تکیه گاههای هر دو جهت در تحمل بار های وارده مشارکت می نمایند. نسبت

طول بزرگتر به طول کوچکتر در چنین دالهایی کوچکتر از ۲ است.

**طراحی دال های یکطرفه:**

اگر نسبت طول بزرگتر به طول کوچکتر دال بزرگتر از ۲ باشد رفتار دال یکطرفه خواهد بود در این حالت بار های وارده بر دال در جهت کوتاهتر منتقل می شوند و تیر در جهت بلندتر بارها را تحمل خواهد کرد بنابراین میلگرد های اصلی خمشی در جهت کوتاهتر قرار خواهند گرفت. بمنظور جلوگیری از ترک خوردگی های حرارتی در جهت بلند تر از آرماتور گذاری حرارتی استفاده می گردد.

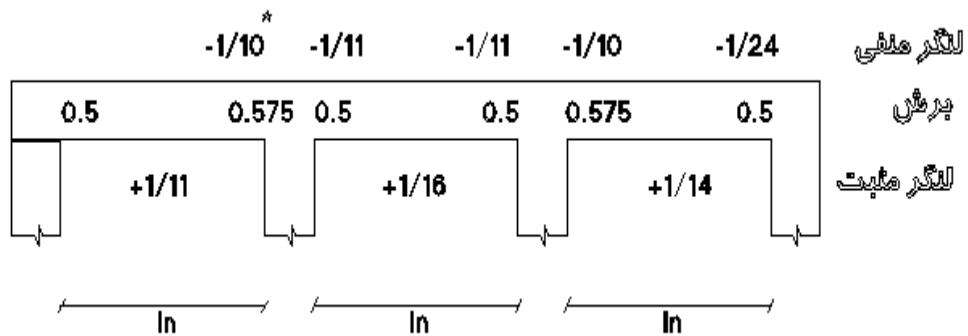


طراحی دالهای یکطرفه دقیقاً مانند طراحی تیرها می باشد. در این حالت عرض تیر مساوی یک متر و ارتفاع تیر مساوی ضخامت دال در نظر گرفته می شود.

در دال های یکطرفه حداقل آرماتور خمشی و آرماتور حرارتی برابر است با:

$$\rho_{\min} = \frac{0.15\sqrt{f_c}}{f_y}$$

فاصله میلگرد های خمشی نباید از دو برابر ضخامت دال و ۳۵۰ میلیمتر بزرگتر در نظر گرفته شود. در مورد دالهای در معرض شرایط محیطی شدید فاصله میلگردها به دو برابر ضخامت دال و ۲۵۰ میلیمتر و در شرایط محیطی خیلی شدید و فوق العاده شدید به یک و نیم برابر ضخامت دال و ۲۰۰ میلیمتر محدود می گردد. حداقل ضخامت دال مطابق ضوابط مربوط به بهره برداری و خدمت پذیری می باشد. برای یافتن نیروهای طراحی دال می توان علاوه بر روشهای تحلیل سازه از ضرایب شکل زیر نیز استفاده نمود.



- * ۱/۹ - برای دهانه های مساوی .
- برای استفاده از ضرایب فوق طول دهانه ها نباید بیش از ۲۰ درصد دهانه کوچکتر اختلاف داشته باشند.
- دهانه محاسباتی در تیر های ساده فاصله محور تا محور تکیه گاهها یا دهانه آزاد بعلاوه ارتفاع موثر مقطع هر کدام کوچکتر است .
- برای محاسبه لنگر ضریب در مقدار $W_u l_n^2$ و در مورد برش در $W_u l_n$ ضرب می گردد.

- اگر دهانه آزاد کوچکتر از ۳ متر باشد تمام ضرایب لنگر منفی $1/12$ است و دهانه بصورت محور تا محور محاسبه می شود.

دالهای دوطرفه :

اگر نسبت طول بلند چشمه دال به طول کوتاهتر آن کوچکتر از ۲ باشد رفتار دال دوطرفه خواهد بود. البته به شرط آنکه تکیه گاههای دوجبهت دارای سختی مناسب نسبت به هم باشند تا توزیع نیرو در هر دو جهت انجام گیرد. در این حالت توزیع لنگر و برش در هر دو جهت انجام می پذیرد .

با توجه به طول دهانه و شدت بارهای وارده اجرای دال ها به شکل های متفاوت انجام می پذیرد:

- ۱- دال تخت (صفحه ای) . در این حالت دال بصورت مستقیم بر روی ستون قرارمیگیرد. این نوع دال در ساختمانهای با بارهای سبک مانند ساختمانهای مسکونی و با دهانه های ۴.۵ تا ۶ متر مناسب می باشد .
- ۲- دال تخت با تیر محیطی: بمنظور کنترل تغییر شکل دال ، گاهی در دهانه های بیرونی از دال همراه تیر استفاده می گردد.
- ۳- دال تخت با کتیبه یا سرستون: گاهی بمنظور کنترل برش در محل اتصال دال به ستون نیاز به ضخامت بیشتری از دال می باشد . اگر نخواهیم این ضخامت بیشتر در کل دهانه اعمال شود می توان در محل اتصال دال به ستون ضخامت دال را افزایش داد که بصورت کتیبه یا سر ستون انجام می گیرد. استفاده از این نوع دال تا دهانه ۹ متر مشاهده شده است.
- ۴- دال مشبک یا مجوف: با افزایش ضخامت دال بارمرده دال نیز افزایش می یابد . بمنظور کاهش بار مرده می توان در مناطقی که به ضخامت زیاد نیاز نیست با استفاده از قالب های موقت یا دائم وزن را کاهش داد . از این نوع دال در دهانه های ۷ تا ۱۲ متر استفاده می گردد.
- ۵- دال دو طرفه با تیر : در این حالت در کلیه دهانه ها وجهات تیر همراه با دال اجرا می گردد.

آبا برای طراحی دال ها چهارروش زیر را توصیه کرده است که در متن مقررات ملی وجود ندارد:

- ۱- روش ضرایب لنگر خمشی .
- ۲- روش مستقیم .
- ۳- روش قاب معادل .
- ۴- روش پلاستیک.

روش ضرایب لنگر خمشی:

در استفاده از این روش محدودیت های زیر وجود دارد:

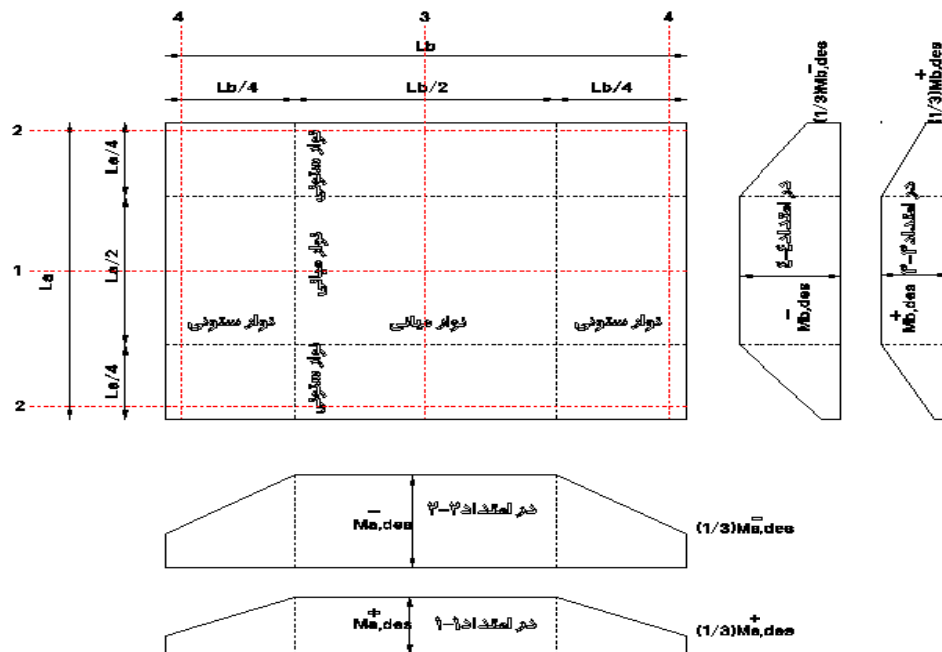
۱- دال در چهار طرف بر روی تیرها یا دیوارهایی تکیه داشته باشد.

۲- ابعاد تیر های زیر سری چنان باشد که رابطه $\frac{b_w h_b^3}{l_n h_s^3} \geq 2.0$ برقرار باشد. l_n ، h_b ، b_w به ترتیب عرض

جان، ارتفاع و دهانه آزاد تیر است. و h_s ضخامت دال است.

۳- بارهای وارده بر دال قائم و بصورت یکنواخت می باشد.

در روش ضرایب، عرض دال در هر دو طرف مطابق شکل به نوار میانی با عرض نصف عرض دال عمود بر جهت بررسی و دو نیم نوار ستونی در دو طرف نوار میانی تقسیم می گردد. تغییرات لنگر خمشی در طول و عرض نوارها مطابق شکل فرض می گردد. مقدار لنگر در محدوده نوار میانی ثابت فرض می گردد و در محدوده نوار ستونی از مقدار حداکثر به یک سوم در لبه ها کاهش می یابد.



برای یافتن لنگر های طراحی از فرمول های زیر استفاده می گردد:

$$M_{a,des} = C_a w l_a^2$$

$$M_{b,des} = C_b w l_b^2$$

در این فرمول ها اندیس های a و b به ترتیب نشان دهنده طول کوتاه و بلند چشمه دال می باشند. ضرایب C_a و C_b ضرایب لنگر می باشند که از جداول بدست می آیند (صفحه ۲۸۳ تا ۲۸۶ کتاب آقای دکتر مستوفی نژاد و صفحه ۴۷۶ تا ۴۷۹ کتاب آقای طاحونی). این جداول بر حسب گیرداری لبه های دال و نسبت طول کوتاه به طول بلند دال، ضرایب لنگر را برای نوار میانی دال را ارائه می نمایند.

جدول ضرایب لنگر منفی برای دالها

$$M_{a, neg} = C_{a, neg} W l_a^2$$

$$M_{b, neg} = C_{b, neg} W l_a^2$$

$W =$ بار یکنواخت مرده + زنده وارد بر واحد سطح

نسبت $m = \frac{l_a}{l_b}$	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
1.00	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.045 0.045	0.076 0.045	0.045 0.045	0.075 0.071	0.071 0.071	0.071 0.061	0.033 0.061	0.061 0.033
0.95	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.050 0.041	0.072 0.045	0.055 0.045	0.079 0.075	0.075 0.067	0.067 0.056	0.038 0.056	0.065 0.029
0.90	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.055 0.037	0.070 0.040	0.060 0.040	0.080 0.079	0.079 0.062	0.062 0.052	0.043 0.052	0.068 0.025
0.85	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.060 0.031	0.065 0.034	0.066 0.034	0.082 0.083	0.083 0.057	0.057 0.046	0.049 0.046	0.072 0.021
0.80	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.065 0.027	0.061 0.029	0.071 0.029	0.083 0.086	0.086 0.051	0.051 0.041	0.055 0.041	0.075 0.017
0.75	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.069 0.022	0.056 0.024	0.076 0.024	0.085 0.088	0.088 0.044	0.044 0.036	0.061 0.036	0.078 0.014
0.70	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.074 0.017	0.050 0.019	0.081 0.019	0.086 0.091	0.091 0.038	0.038 0.029	0.068 0.029	0.081 0.011
0.65	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.077 0.014	0.043 0.015	0.085 0.015	0.087 0.093	0.093 0.031	0.031 0.024	0.074 0.024	0.083 0.008
0.60	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.081 0.010	0.035 0.011	0.089 0.011	0.088 0.095	0.095 0.024	0.024 0.018	0.080 0.018	0.085 0.006
0.55	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.084 0.007	0.028 0.008	0.092 0.008	0.089 0.096	0.096 0.019	0.019 0.014	0.085 0.014	0.086 0.005
0.50	$C_{a, neg}$ $C_{b, neg}$	0.086 0.006	0.022 0.006	0.094 0.006	0.090 0.097	0.097 0.014	0.014 0.010	0.089 0.010	0.088 0.003

جدول اول ضریب لنگر منفی برای بارهای زنده و مرده ضریب دار و جداول دوم و سوم ضرایب لنگر مثبت را برای بارهای مرده و زنده به تفکیک ارائه می نماید و جدول چهارم نسبت بار برای محاسبه برش بر روی تیرهای کناری دال را نشان می دهد. تفکیک ضریب لنگر مثبت در جداول دوم و سوم برای بارهای مرده و زنده بمنظور امکان در نظر گرفتن بارگذاری متناوب در دالها می باشد.

در نوار ستونی مقدار لنگر از مقداری معادل لنگر خمشی نوار میانی در مرز مشترک دو نوار تا یک سوم مقدار لنگر در تکیه گاه کاهش می یابد. یعنی بطور متوسط مقدار لنگر در نوار ستونی دوسوم لنگر نوار میانی می باشد. از طرفی عرض نوار ستونی نصف نوار میانی است و با فرض تناسب تعداد میلگرد با لنگر خمشی، با تقریب تعداد میلگردها در نوار ستونی، یک سوم تعداد میلگرد در نوار میانی است. این تعداد میلگرد در نواحی نزدیکتر به نوار میانی بصورت متراکم تر قرار داده می شوند و در نزدیک تکیه گاه با فاصله بیشتری قرار داده می شوند که البته در هیچ حالتی نباید از مقدار حداقل میلگرد خمشی در دالها کمتر باشد.

آیین نامه ها ذکر می کنند اگر لنگر خمشی در یک طرف تکیه گاه مشترک دو دال، کمتر از ۸۰ درصد لنگر در طرف دیگر تکیه گاه باشد، اختلاف لنگر ها باید به نسبت سختی خمشی دال های دو طرف بین آنها تقسیم گردد.

همچنین اگر دالی در طرف دیگر تکیه گاه ادامه نداشته باشد ، باید آن را برای لنگر خمشی منفی معادل سه چهارم لنگر خمشی مثبت وسط دهانه در همان نوار طرح کرد.
 آیین نامه بتن ایران حداقل ضخامت دال های دوطرفه را در روش استفاده از ضرایب به مقادیر زیر محدود کرده است:

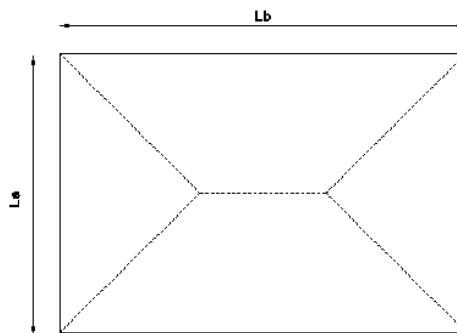
۱- برای دالهای که حداقل در یک سمت غیر پیوسته هستند برابر با محیط دال تقسیم بر ۱۴۰.

۲- برای دالهایی که در هر چهار طرف پیوسته هستند محیط دال تقسیم بر ۱۶۰.

۳- ۱۰۰ میلیمتر.

نیروی برشی در دالها و تیرها را می توان براساس جداول مربوطه محاسبه نمود و این برش را بصورت یکنواخت در طول تکیه گاه اعمال نمود . مقاومت برشی دال در مرز مشترک با تیر باید چنان باشد که تیر بتواند برش منتقل شده از دال را تحمل نماید .

علاوه بر روش فوق می توان با ترسیم نیمسازهای گوشه دال سهم بار گیر هر یک از تیرها را محاسبه نمود. در این حالت سهم بارگیر تیر دهانه کوتاها مثلثی و دهانه باند دوزنقه ای شکل می گردد. در طراحی تیرها علاوه بر برش انتقال یافته از دال ، برش مستقیم روی تیر ها نیز باید نظر گرفت.



بار معادل سهم بار گذاری مثلثی و دوزنقه ای روی تیرها از فرمول زیر بدست می آید:

$$q_u = \frac{w_u l_a}{3} \quad \text{۱- سهم بارگیر مثلثی (دهانه کوتاها)}$$

$$q_u = \left(\frac{w_u l_a}{3}\right) \left(\frac{3-m^2}{2}\right) \quad \text{۲- سهم بارگیر دوزنقه ای (دهانه بلند)}$$

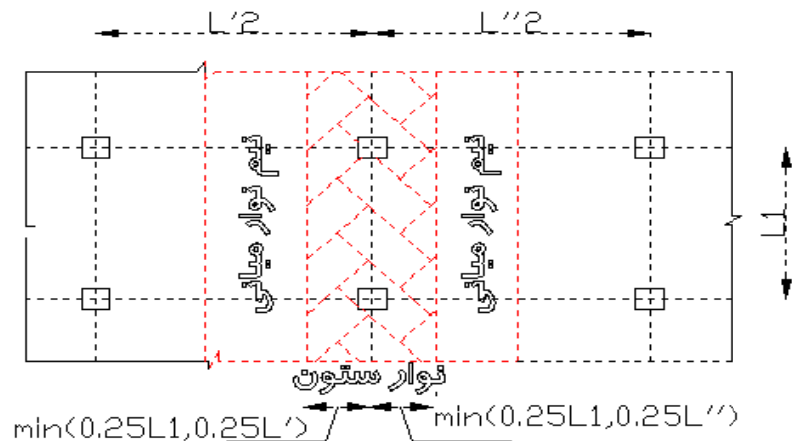
m نسبت طول دهانه کوتاها به دهانه بلند است.

روش طراحی مستقیم:

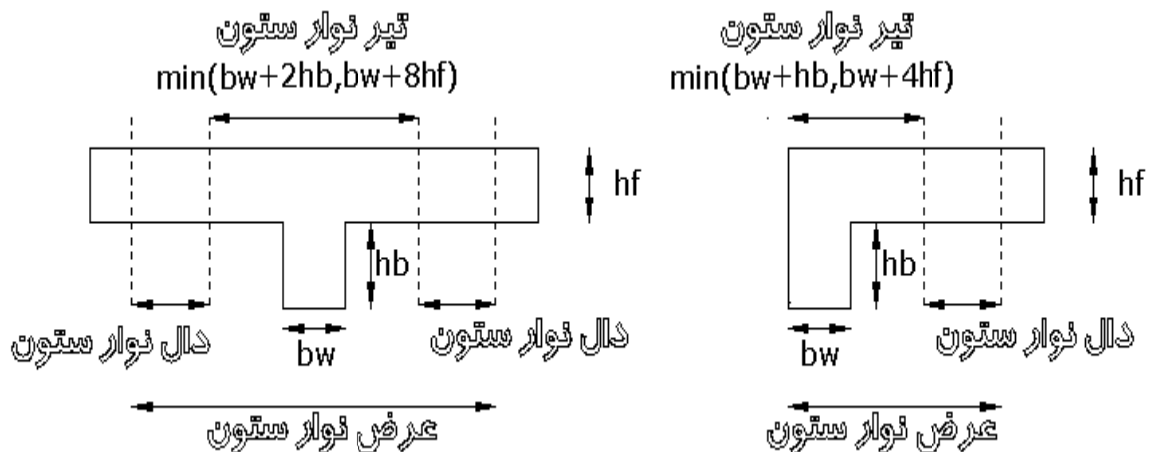
مقدمه:

در روش طراحی مستقیم و روش قاب معادل، ساختمان در تمام ارتفاع خود در امتداد خط مرکزی چشمه های دال که در طرفین یک محور مشخص از ساختمان قرار گرفته اند، بریده شده و بصورت مجزا در نظر گرفته می شود. در روش طراحی مستقیم، کل قاب بررسی نشده و فقط طبقه مورد نظر مورد مطالعه قرار میگیرد. اعضای خمشی در این حالت شامل تیر (در صورت وجود) و عرض دال در محدوده مرکز تا مرکز چشمه های دال طرفین تیر بوده که به آنها دال-تیر یا نوار دال گفته می شود.

دال تیر یا نوار دال به دو قسمت نوار ستون و نوار میانی تقسیم می شوند. عرض نوار ستون مساوی یک چهارم دهانه کوچکتر دال در هر طرف محور ستون می باشد و باقیمانده نوار میانی می باشد که با توجه به آنها در هر دو طرف نوار ستون قرار دارد به هریک از آنها نیم نوار میانی گفته می شود.



در صورت وجود تیر، نوار ستونی به دو قسمت تیر نوار ستون و دال نوار ستون تقسیم می گردد. عرض تیر نوار ستون مساوی حداقل دو مقدار عرض جان تیر بعلاوه دو برابر ارتفاع بیرون زده تیر و عرض جان تیر بعلاوه هشت برابر ضخامت دال در نظر گرفته می شود که بصورت متقارن در دو طرف تیر در نظر گرفته می شود. در تیرهای گوشه این مقدار حداقل عرض جان تیر بعلاوه ارتفاع بیرون زده تیر و عرض جان تیر بعلاوه چهار برابر ضخامت دال می باشد.



در صورت وجود تیر در دالها نسبت سختی تیر به دال به صورت زیر تعریف می گردد:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

در این رابطه E_{cb} و E_{cs} مدول الاستیسته بتن تیر و دال و I_b و I_s ممان اینرسی تیر و دال می باشد. در محاسبه ممان اینرسی دال از عرض کل دال که در محدوده مورد بررسی قرار دارد استفاده می شود. و در محاسبه ممان اینرسی تیر از مقطع T یا L شکل استفاده می شود. در مقطع تیر می توان از روابط زیر برای محاسبه ممان اینرسی استفاده کرد.

$$A = \frac{h_f}{h}$$

$$B = \frac{b_e}{b_w} - 1$$

$$I_g = k \frac{b_w h^3}{12}$$

$$k = \frac{1 + AB(4 - 6A + 4A^2 + BA^3)}{1 + AB}$$

حداقل ضخامت دالهای دو طرفه مطابق ضوابط مربوط به فصل کنترل تغییر شکل و خدمت پذیری می باشد.

روش طراحی مستقیم:

استفاده از این روش در طراحی دالهای دوطرفه به شرطهای زیر مجاز می باشد:

- ۱- وجود حداقل سه دهانه دال در هر راستا.
- ۲- پلان دالها مستطیلی با نسبت طول بلند به طول کوتاه کوچکتر از ۲.
- ۳- اختلاف طول دهانه ها مجاور کمتر از یک سوم طول دهانه بلندتر باشد.
- ۴- خروج از مرکزیت ستونها نسبت به محور مرکزی ستونها کمتر از ۱۰ درصد طول دهانه باشد.
- ۵- بارها از نوع ثقیلی و باتوزیع یکنواخت باشد و بار زنده نباید بیش از دوبرابر بار مرده باشد.
- ۶- برای یک چشمه دال که در هر چهارطرف بر روی تیر قرار گرفته است، سختی نسبی تیرها در دو جهت متعامد باید در رابطه زیر صدق کند:

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} l_2^2}{\alpha_{f2} l_1^2} \leq 5.0$$

توجه: اندیس یک برای جهت مورد مطالعه و اندیس دو برای جهت عمود بر آن مورد استفاده قرار میگیرد.

مراحل روش طراحی مستقیم:

- ۱- تعیین لنگر استاتیکی ضریب دار کل: اثبات می شود که مجموع لنگر مثبت و متوسط لنگر های منفی دو تکیه گاه یک تیر معادل لنگر وسط دهانه همان تیر با همان بارگذاری و با تکیه گاههای مفصلی است. بنابراین اگر دهانه خالص تیر I_n و دهانه بارگیر آن I_2 و بار ضریب دار آن W_u باشد لنگر معادل تیر دو سر مفصل از رابطه زیر بدست خواهد آمد که به آن لنگر استاتیکی ضریب دار کل گفته می شود.

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8}$$

دهانه خالص فاصله آزاد بر تا بر ستونها ، سرستونها ، دستک ها و دیوارها در نظر گرفته می شود. طول دهانه آزاد نباید از $0.65 l_1$ کوچکتر در نظر گرفته شود.

۲- توزیع لنگر استاتیکی ضریب دار بین مقاطع لنگر منفی و مثبت: لنگرهای ضریب دار منفی در وجه داخلی تکیه گاه مستطیلی در نظر گرفته می شوند و در صورتی که شکل ستون دایره یا چند ضلعی باشد با مقطع مربع با همان سطح مقطع معادل می شود.

لنگر استاتیکی کل در دهانه های داخلی به صورت زیر توزیع می شود:

- لنگر با ضریب منفی: 0.65

- لنگر با ضریب مثبت: 0.35

در دهانه های انتهایی لنگر استاتیکی بر حسب شرایط تکیه گاهی و مطابق جدول زیر توزیع می گردد:

لنگر مورد نظر	لکه خارجی غیر مقید	دال بدون تیر بین تکیه گاههای داخلی		دال با تیر بین کلیه تکیه گاهها	لکه خارجی کاملاً مقید
		بدون تیر لکه ای	با تیر لکه ای		
لنگر داخلی منفی با ضریب	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
لنگر مثبت با ضریب	0.63	0.52	0.50	0.57	0.35
لنگر خارجی منفی با ضریب	0	0.26	0.30	0.16	0.65

۳- تقسیم لنگر بین نوار ستون و نوار میانی: لنگر محاسبه شده در عرض نوار دال یا دال - تیر باید بین نوار ستون و نوار میانی دال بصورت مناسبی توزیع شوند. بدلیل آنکه معمولاً سختی نوار ستون از نوار میانی بیشتر است، این نوار سهم بیشتری از لنگر را تحمل خواهد کرد. در صورت وجود تیر در نوار ستون، لنگر نوار ستون نیز باید بین دال نوار ستون و تیر توزیع گردد.

$$\text{درصد سهم نوار ستون از لنگر منفی داخلی} = 75 + 30 \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

$$\text{درصد سهم نوار ستون از لنگر منفی خارجی} = 100 - 10\beta_t + 12\beta_t \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) \left(1 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

$$\text{درصد سهم نوار ستون از لنگر مثبت} = 60 + 30 \left(\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1} \right) \left(1.5 - \frac{l_2}{l_1} \right)$$

حداکثر مقدار $\frac{\alpha_{f1} l_2}{l_1}$ در روابط بالا برابر یک در نظر گرفته می شود.

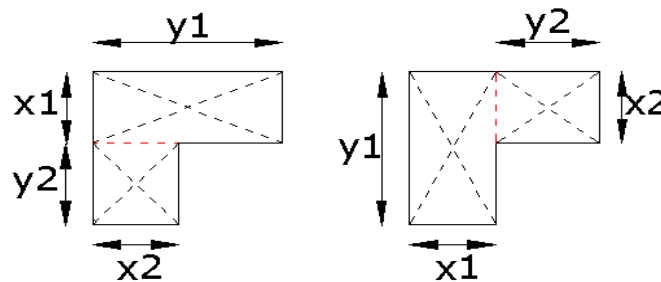
در روابط بالا β_t سختی پیچشی نسبتی تیر لبه ای است که در صورت وجود تیر لبه ای از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s}$$

C ثابت پیچشی از رابطه زیر بدست می آید:

$$C = \sum (1 - 0.63 \frac{x}{y}) \frac{x^3 y}{3}$$

با تقسیم بندی مقطع تیر به چند مستطیل ، X ، Y به ترتیب طول کوتاه و بلند مستطیل ها می باشد که برای تمام مستطیل ها محاسبه و با هم جمع می شوند. با تغییر ترکیب مستطیل بندی ، مقدار C_{max} محاسبه می شود.



حداکثر مقدار β_t برابر ۲.۵ در نظر گرفته می شود.

بر اساس آیین نامه اگر تکیه گاه شامل دیوار هائی باشد که حداقل به طول سه چهارم l_2 امتداد دارند ، فرض

می شود لنگر منفی بصورت یکنواخت در عرض l_2 توزیع می شود.

بجای استفاده از فرمول های فوق می توان از جدول زیر نیز استفاده نمود:

l_2/l_1			β_t	$\alpha_{fl} l_2/l_1$	لنگر با ضریب مورد نظر
2	1	0.5			
75	75	75	-	0	لنگر منفی داخلی
45	75	90	-	≥ 1	
100	100	100	0	0	لنگر منفی خارجی
75	75	75	≥ 2.5		
100	100	100	0	≥ 1	
45	75	90	≥ 2.5		
60	60	60	-	0	لنگر مثبت
45	75	90	-	≥ 1	

باقیمانده لنگر که توسط نوار ستون تحمل نمی شود به نسبت بین دو نیم نوار میانی توزیع می گردد.

نوار میانی متعلق به دالهائی که در مجاورت تکیه گاههای دیواری و موازی آنها قرار گرفته اند باید برای لنگری

معادل دو برابر لنگر متعلق به نیم نوار میانی در نوار پوششی مجاور طراحی شوند.

تقسیم لنگر نوار ستون بین اجزاء آن:

در صورتیکه در نوار ستون تیرووجود داشته باشد سهم تیر از لنگر نوار ستون برابر است با:

$$1- \text{ اگر } \alpha_{f1} l_2 / l_1 \geq 1.0 \text{ سهم تیر } 85 \text{ درصد است.}$$

$$2- \text{ اگر } \alpha_{f1} l_2 / l_1 = 0.0 \text{ تیر لنگری تحمل نمی کند.}$$

$$3- \text{ اگر } 0 < \alpha_{f1} l_2 / l_1 < 1.0 \text{ سهم تیر با درونیانی بین صفر تا } 85 \text{ درصد بصورت خطی بدست می آید.}$$

علاوه بر لنگر فوق تیر ها باید بتوانند لنگر ناشی از بارهای مستقیمی که روی خود آنها قرار دارند مانند قسمت بیرون زده از دال ، دیوار های روی دال و... را نیز تحمل نمایند.

لنگر با ضریب در ستونها:

برای محاسبه لنگر انتقال یافته به ستونهای که با دال یکپارچه می باشند به شکل زیر عمل می شود:

۱- در ستونهای کناری : لنگر منفی خارجی در حالت دال با تیر بین کلیه تکیه گاهها 0.16 و در حالت دال بدون تیر در تکیه گاههای داخلی در حالیکه تیر لبه ای وجود داشته باشد 0.30 و در حالیکه تیر لبه ای وجود نداشته باشد 0.26 درصد لنگر استاتیکی کل می باشد که به نسبت سختی ستونها بین آنها توزیع می گردد.

۲- در ستونهای میانی: با توجه به امکان بارگذاری متناوب بار زنده در دودخانه مجاور یک ستون میانی ، اختلاف لنگر به ستونها منتقل خواهد شد. در اینحالت آیین نامه فرض میکند دهانه بلند تر تحت اثر بار مرده بعلاوه نصف بار زنده و دهانه کوتاهتر تحت اثر بار مرده تنها قرار دارد ، مقدار اختلاف لنگر مساوی است با:

$$M = 0.07 \left[(q_{Du} + 0.5q_{Lu}) l_2 l_n^2 - q'_{Du} l_2' (l_n')^2 \right]$$

طولهای پریم دار مربوط به دهانه کوتاهتر می باشد. این لنگر به نسبت سختی ستونهای بالا و پائین بین آنها توزیع می گردد.

پیچش در چشمه های کناری دال:

لنگر خمشی تکیه گاه خارجی در دالهای کناری باعث ایجاد پیچش در تیرهای کناری (در صورت وجود) یا محل تقاطع دال و ستون می گردد. قطعات در معرض پیچش باید مقاومت کافی در برابر پیچش ایجاد شده را داشته باشند و در صورت لزوم با آرماتور عرضی و طولی مسلح گردد.

برش در دالهای دو طرفه:

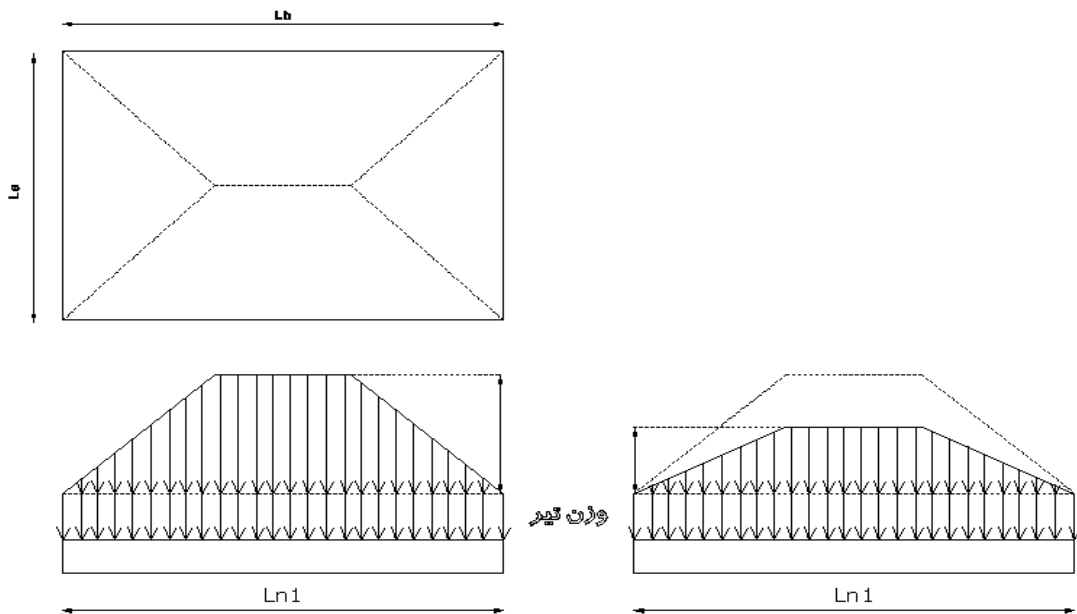
بار های وارده بر دال از طریق مکانیزم برش به تیرهای اطراف چشمه (در صورت وجود) و در آخر به ستون منتقل می گردد . بمنظور اطمینان از عملکرد برشی ، دال و تیر باید دارای مقاومت برشی کافی داشته باشند. کنترل مقاومت برشی در دو حالت صورت می گیرد.

الف : برش در دال دو طرفه با تیر بین تکیه گاهها. در این حالت بارهای وارده بردال از طریق عملکرد برشی به تیر و باهمین عملکرد به ستون منتقل می گردد. برش ایجاد شده در دال یا تیر در این حالت را برش یک طرفه می

گویند. سطح باربر در این حالت از طریق رسم نیمساز از گوشه های دال انجام می پذیرد. در این صورت سهم بارگیر تیر های دهانه کوتاه مثلثی و در دهانه های بلند ذوزنقه ای شکل خواهد بود.

بر اساس آیین نامه بتن ایران در صورتیکه $\alpha_{fl} l_2 / l_1 \geq 1.0$ انتقال برش از دال به تیر در تمام سطح بارگیر انجام می پذیرد. در صورتیکه $0 < \alpha_{fl} l_2 / l_1 < 1.0$ بارگذاری تیر با درون یابی بین حداقل بارگیر صفر و حداکثر معادل حالت تمام سطح بارگیر تعیین می گردد. در این حالت آن قسمتی از بارها که با عملکرد برش یکطرفه به ستون منتقل نمی گردد با عملکرد دو طرفه به ستون منتقل می گردد. علاوه بر برش گفته شده، تیر باید بتواند نیروی برشی که به صورت مستقیم به آن وارد می شود را نیز تحمل نماید.

با عنایت به آنکه در دالها از خاموت برای انتقال برش استفاده نمی گردد، ضخامت دال باید بگونه ای تعیین گردد که بتواند برش وارده بر مقطع را تحمل نماید.



ب: برش در دالهای دوطرفه تخت: در این حالت برش به دو شکل انتقال پیدا می نماید:

۱- برش یک طرفه: در این حالت مقطع بحرانی برای کنترل برش به فاصله d از برستون یا سرستون می باشد در صورت استفاده از مقاطع ستون یا سرستون غیر مستطیلی، مقطع بحرانی از مربع فرضی با همان سطح مقطع در نظر گرفته می شود. عرضی از دال که برای محاسبه برش یکطرفه در نظر گرفته می شود محدود به خطوط متعامد با برش صفر می باشد که در دالهای میانی منطبق بر خط مرکزی چشمه های دال می باشد. در چشمه های خارجی هر چند خط برش صفر در محل خط مرکزی واقع نمی باشد اما با تقریب قابل قبول می توان آن را در محل خط مرکزی فرض نمود. در این حالت مقدار نیروی برش از فرمول های زیر محاسبه می گردد

$$\text{برای دهانه میانی} \quad V_u = w_u l_2 \left(\frac{l_n}{2} - d \right)$$

$$\text{برای دهانه کناری} \quad V_u = 1.15 w_u l_2 \left(\frac{l_n}{2} - d \right)$$

مقادیر فوق باید از برش قابل تحمل توسط بتن کوچکتر باشد. عرض بتن مقاوم مساوی l_2 می باشد.

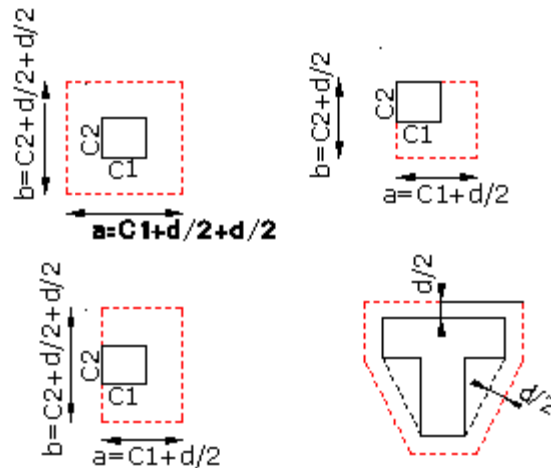
۲- برش دو طرفه: این نوع برش را برش پانچ یا منگنه ای نیز می گویند. مقطع بحرانی برای کنترل برش پانچ به فاصله $d/2$ از بر ستون در نظر گرفته می شود. اگر ستون مستطیل شکل نباشد، مقطع بحرانی بگونه ای تعیین می گردد که کوچک ترین محیط را ایجاد نماید. این مقطع بحرانی باید بتواند به تنهایی برش موجود را تحمل نماید. نیروی برشی مقاوم بتن در این مقاطع کوچکترین سه رابطه زیر می باشد:

$$V_c = (1 + \frac{2}{\beta_c}) v_c b_0 d$$

$$V_c = (\frac{\alpha_s d}{b_0} + 1) v_c b_0 d$$

$$V_c = 2 v_c b_0 d$$

در این روابط b_0 محیط بتنی است که اطراف ستون را احاطه نموده است که در ستونهای میانی دارای چهار وجه، در ستونهای کناری دارای سه وجه و در ستونهای گوشه دارای دو وجه می باشد. β_c نسبت طول به عرض سطح اثر بار متمرکز یا سطح تکیه گاه می باشد و α_s عددی است که برای ستونهای میانی برابر ۲۰، برای ستونهای کناری برابر ۱۵ و برای ستونهای گوشه برابر ۱۰ در نظر گرفته می شود.



معمولا ضخامت دال بگونه ای تعیین می گردد که بتن به تنهایی بتواند نیروی برشی انتقال یافته از بارگذاری را تحمل نماید.

اگر نیروی برشی بتن به تنهایی نتواند نیروی برشی انتقال یافته را تحمل نماید می توان از روشهای زیر استفاده نمود:

- ۱- افزایش ضخامت دال.
- ۲- افزایش ضخامت دال در اطراف ستون (پهنه)
- ۳- افزایش مقدار b_0 از طریق افزایش بعد ستون یا سر ستون.
- ۴- استفاده از بتن با مقاومت بیشتر.
- ۵- استفاده از فولاد برشی: الف: استفاده از میلگرد. ب: استفاده از کلاهیک برشی.

ج : استفاده از گل میخ های کلاhek دار.

انتقال لنگر در اتصال دال به ستون:

ممکن است در محل اتصال دال به ستون در دالهای بدون تیر ، لنگر نامتعادلی بوجود آید که از دال به ستون یا از ستون به دال انتقال می یابد . این لنگر نامتعادل در اثر اختلاف دهانه در دو طرف ستون ، وجود بارهای جانبی ، یا ممتد نبودن دال از یک طرف بوجود آید. این لنگر نامتعادل به نسبت سختی ستونها بین آنها توزیع می گردد. انتقال لنگر نامتعادل به دو شکل انتقال خمشی و انتقال برشی انجام می پذیرد . در صدی از این لنگر که با عملکرد خمشی منتقل می گردد از این رابطه بدست می آید.

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

و سهم انتقال بصورت برشی برابر خواهد بود با:

$$M_{uv} = M_u - M_{uf}$$

در این روابط b_1 بعد مقطع بحرانی برش منگنه ای در جهت دهانه مورد بررسی و b_2 عمود بر b_1 می باشد. لنگر خمشی M_{uf} توسط عرضی از دال که به دو مقطع با فواصل $1/5$ برابر ضخامت دال یا کتیبه از بر خارجی ستون و در دو طرف آن محدود است تحمل می شود. آرماتورهای مورد نیاز برای تحمل این لنگر خمشی باید در همین عرض جای داده شوند.

M_{uf} با عملکرد خمشی و با ایجاد نیروی کششی در آرماتورها و تنش فشاری در بتن با ابعاد ذکر شده تحمل می گردد. و تنش ناشی از M_{uv} به صورت تنش برشی بر روی مساحت محدود به مقطع بحرانی برش منگنه ای تحمل می گردد که مقدار این تنش برشی با استفاده از معادلات تعادل محاسبه می گردد. مجموع تنش برشی ناشی از این لنگر و تنش برشی ناشی از برش مستقیم باید از برش قابل تحمل توسط بتن کوچکتر باشد یا در صورت نیاز از فولادهای برشی استفاده نمود.

تنش برشی در حالت کلی از رابطه زیر بدست می آید:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} \pm \frac{M_{uvx} c_y}{J_{cx}} \pm \frac{M_{uvy} c_x}{J_{cy}}$$

در رابطه فوق V_u نیروی برشی در محل اتصال، M_{uvx} و M_{uvy} درصد لنگر انتقال یافته با عملکرد برشی در جهات X و Y ، $A_c = b_0 * d$ ، J_{cx} و J_{cy} ممان اینرسی قطبی مقطع مقاوم حول محورهای X و Y و c_x و c_y فاصله دور ترین تارهای مقطع بحرانی تا محور خنثی مقطع بحرانی می باشد. براساس آیین نامه آبا تنش برشی محاسبه شده از رابطه فوق باید :

- ۱- در دالهای بدون کلاhek برشی از تنش مجاز برشی بتن در محیط مقطع بحرانی کوچکتر باشد .
- ۲- در دالهای با کلاhek برشی از دو برابر تنش مجاز برشی در محیط مقطع بحرانی کوچکتر باشد.

آرماتور گذاری در دالها:

- ۱- میلگرد خمشی مثبت عمود بر بعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابد و به طول حداقل ۱۵۰ میلیمتر به طور مستقیم با یا بدون قلاب در تیر پیشانی یا دیوار یا ستون وارد شود.
- ۲- میلگرد خمشی منفی عمود بر لبه ناپیوسته دال باید با خم یا قلاب یا وسیله مهار دیگری در داخل تیر پیشانی یا دیوار یا ستون به طور کامل مهار شود.
- ۳- برای سیستم های تیر - دالی که در آنها α بزرگتر از یک است در گوشه خارجی دال باید آرماتور ویژه تعبیه گردد. مقدار این آرماتور ویژه در واحد عرض برای لنگر مثبت چشمه طراحی می شود و در بالای دال در امتداد نیمساز گوشه دال و در پائین دال عمود بر آن قرار داده می شود. این آرماتورها تا یک پنجم دهانه دال در هر طرف ادامه می یابند. آرماتور ویژه را می توان در دو شبکه متعام موازی ابعاد دال نیز قرارداد.
- ۴- در دالها برای قطع میلگرد ها علاوه بر ضوابط قطع و مهار میلگرد ها می توان از دستورات ساده شده نیز استفاده نمود.

بخش	مکان	حداقل آرماتور در مقطع	بدون کتیبه سر ستون	با کتیبه سر ستون
تیر ستونی	بالا	۵۰ درصد باقیمانده	0.30 ln 0.2 ln	0.30 ln 0.2 ln
	پائین	۱۰۰ درصد	15 cm حداقل ۲ میلگرد پیوسته	0.33 ln 0.2 ln میلگرد یکسره در این ناحیه وصله مجاز است
تیر میانجی	بالا	۱۰۰ درصد	0.22 ln	0.22 ln
	پائین	۵۰ درصد باقیمانده	150 mm Max 0.15 ln	150 mm Max 0.15 ln
			ln	ln
			تکیه گاه خارجی غیر معتمد	تکیه گاه داخلی

- ۵- در صورت نامساوی بودن دهانه در دو طرف ، دهانه بلند تر ملاک محاسبه می باشد.
- ۶- در هر تیر ستونی در زیر دال باید حداقل دو میلگرد به طور سراسری از داخل هسته ستونها عبور داده شوند. این میلگردها را می توان در محل ستونها به طور کامل مهار یا با میلگردهای دیگر مطابق ضوابط مقررات ملی وصله کرد. چنانچه محل وصله این آرماتورها خارج از هسته ستونها باشد ، طول وصله باید دوبرابر طول گیرائی در نظر گرفته شود.

کتیبه دال:

- وجود کتیبه در محل اتصال دال به ستون مزیت های زیر را دارد:
- ۱- کاهش تغییر شکل . در دالهای بدون تیر با کتیبه می توان از ضخامت کوچکتر استفاده کرد.
 - ۲- کاهش مقدار آرماتور منفی. با افزایش ضخامت دال ، ارتفاع موثر مقطع افزایش یافته و در نتیجه مقدار آرماتور کاهش می یابد.
 - ۳- افزایش ظرفیت برشی. وجود کتیبه باعث افزایش محیط بحرانی کنترل برش دو طرفه می گردد.
- حداقل ضوابط کتبه به شرح زیر می باشد:
- ۱- بعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید از یک ششم دهانه مرکز تا مرکز تکیه گاهها در امتداد آن دهانه کوتاهتر باشد.
 - ۲- ضخامت کتیبه نباید از یک چهارم ضخامت دال کمتر باشد.
 - ۳- در محاسبه مقدار آرماتور منفی در ناحیه کتیبه نباید ضخامت کتیبه را بیشتر از یک چهارم فاصله بعد کتیبه از بر ستون منظور کرد.

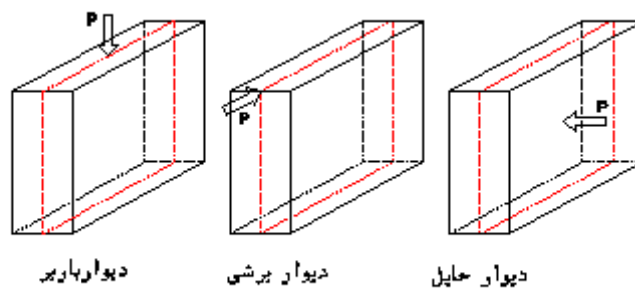
بازشو در دال:

- در دال می توان از بازشو با هر ابعادی استفاده نمود به شرط آنکه با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد که دال از مقاومت کافی برخوردار می باشد. در صورت عدم انجام تحلیل ویژه محدودیت های زیر را باید رعایت نمود:
- ۱- در ناحیه مشترک دو نوار میانی متقاطع دال می توان هر بازشویی با هر اندازه ای اجرا نمود.
 - ۲- در ناحیه مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می توان ایجاد نمود.
 - ۳- در ناحیه مشترک بین نوار ستونی و میانی متقاطع دال فقط بازشوهایی با ابعاد کمتر از یک چهارم عرض نوار در هر جهت می توان ایجاد نمود.
 - ۴- در دال های تیر - ستونی بازشو ها نباید از محل تیر ها عبور نمایند مگر آنکه تحلیل قابل قبولی ارائه گردد.

دیوارها:

انواع دیوار:

- ۱- دیوار باربر: دیواری است که بطور عمده تحت اثر بارهای قائم در امتداد میان صفحه آن همراه با لنگر خمشی یا بدون لنگر خمشی قرار دارد.
- ۲- دیوار برشی: دیواری است که نیروی افقی در امتداد میان صفحه به آن وارد می شود و برای مقابله با نیروی جانبی ناشی از بار باد یا زلزله بکار می رود.
- ۳- دیوار حائل: دیواری است که نیروهای وارد بر آن عمود بر میان صفحه می باشند و برای مقابله با نیروی ناشی از فشار آب یا خاک بکار می رود.



دیوارها باید برای کلیه بارهای وارد بر آنها طراحی شوند و به نحو مناسبی به سایر مقاطع متقاطع با آنها نظیر سقف، ستون، دیوار و فونداسیون مهار شوند. حداقل مقدار آرماتور در دیوار به شرح زیر می باشد:

- ۱- حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتورهای قائم به مساحت کل مقطع:
 - الف: برای میلگردهای آجدار با قطر کوچکتر مساوی ۱۶ میلیمتر و مقاومت مشخصه بزرگتر مساوی ۴۰۰ مگا پاسکال، ۰/۰۰۱۲
 - ب: برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۱۵
- ۲- حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتورهای افقی به مساحت کل مقطع:
 - الف: برای میلگردهای آجدار با قطر کوچکتر مساوی ۱۶ میلیمتر و مقاومت مشخصه بزرگتر مساوی ۴۰۰ مگا پاسکال، ۰/۰۰۲۰
 - ب: برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۲۵
- ۳- مجموع درصد آرماتور قائم وافقی نباید بیشتر از ۰/۰۴ در نظر گرفته شود (حتی در وصله ها).
- ۴- در دیوارها با ضخامت بیش از ۲۵۰ میلیمتر به جز دیوارهای زیر زمین وحائل آرماتورها باید در دو سفره به موازات سطوح دیوار و با شرایط زیر قرار گیرند.
 - الف: در دیوارهای که یک رویه آنها در تماس با خاک یا آب می باشد، یک شبکه آرماتور شامل حداقل نصف و حداکثر دو سوم کل آرماتورهای لازم در هر امتداد در فاصله بیشتر از ۵۰ میلیمتر و کمتر از یک سوم ضخامت دیوار از سطح تماس با خاک قرار می گیرد و باقیمانده آرماتور در وجه دیگر و با حداقل ۲۰

- میلیمتر و کمتر از یک سوم ضخامت دال از سطح بیرونی قرار داده می شود. در هر حالت رعایت حداقل پوشش توصیه شده از طرف مقررات الزامی است.
- ب: در سایر دیوارها هر شبکه آرماتور شامل نصف آرماتور لازم با پوشش حداقل ۲۰ میلیمتر و کوچکتر از یک سوم ضخامت دیوار قرار داده می شود.
- ۵- فاصله میلیگرد های قائم و افقی نباید از سه برابر ضخامت دیوار یا ۳۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.
- ۶- اگر در صد آرماتور های قائم کوچکتر از ۰/۰۱ باشد یا از آرماتورهای قائم بعنوان آرماتور فشاری استفاده نشود، استفاده از خاموت اجباری نیست. در غیر این صورت باید مانند ضوابط ستونها رفتار شود.
- ۷- در اطراف باز شو های باید حداقل دو میلیگرد با قطر ۱۶ یا معادل آنها قرار داده شود که پس از عبور از گوشه های باز شو باید به نحو مناسبی مهار گردد.

طراحی دیوار های باربر:

این دیوار ها تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی قرار می گیرند که برای طراحی آنها مانند مقاطع تحت فشار و خمش و با در نظر گرفتن اثرات لاغری رفتار می شود.

در دیوار های با مقطع مربع مستطیل تو پر که خروج از مرکزیت بار کمتر از یک ششم ضخامت دیوار می باشد، نیروی محور نهائی دیوار از فرمول زیر محاسبه می گردد:

$$N_r = 0.55\phi_c f_c A_g \left[1 - \left(\frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right]$$

در این رابطه h ضخامت دیوار، A_g سطح مقطع کل دیوار، و k ضریب طول موثر دیوار است که برابر است با:

الف: در دیوار های مهار شده در مقابل بار های جانبی در بالا و پائین که در آنها از چرخش در یک یا هر دو انتها جلوگیری شده است برابر ۰/۸.

ب: در دیوار های مهار شده در مقابل بار های جانبی در بالا و پائین که در آنها از چرخش در یک یا هر دو انتها جلوگیری نشده است برابر ۱/۰.

ج: در دیوار های مهار نشده در مقابل بار جانبی برابر ۲/۰.

در این دیوار ها حداقل ضخامت دیوار برابر یک بیست و پنجم طول آزاد یا ارتفاع دیوار هر کدام کوچکتر است، ۱۵۰ میلیمتر و در دیوارهای بیرونی زیر زمین و دیوارهای در تماس با خاک حداقل ۲۰۰ میلیمتر می باشد.

طول موثر افقی دیوار زیر هر یک از بار های قائم نباید از پهنای بار بعلاوه دو برابر ضخامت دیوار در هر طرف یا از فاصله مرکز تاملرکز بارهای متمرکز بیشتر در نظر گرفته شود.

طراحی دیوار های برشی:

دیوار های برشی با رفتار خمشی نیرو های جانبی موازی با امتداد خود را تحمل می نمایند.

بر اساس مقررات ملی مقاوت برشی دیوار برشی شامل مقاومت برشی بتن و خامو تنها باید از نیروی برشی وارد بر مقطع بزرگتر مساوی باشد.

نیروی برشی مقاوم بتن برابر است با :

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} hd$$

در رابطه فوق $d = 0.8 l_w$ عمق موثر دیوار و l_w طول افقی دیوار می باشد.

اگر نیروی محوری بصورت کششی باشد:

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{N_u}{3A_g}\right) hd$$

در صورت نیاز می توان کمترین مقدار از روابط دقیق زیر را در نظر گرفت:

$$V_c = 1.65 * 0.2\phi_c \sqrt{f_c} hd + \frac{N_u d}{5l_w}$$

$$V_c = \left[0.3 * 0.2\phi_c \sqrt{f_c} + \frac{l_w (0.6 * 0.2\phi_c \sqrt{f_c} + 0.15 \frac{N_u}{l_w h})}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}\right)} \right] hd$$

در روابط فوق N_u برای فشار مثبت و در کشش منفی در نظر گرفته می شود. در صورت تیکه $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}\right)$ منفی باشد از رابطه آخر استفاده نمی شود.

نیروی برشی مقاوم نهایی بتن برای همه مقاطعی که در فاصله کمتر از دو مقدار نصف طول دیوار یا نصف ارتفاع دیوار از پایه دیوار قرار دارند برابر با مقاومت برشی مقطع در کوچکترین این دو مقدار در نظر گرفته می شود. در صورتی که مقاومت برشی بتن برای تحمل برش نهایی مقطع کافی نباشد به خاموت نیاز داریم که برای محاسبه آن از فرمول زیر استفاده می شود.

$$V_s = V_u - V_c = \phi_s A_v f_y \frac{d}{s}$$

نیروی برشی مقاوم نهایی مقطع نباید از پنج برابر مقاومت برشی بتن بیشتر در نظر گرفته شود.

علاوه بر آرماتورهای برشی افقی طراحی شده از رابطه فوق، آرماتورهای برشی قائم نیز مطابق ضوابط زیر باید در مقطع قرار داده شود:

نسبت سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد برش به سطح مقطع بتن عمود بر آن ρ_h نباید کمتر از 0.0025 در نظر گرفته شود. فاصله حداکثر آنها نیز نباید از سه برابر ضخامت دیوار، یک پنجم طول دیوار و یا 350 میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.

نسبت سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد عمود بر برش به سطح مقطع کل بتن در امتداد برش ρ_n نباید کمتر از 0.0025 یا مقدار زیر در نظر گرفته شود. فاصله حداکثر آنها نیز نباید از سه برابر ضخامت دیوار، یک سوم طول دیوار و یا 350 میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right) (\rho_h - 0.0025)$$

لازم نیست مقدار ρ_n بیشتر از ρ_h در نظر گرفته شود.

طراحی دیوار برشی در برابر خمش:

دیوارهای برشی معمولاً تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی قرار دارند. در این حالت دیوار مانند یک ستون بتن آرمه مدل می شود که حول محور قوی خود تحت خمش قرار گرفته است. در این حالت میلگردهای برشی قائم می تواند بعنوان میلگرد خمشی منظور گردد. معمولاً با صرف نظر از این میلگردها و با فرض $d = 0.8 l_w$ میلگرد های خمشی طراحی و در دو طرف دیوار برشی قرار داده می شود.

فونداسیون:

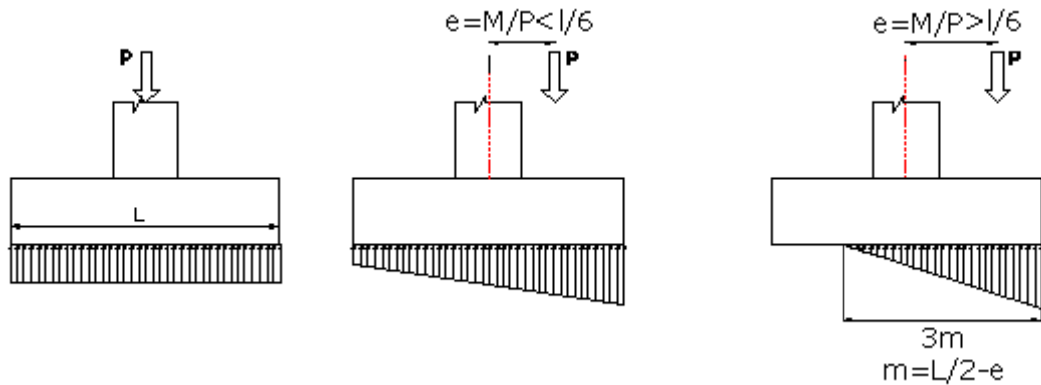
وظیفه پی یا فونداسیون، انتقال بارهای وارده از سازه به خاک بگونه ای است که خاک بتواند بدون تغییر شکل های بزرگ آنرا تحمل نماید. با عنایت به مقاومت کم خاک در مقایسه با سایر مصالح سازه ای، ابعاد فونداسیون و پی بسیار بزرگتر از سایر المانهای سازه ای می باشد و هرچه خاک سست تر و ضعیف تر باشد، ابعاد فونداسیون و پی بزرگتر خواهد بود بگونه ای که گاهی تمامی سطح زیر بنای سازه در تماس با خاک به فونداسیون تبدیل می گردد.

انواع پی:

- ۱- پی تکی: ساده ترین نوع پی می باشد که به صورت مربع مستطیل یا دایره ای در زیر یک ستون ساخته می شود. ضخامت آن می تواند ثابت یا متغییر یا پله ای باشد.
- ۲- پی مرکب: در صورت نزدیک بودن ستونها و تداخل پی های تکی با هم از پی مرکب استفاده می گردد. در صورتیکه یکی از ستونها در مجاورت زمین همسایه قرار گیرد با عنایت به ایجاد خروج از مرکزیت بزرگ در پی، استفاده از پی مرکب می تواند تنش های ایجاد شده را تعدیل نماید.
- ۳- پی باسکولی (کنسولی یا تسمه ای): مانند پی مرکب است با این تفاوت که در زیر هر ستون یک پی منفرد وجود دارد که به وسیله یک تیر قوی بتن مسلح به هم متصل شده اند. از این پی زمانی استفاده می شود که فاصله ستونها از هم نسبتاً زیاد باشد.
- ۴- پی دیوار: یک پی نواری در زیر دیوار می باشد.
- ۵- پی نواری: در زمین های سست یا بارهای سازه ای زیاد که امکان تداخل فونداسیون ها زیاد میباشد از پی نواری استفاده می گردد. در این حالت فونداسیون سازه از نوارهای متعامد باهم تشکیل می گردد.
- ۶- پی گسترده: گاهی ابعاد پی ها بگونه ای زیاد می شود که تمام سطح زیر بنای سازه به پی تبدیل می گردد. این نوع پی را پی مت یا رادیه نیز می گویند
- ۷- پی عمیق (شمع): در صورت عدم باربری مناسب قشر سطحی زمین و لزوم انتقال بار به سطوح پائینتر خاک از شمع استفاده می شود.

تنش در زیر پی:

نحوه توزیع تنش در زیر پی به نوع خاک و صلبیت پی بستگی دارد و ممکن است تنش در کناره های پی کمتر از وسط پی یا در کناره های پی بیشتر از وسط پی باشد. معمولاً فرض می گردد توزیع تنش بصورت متوسط و یکنواخت می باشد. تنش موجود در زیر پی باید از تنش مجاز خاک کمتر باشد. تنش مجاز خاک با استفاده از آزمایشات مرسوم مانند آزمایش صفحه و با در نظر گرفتن ضریب اطمینان مناسب، محاسبه می گردد. تنش زیر پی با استفاده از معادلات تعادل و روابط مقاومت مصالحی محاسبه و با تنش مجاز مقایسه می گردد.



اگر ابعاد پی مستطیلی شکل $B * L$ باشد و نیروی وارده محوری باشد .

$$q_{\max} = \frac{P}{A} = \frac{P}{B * L}$$

در صورت وجود نیروی محوری و لنگر خمشی (نیروی با خروج از مرکزیت کمتر از یک ششم طول):

$$q_{\max, \min} = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} = \frac{P}{B * L} \pm \frac{M * \frac{L}{2}}{\frac{BL^3}{12}} = \frac{P}{B * L} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

در صورت تیکه خروج از مرکزیت بیشتر از یک ششم طول پی باشد ، قسمتی از پی به کشش خواهد افتاد که با عنایت به عدم تحمل کشش در محل اتصال پی با خاک عملاً قسمتی از پی که به کشش افتاده است ، در انتقال بار دخالت نمی نماید و ابعاد کوچکتری از پی در محاسبات وارد می گردد.

در صورت وجود خمش دو محوره در فونداسیون توزیع تنش از رابطه زیر بدست می آید:

$$q_{\max, \min} = \frac{P}{B * L} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right)$$

طراحی پی :

پی در زیر سطح زمین و با عمقی بیشتر از عمق یخبندان قرار داده می شود تا در اثر یخ زدن و آب شدن مکرر ، پی دچار مشکل نگردد . منظور از طراحی پی یافتن ابعاد ، ارتفاع و آرماتور لازم بگونه ای است که پی بتواند بارهای وارده را از سازه به خاک منتقل نماید.

۱- ابعاد پی: ابعاد پی B, L با توجه به تنش مجاز خاک و در اثر بارهای بدون ضریب بگونه ای تعیین می گردد که تنش موجود از تنش مجاز کمتر باشد . در صورت وجود بارهای فوق العاده می توان تنش مجاز را سی و سه درصد بیشتر در نظر گرفت.

$$q_{\max} = \frac{P_D + P_L}{B * L} \leq q_a$$

$$q_{\max} = \frac{P_D + P_L + (P_W \text{ or } P_E)}{B * L} \leq 1.33q_a$$

مقدار افزایش تنش در بارهای فوق العاده باد و زلزله بر اساس ملاحظات مباحث ششم و هفتم در نظر گرفته می شود.

۲- ضخامت پی : ضخامت پی در اثر بارهای ضریبدار وارده محاسبه می گردد . در اثر بارهای ضریبدار ، تنش زیر پی محاسبه می گردد و با کنترل برش یک طرفه و دو طرفه ضخامت پی بگونه ای تعیین می گردد که پی بتواند برش های وارده را تحمل نماید . مقطع بحرانی در برش یکطرفه به فاصله d از بر ستون و در برش دو طرفه به فاصله $d/2$ از بر ستون می باشد. برش قابل تحمل توسط بتن مانند دالها محاسبه می گردد.

۳- آرماتور خمشی : طراحی آرماتور برای تنش های ناشی از بارهای ضریبدار و در مقطع بحرانی به شرح زیر انجام می پذیرد:

الف: در بر ستون ، پایه (پداستال) یا دیوار بتنی.

ب: در وسط لبه تا محور دیوار با مصالح بنائی.

ج: در وسط فاصله ی لبه صفحه ستون فولادی تا بر ستون.

مقطع بحرانی برای کنترل برش یکطرفه و دو طرفه از مقطع بحرانی خمش به شرح فوق اندازه گرفته می شود. توزیع آرماتور در پی های مربع بصورت یکسان انجام می گیرد . در پی های مستطیلی در جهت کوتاه قسمتی از آرماتور بصورت متراکم تر در عرضی از فونداسیون برابر با طول کوتاهتر فونداسیون قرارداده می شود این نسبت از آرماتور برابر است با :

$$\gamma_s = \frac{2}{\beta + 1}$$

در این رابطه β نسبت طول بلند به طول کوتاه پی می باشد.

محدودیت های آرماتور:

۱- در پی های تکی ، گسترده و باسکولی (بجز تیر رابط) حداقل آرماتور کششی مانند دالها می باشد. در مورد تیر رابط پی باسکولی مانند تیر ها عمل می شود.

۲- در پی های نواری مقدار نسبت آرماتور کششی نباید از ۰/۲۵ در صد کمتر اختیار شود مگر آنکه آرماتور های بکار رفته به اندازه یک سوم بیش از مقدار محاسباتی باشد . که در این حالت نیز نباید کمتر از ۰/۱۵ درصد باشد.

۳- حداقل قطر آرماتور ۱۰ میلیمتر و حداکثر فاصله آنها نباید از ۱۰۰ میلیمتر کمتر و از ۳۵۰ میلیمتر بیشتر باشد.

انتقال نیرو از پای ستون ، دیوار یا پایه به پی:

نیروی محوری و لنگر خمشی احتمالی موجود در پای ستون باید به صورت تنش لهیدگی و در محدوده مجاز به پی انتقال پیدا نماید. در صورت ناکافی بودن تنش لهیدگی از آرماتورهای انتظار ، پیچ های مهاری یا بست های مکانیکی استفاده می گردد.

تنش اتکائی بتن در سطح تماس از رابطه زیر بدست می آید:

$$P_u = 0.85\phi_c f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \times 0.85\phi_c f_c A_1$$

A_1 مساحت ستون و A_2 مساحت قاعده مخروطی است که با شیب ۲ به ۱ واز محل ستون بسوی پائین پی ترسیم می گردد.

میلگرد های انتظار باید برای نیرو های زیر کافی باشند :

۱- آن قسمت از نیروی فشاری که از مقاومت اتکائی بتن بین دو عضو بیشتر است.

۲- هرگونه نیروی کششی محاسبه شده در سطح تماس.

در ستون ها و پایه ها ، سطح مقطع میلگرد های قطع کننده سطح تماس بین ستون و تکیه گاه نباید کمتر از 0.005 سطح مقطع ستون باشد.

در دیوارها حداقل میلگرد مطابق ضوابط حداقل میلگرد قائم در دیوارها می باشد.

کلاف های رابط بین پی های مجاور:

پی های جدا از هم در سازه در دو امتداد ترجیحا متعامد باید توسط کلاف بهم متصل شوند بگونه ای که از حرکت پی ها نسبت به هم جلوگیری گردد. این کلافها برای نیروی کششی معادل ۱۰ درصد بزرگترین نیروی محوری موجود در ستون های اطراف آن طراحی میگردد.

ابعاد کلاف باید متناسب با ابعاد پی و حداقل ۳۰۰ میلیمتر باشد و سطح بالای آن در تراز بالای پی اجرا شود. تعداد میلگردها حداقل ۴ عدد آرماتور با قطر ۱۴ میلیمتر است که با خاموت حداقل ۸ و در فواصل حداکثر ۲۵۰ میلیمتر محصور می گردد. میلگرد های طولی کلاف باید در پی های میانی بصورت ممتد باشد و در پی های کناری در بر ستون مهار گردد.