www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

ارائه کتابها و جزوات رایگان مهندسی عمران

بهترین و برترین مقالات روز عمران

انجمن های تخصصی مهندسی عمران

فروشگاه تخصصی مهندسی عمران

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

بسمه تعالی

طراحی سازه های بتن مسلح

(براساس مبحث۹ 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.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

کلیات:

بتن یکی از کاربردی ترین مصالح ساختمانی می باشد.وامروزه 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 وکنترل 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 عملا در محاسبات از آن صرفنظر 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 ابعا د ۱۵۰*۳۰۰ میلی متر.اندازه گیری مقاومت فشاری با ساخت نمونه های استاندارد و نگهداری آنها در شرایط آزمایشگاهی یا کارگاهی وشکستن آنها در موعد مقرر انجام می گیرد. در صورت استفاده از نمونه های غیر از استوانه استاندارد(۱۵۰*۳۰۰ 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 ودر حدود ۱۰ درصد مقاومت فشاری است. اندازه گیری مستقیم این مقاومت امکان پذیر نیست و معمولا از روشهای غیر مستقیم برای اندازه گیری آن استفاده می شد. 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 الاسیسته 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 عملا مدول الاسیسیته بسیار متغییر می باشد.بصورت تجربی مقدار ثابت زیر بعنوان مدول الاسیسیته بتن تعریف شده است.

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

این رابطه برای بتن های دارای وزن مخصوص ۱۵ تا۲۵ کیلو نیوتن برمترمکعب تعریف شده است.

کرنش گسیختگی : درصورتیکه که کرنش فشاری بتن به مقادیر جدول زیر برسد، بتن گسیخته شده محسوب می شود . این کرنش در آیین نامه بتن ایران 0.003 تا0.0035 ذکر شده است.

رده بتن	C50 تاC12	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

درمدارک فنی برای نشاندادن 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 تعین 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 درصورت لزوم تکرار مراحل طراحی.

از منظر تئوری اگر مقاومت سازه با بارهای طراحی مساوی باشد طراحی صحیح می باشد اما بدلیل مغایرت بارهای مفروض بابارهای 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 گرددو معمولا 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 مقررارت 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 بارو 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:

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات درجا $\varphi_c = 0.65$

ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات پیش ساخته $\varphi_c = 0.7$

ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد $\varphi_s = 0.85$

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.

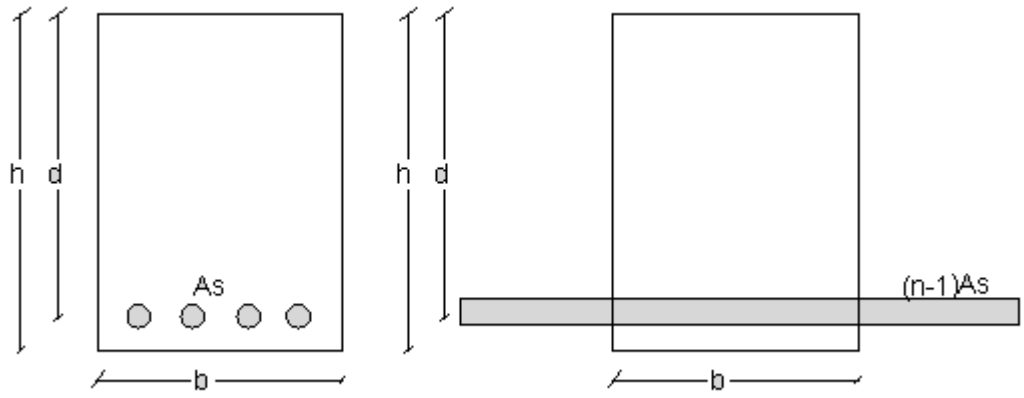
در صورت جاری نشدن فولاد ، در حالت حدی نهائی مقدار تنش برابر $\varphi_s E_s \varepsilon_s$ و در صورت جاری شدن فولاد برابر $\varphi_s E_s \varepsilon_y$ در نظر گرفته می شود.

رفتار تیر در اثر لنگرخمشی:

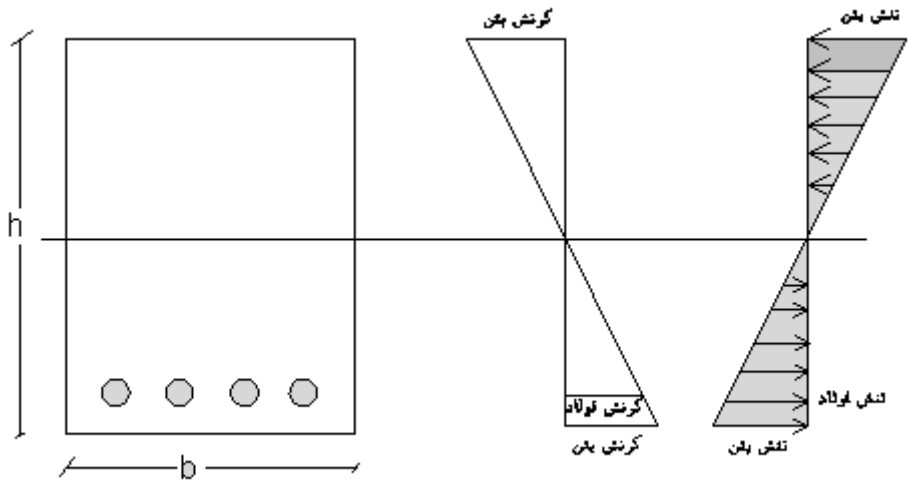
تامرحله خرابی تیر سه ناحیه رفتاری به شرح زیر در نظر گرفته می شود:

۱-مقطع ترک نخورده الاستیک.در این مرحله بتن ناحیه کششی دچار ترک نشده است به عبارت دیگرحداکثر 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 استفاه نمود.برای تبدیل مقطع از ضریب تبدیل n که نسبت مدول الاسیسیته جنس تبدیل شونده به جنس نهائی است استفاده می شود.

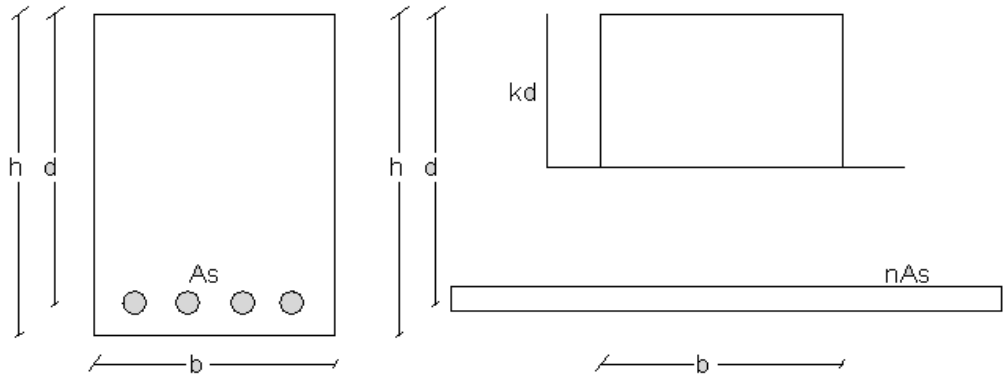
$$n = \frac{E_1}{E_2}$$



www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران



۲-مقطع ترک خورده وخطی:در این حالت تنش کششی بتن بیشتر از f_r شده است و مقطع ترک می خورد در صورتیکه $f_{cc} \le \frac{f_c}{2}$ باشد می توان رابطه تنش و کرنش را خطی فرض کرد.

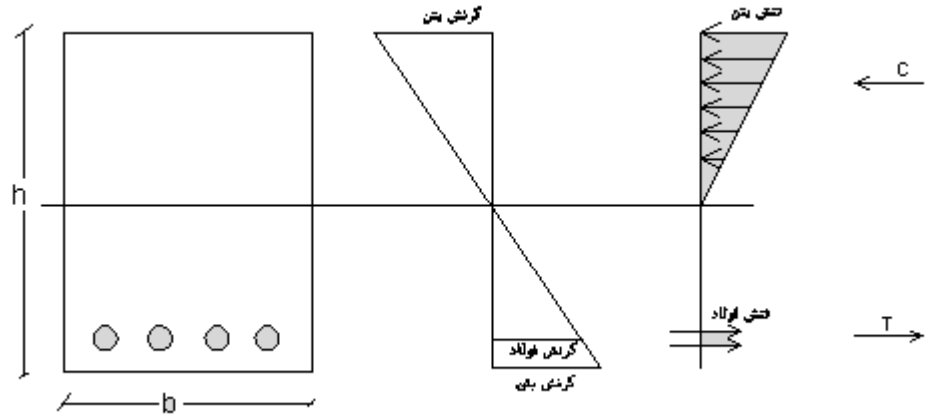


$$b(kd)\frac{kd}{2} - nA_s(d-kd) = 0$$

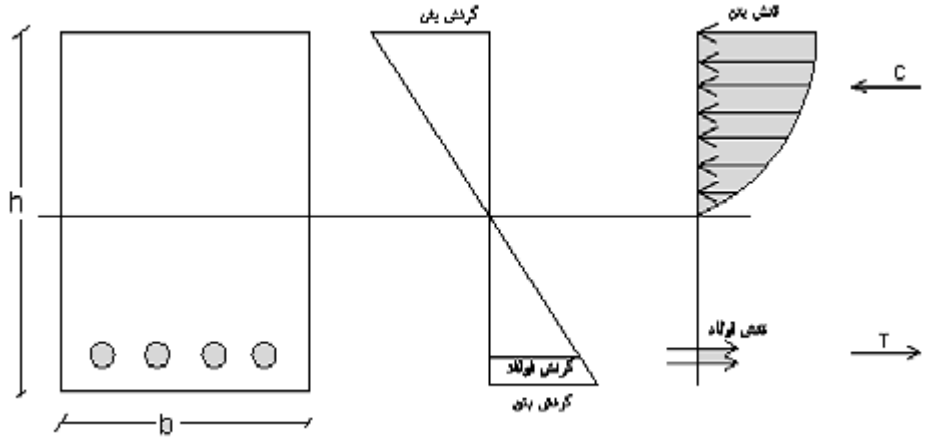
$$C = \frac{1}{2}kd.f_{cc}b$$

$$T = A_s f_s$$

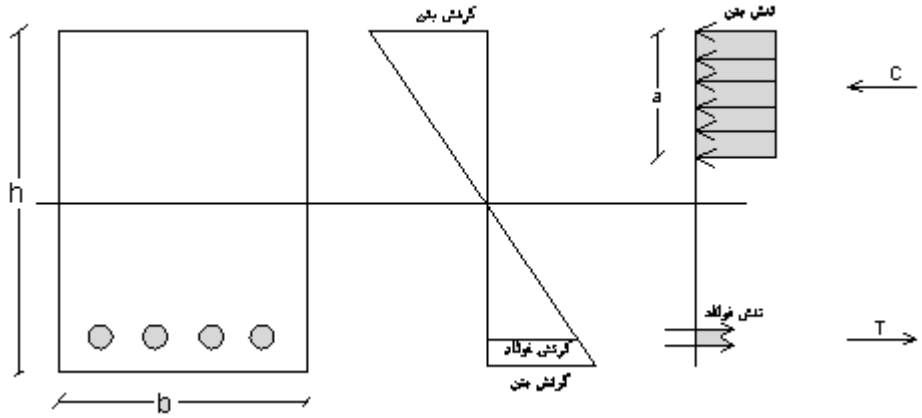
www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران



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 تاثیرآن 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:



$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$$

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

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

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 وچاره اندیشی وجود خواهدداشت.

۲- شکست تردیا 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 باشدوطراحی بگونه ای انجام می شود که در صورت وقوع شکست ، هشدار قبلی وجودداشته باشد.

در صورت جاری شدن آرماتور های کششی :

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

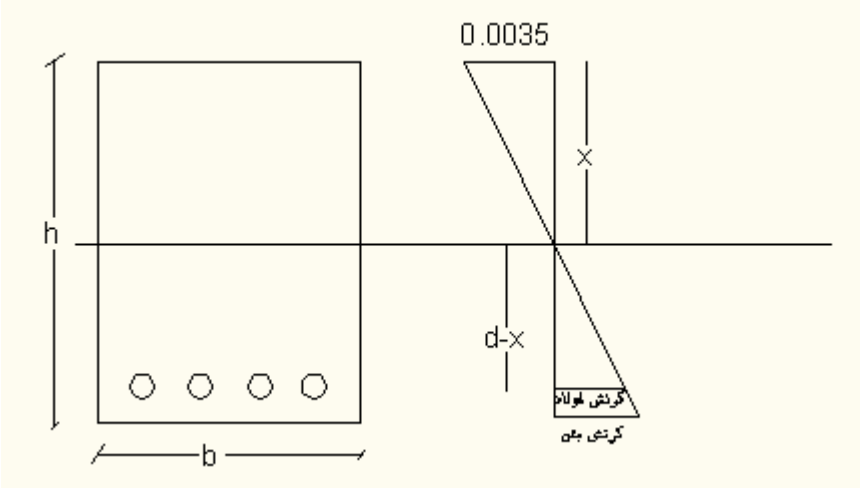
$$x = \frac{A_s(\varphi_s f_y)}{\alpha(\varphi_c f_c)b}$$

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

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

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

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.



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

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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

با جایگزین تنش به جای کرنش در معادله فوق و نوشتن روابط تعادل مقطع و حل همزمان معادلات مقادیر x **و** fs **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:

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

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

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

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

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

$$\rho_b = \alpha_1\beta_1 \frac{\varphi_C f_c}{\varphi_S f_y}.\frac{700}{700 + f_y}$$

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.**

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

$$\rho_{\max} = Min\begin{Bmatrix}\rho_b \\ 0.0250\end{Bmatrix}$$

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

$$\rho_{\min} = Max\begin{Bmatrix}\frac{1.4}{f_y} \\ \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}\end{Bmatrix}$$

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

۱- مسائل تحلیلی : در این نوع مسائل ابعاد مقطع (b,h,As) **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.**

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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,As) 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.

$$\rho \le \rho_{\max}$$

$$A_s = \rho.b.d$$

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

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

$$M_r = A_s(\varphi_s f_y)(d - \frac{1}{2}.\frac{A_s}{b}.\frac{\varphi_s f_y}{0.85(\varphi_s f_y)})$$

$$M_r = A_s(\varphi_s f_y)(d - \frac{1}{2}.\frac{\rho.b.d}{b}.\frac{\varphi_s f_y}{0.85(\varphi_s f_y)})$$

$$\frac{M_r}{bd^2} = \rho(\varphi_s f_y)(1 - \frac{1}{2}.\rho.\frac{\varphi_s f_y}{0.85(\varphi_s f_y)})$$

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

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

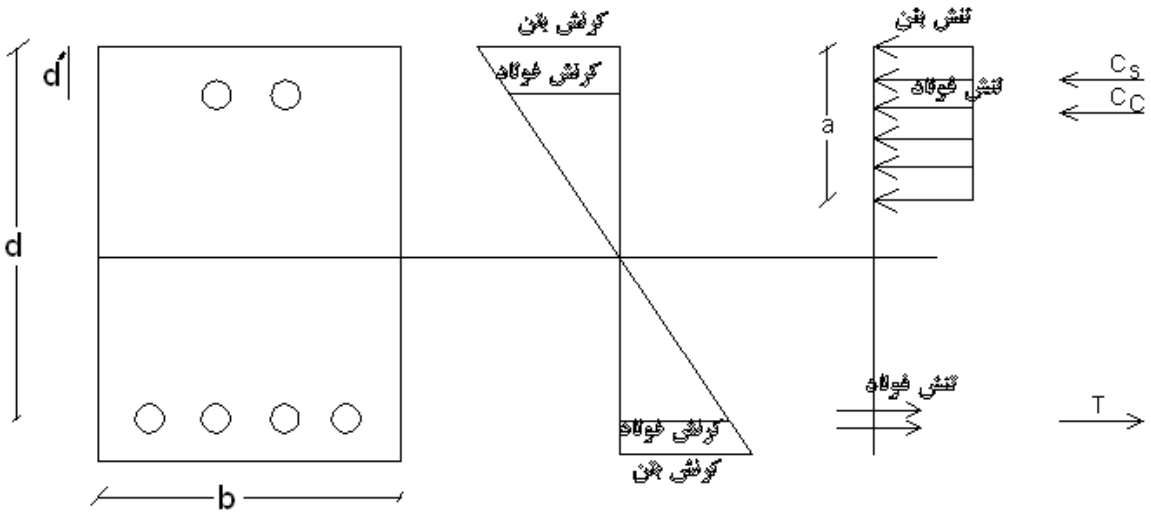
طرف راست معادله معلوم است . برای حل مسئله یکی از مقادیر b,d را حدس زده و دیگری را بدست می آوریم.و پس از محاسبه b,d مقدار A_s محاسبه خواهد شد.

در صور ت مشخص بودن لنگر طراحی و ابعاد b,d و برای محاسبه سطح مقطع آرماتور های مورد نیاز می توان از رابطه زیر استفاده نمود:

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

مقطع مستطیل با فولاد فشاری :

در صورت وجود محدودیت در ابعاد تیر و برای تامین لنگر خمشی مقاوم بزرگترتوسط 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.

$$\alpha_1(\varphi_c f_c)b_w a + A_s^{'}(\varphi_s f_y - 0.85\varphi_c f_c) = A_s(\varphi_s f_y)$$

$$M_n = \alpha_1(\varphi_c f_c)b_w a(d - \frac{a}{2}) + A_s^{'}(\varphi_s f_y - 0.85\varphi_c f_c)(d - d^{'})$$

درصد آرماتور فشاری از رابطه زیر بدست می آید:

$$\rho^{'} = \frac{A_s^{'}}{b_w.d}$$

درصورت برقرا ربودن رابطه زیر جاری شدن آرماتورهای کششی اتفاق خواهد افتاد.

$$\rho \le \rho_b^{-}$$

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

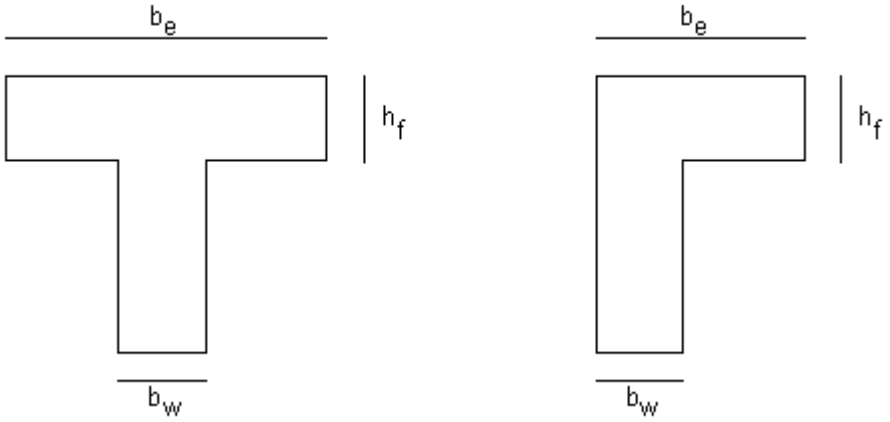
جاری شدن آرماتور فشاری در صورتی اتفاق می افتد که نامساوی زیر برقرار باشد:

$$\rho - \rho^{'} \ge \alpha_1\beta_1.\frac{\varphi_c f_y}{\varphi_s f_y}.\frac{700}{700 - f_y}.\frac{d^{'}}{d}$$

تیرهای بالدار :

بدلیل همزمانی بتن ریزی تیر ها 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 قرارگیرد و اصطلاحا بال فشاری تیر محسوب می گردد.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران



در تیر های T شکل عرض موثر کمترین سه مقدار زیر است.

۱- یک چهارم دهانه آزاد برای تیر های یکسره و دو پنجم دهانه آزاد برای تیرهای یکسره.

۲- شانزده برابر ضخامت دال بعلاوه عرض جان تیر.

۳- فاصله مرکز تامرکز 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 تیر های T شکل تکی ضخامت بال نباید از نصف عرض جان کمتر باشدو عرض موثر نباید از چهار برابر عرض جان بیشتر باشد.

در هنگام طراحی دو حالت اتفاق می افتد:

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

۲- اگر $a \le h_f$ باشد تیر بصورت بالدار طراحی می شود .در این حالت آرماتور های 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 :

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

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

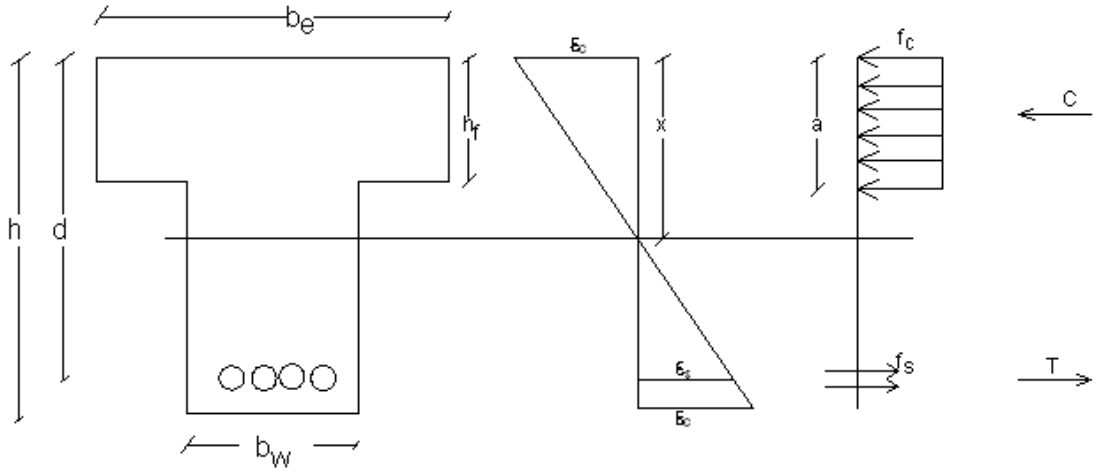
با فرض جاری شدن آرماتور های کششی :

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

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

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران



طراحی برشی:

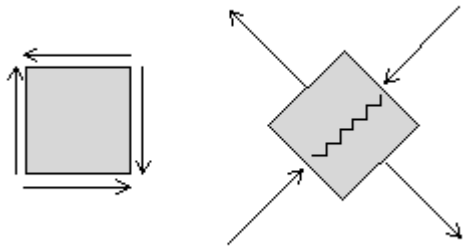
وجود نیروی برش در مقطع باعث ایجاد تنش های برشی می گردد که در مقطع مستطیل شکل توزیع آن به صورت مقابل می باشد:

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

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

$\tau_{\max}$

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.



www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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 صرفنظر می شود ورابطه کنترلی بشکل زیر نوشته می شود:

$$V_u \le V_r$$

$$V_r = V_c + V_s$$

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 $0.25\varphi_c f_c b_w d$ 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 .

درصورتیکه 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:

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

$$V_c = v_c b_w d$$

برای اعضای تحت اثر برش و خمش و فشار محوری :

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

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

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

در این رابطه مقدار Nu منفی است.

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

- **برای اعضایی که تحت اثر همزمان برش و خمش قراردارند:**

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

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

نیروی برشی مقاوم آرماتور:

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

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

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 ($V_u \le V_c$) توصیه شده است از خاموت حداقل فوق استفاده شود.

درصورتی که بتوان با آزمایش های قابل قبول نشان داد که در صورت حذف آرماتور برشی ، مقاوت 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 .

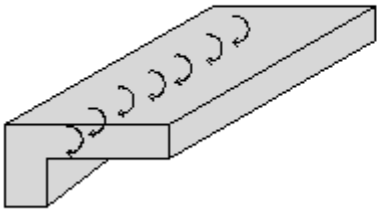
۳- تیرهای با ارتفاع کمتر از ۲۵۰ میلیمتر .

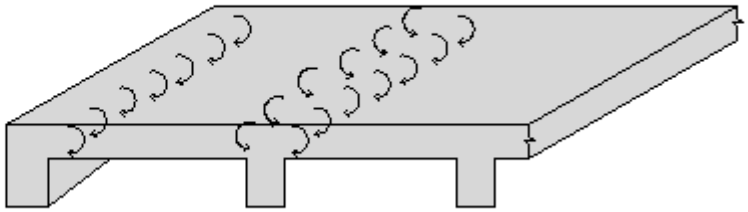
۴- تیرهای یکپارچه بادال که ارتفاع کل آنها کمتر از دو ونیم برابر ضخامت دال ، نصف پهنای جان و ۶۰۰ میلیمتر است.

حداکثر فاصله بین خاموتهای قائم به $\frac{d}{2}$ محدود شده است . در صورتیکه $V_u \ge 0.125\varphi_c f_c b_w d$ باشد این فواصل نصف می شوند. در آیین نامه بتن ایران زمانیکه $V_s \ge 2V_c$ 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 عملا 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 نمایدکه حداکثر آن در مقاطع دایره ای شکل از رابطه زیر بدست می آید:

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

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

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

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

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

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

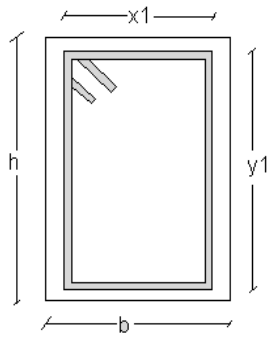
در این رابطه α تابعی از نسبت ابعاد مقطع می باشد.

درصورتیکه 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:

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

$$A_c = b.h$$

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



در صورت لزوم طراحی تیردربرابرپیچش ، 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:

$$T_u \le T_r$$

$$T_r = T_s$$

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

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 $0.85A_{oh}$ درنظر گرفت که A_{oh} مساحت سطح محصور شده به وسیله اضلاع خاموت بسته پیچشی بیرونی در مقطع می باشد.

$$A_{oh} = x_1.y_1$$

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

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

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 ۳۰۰ میلیمتر با یکدیگر فاصله داشته باشند.

آرماتور های عرضی پیچشی نباید بیش از $\frac{P_h}{8}$ یا ۳۰۰ 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.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

در صورت وجود برش و پیچش همزمان در مقطع ، آرماتور عرضی مورد نیاز با طراحی جداگانه برای هریک محاسبه می شود و مجموع آرماتور های عرضی محاسبه شده در مقطع بکار می رود دراین 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.

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

ودر مقاطع توپر رابطه زیر کنترل می گردد:

$$\sqrt{(\frac{V_u}{b_w d})^2+(\frac{T_u P_h}{1.7A_{oh}^2})^2}\le 0.25\varphi_c f_c$$

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 هرمقطع تعداد خاموتها باید طوری باشد که هریک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ در جه قرتر گیردو به طور جانبی نگه داشته شود:

۱- هرمیلگردی 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.

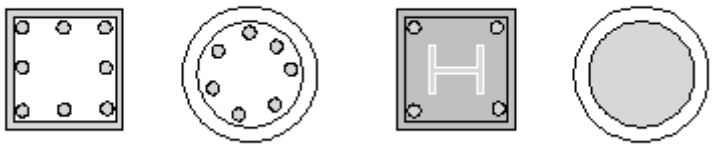
در مواردی که میلگردها طولی روی محیط دایره قرار دارند می توان از خاموت مدور استفاده کرد مشروط به آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شود یا به نحو مناسبی در بتن قسمت داخلی دایره مهار شود.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

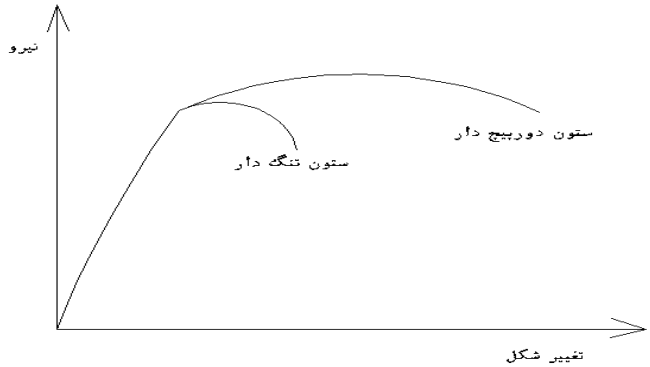
ستونها:

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 هردو جهت می باشد.در ستنونها 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 تاثیرکمی دارد اما استفاده از خاموت دور پیچ ، شکل پذیری ستون را افزایش می دهد.



بارمحوری ستونهای کوتاه از رابطه زیر بدست می آید:

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

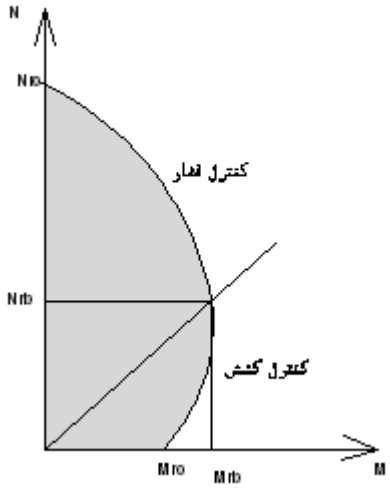
بعلت وجود خروج از مرکزیت های اتفاقی در ستونها آیین نامه بتن ایران و مقرات ملی ساختمانی ایران ، حداکثر نیروی محوری فشاری را کاهش داده اند:

درستون تنگ دار $N_{r)\max} = 0.8 N_{ro}$

درستون دور پیچ $N_{r)\max} = 0.85 N_{ro}$

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 استکه 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 واما آرماتورهای کششی هنوز به مرحله جاری شدن نرسیده اند.$(e<e_b)$.

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

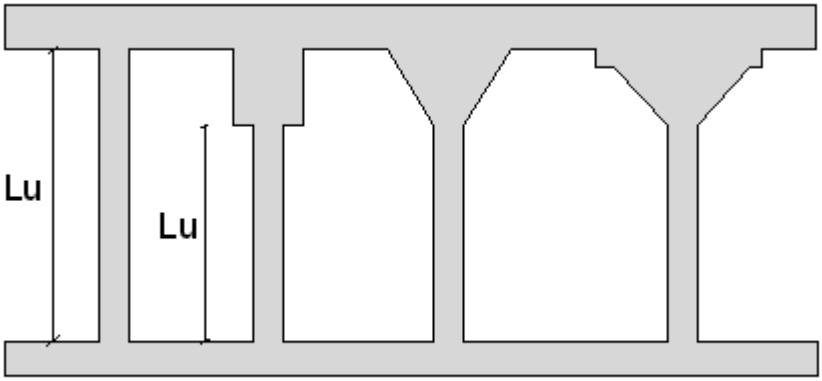
لاغری ستون:

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 مهاربندی نشده بزرگتر از یک می باشد.

Lu 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.



درصورتیکه ستون دارای کتیبه یا سرستون باشد ، طول آزاد آن تا سطح تحتانی کتیبه محاسبه می شود.

r شعاع ژیراسیون مقطع می باشد.

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

در مقطع دایره ای شکل $r = 0.25d$

در مقطع مستطیل شکل $r = 0.3(b.OR.h)$

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:

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

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:

۱- در قابهای مهار شده $I_c = I_{cg}$ **و** $I_b = 0.5I_{bg}$

۲- در قابهای مهار نشده $I_c = 0.7I_{cg}$ **و** $I_b = 0.35I_{bg}$

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

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

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:

$$k = 0.7 + 0.1\psi_m \le 1.0$$
$$k = 0.85 + 0.05\psi_{\min} \le 1.0$$

در قابهای مهار نشده :

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

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

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 $\psi = 1.0$ درنظر 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 بارجانبی 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.

محدو دیت 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:

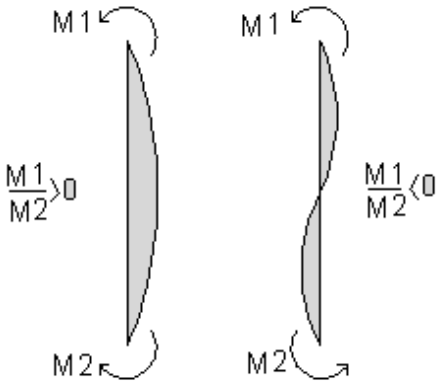
$$\frac{k.l_u}{r} \leq \begin{Bmatrix} 34 - 12\dfrac{M_1}{M_2} \\ 40 \end{Bmatrix}$$

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

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

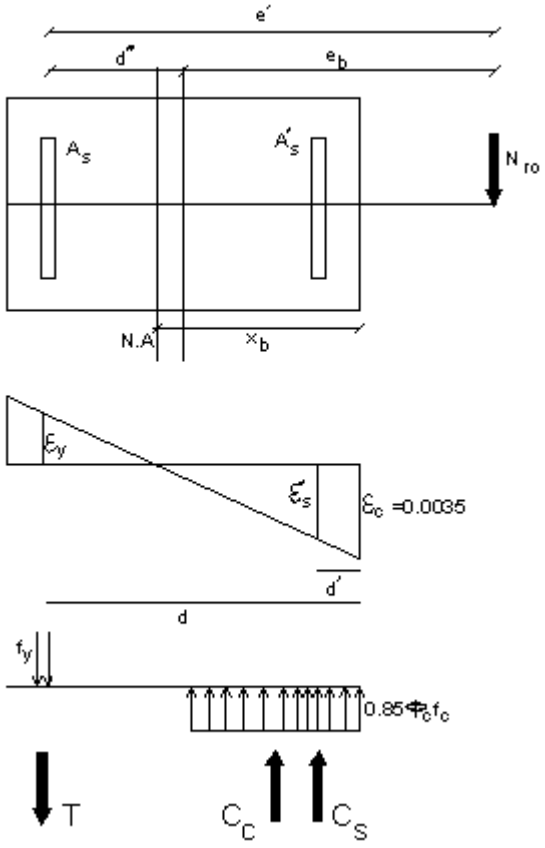
در رابطه فوق M_1 و M_2 لنگر های کوچکتر و بزرگتر (به لحاظ قدر مطلق) در دوسر ستون می باشدو نسبت آنها در انحنای ساده با علامت مثبت و در انحنای مضاعف با علامت منفی در نظر گرفته می شود.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران



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.



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

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

$$C_c = \alpha_1(\varphi_c f_c).b.a_b$$

$$C_s = A_s^{'}(\varphi_s f_y - 0.85\varphi_c f_c)$$

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

با نوشتن تعادل حول محور پلاستیک (مرکز مقطع):

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

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

مقطع مستطیلی در ناحیه کنترل فشار:

در اینحالت $e < e_b$ است و گسیختگی در ناحیه فشار قرار داردو رفتار عضو بیشتر شبیه یک ستون است تا تیر . در اینحالت احتمال جاری شدن آرماتور های 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 آرماتور های کششی حتما جاری می شوند اما جاری شدن آرماتور های 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 بافرض 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 $M_r = N_r.e$ محاسبه می شود.**

۵- **با اتصال این نقاط به یکدیگر، دیاگرام اندر کنش ستون بدست خواهدآمد.**

ستو نهای لاغر:

اثر لاغری ستون در هردوجهت بصورت جداگانه در نظر گرفته می شود.

خرابی ستونهای لاغر در اثر کمانش اتفاق می افتد برای در نظر گرفتن اثر لاغری روشهای مختلفی وجوددارد 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:

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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

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

در این رابطه Nu و Nc به ترتیب نیروی محوری با ضریب و نهائی ستون می باشد.

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

$$EI_e = 0.25E_c I_g$$

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

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

در غیر اینصورت Cm=1.0 خواهد بود.

در طبقات مهار نشده:در ستونهائی که در طبقات مهار نشده قراردارند ، لنگرهای موجود در دوانتهای 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 بار های قائم و M_{1s} و M_{2s} ناشی از بارهای جانبی می باشد.

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

در این رابطه $\varphi_n = 0.75$ 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 زیربرحسب میلیمتر کمتر درنظر گرفته شود:

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

حداقل برون محوری در هردو جهت درنظر گرفته می شودو دراین حالت می توان Cm را مساوی یک درنظرگرفت یا براساس لنگرهای دوسر ستون محاسبه نمود.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

محدودیت های آرماتور در قطعات فشاری:

درقطعات 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.درصورت 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 مدوریا مستطیلی ، چهار عدد.

۲- میلگرد داخل تنگ مثلثی ،سه عدد.

۳- میگرد داخل دورپیچ،شش عدد.

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

مهار 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.

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

مهار و وصله آرماتورها:

ضوابط این فصل برای تامین مهار میلگردهای آجدار دربتن 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 شوندکه به یکی از سه شکل زیر اتفاق می افتد:

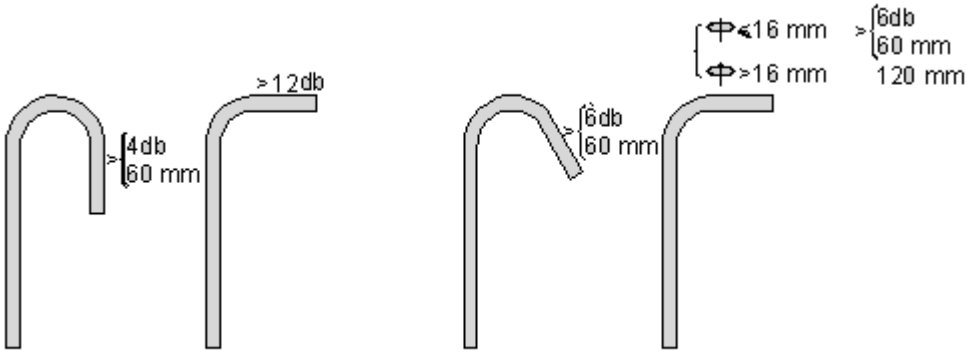
۱- پیوستگی موجود بین بتن و فولاد.

۲- ایجاد قلاب استانداردر 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 ۹۰و ۱۸۰ درجه و در خاموتها به صورت ۹۰و۱۳۵ اجرا می گردد.



قلاب در میلگرد اصلی قلاب درخاموت ها

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:

قطر میلگرد	حداقل قطر خم
کمتر از ۲۸ میلی متر	$6\ d_b$
۲۸ تا ۳۴ میلی متر	$8\ d_b$
۳۶ تا ۵۵ میلی متر	$10\ d_b$

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

طول گیرائی میلگرد کششی :

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

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

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 $3\ d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $6\ d_b$ 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 از۱.۷ 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 تامرکز میلگردهائی است که در یک محل قطع ویا وصله می شوند.

k_{tr} ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرائی به دست می آید:

$$k_{tr} = \frac{0.12 A_{tr}.\varphi_s f_y}{Sn}$$

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

مقدار $(\frac{c+k_{tr}}{d_b})$ 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 $2d_b$ وپوشش 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 مقدارزیر می باشد:

$$l_{dc} = (0.24\frac{\varphi_s f_y}{\sqrt{\varphi_c f_c}}).d_b$$

$$l_{dc} = (0.05\varphi_s f_y).d_b$$

طول گیرائی در گروه میلگردها:

طول گیرائی گروه میلگردها ی دو تائی ،سه تائی و چهار تائی در کشش وفشار باید به ترتیب ۱.۰، ۱.۲و۱.۳۳ 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:

$$l_{dh} = (0.24 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{\varphi_s f_y}{\sqrt{\varphi_c f_c}}).d_b \geq \begin{Bmatrix} 8d_b \\ 150mm \end{Bmatrix}$$

β و λ مانند قبل محاسبه می شود.

k_1 برابر یک است مگردر مواردی که در قلابهای ۱۸۰ درجه ، پوشش بتن روی قلاب عمود برصفحه قلاب بزرگتر مساوی ۶۵ میلی مترو در قلابهای ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود وموازی 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 درمواردی 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 عضوکه برای مهار کردن میلگرد از قلاب استفاده شده باشد درصورتی که پوشش بتنی روی میلگردهادر هردو جهت ،بالاو پایین و عمود برصفحه قلاب ، کمتر از ۶۵ میلیمتر باشد باید میلگردهدر 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 $12d_b$ هرکدام بزرگترند ادامه داده شوند.رعایت این ضابطه در انتهای عضو با تکیه گاه ساده و یا انتهای آزاد عضو طره ای الزامی نیست.

درمواردی 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 ۱.۳۳ برابر برش موجود باشد.

ضوابط خاص مهار آرماتور خمشی مثبت:

حداقل یک سوم آرماتور خمشی مثبت ودر قطعات با تکیه گاه ساده و یک چهارم آرماتور خمشی مثبت در قطعات یکسره باید تا محل تکیه گاه ادامه یابند ودر تیرها به اندازه ۱۵۰ 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:

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

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 نسیت.

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 مهارآرماتور عرضی در قطعات خمشی:

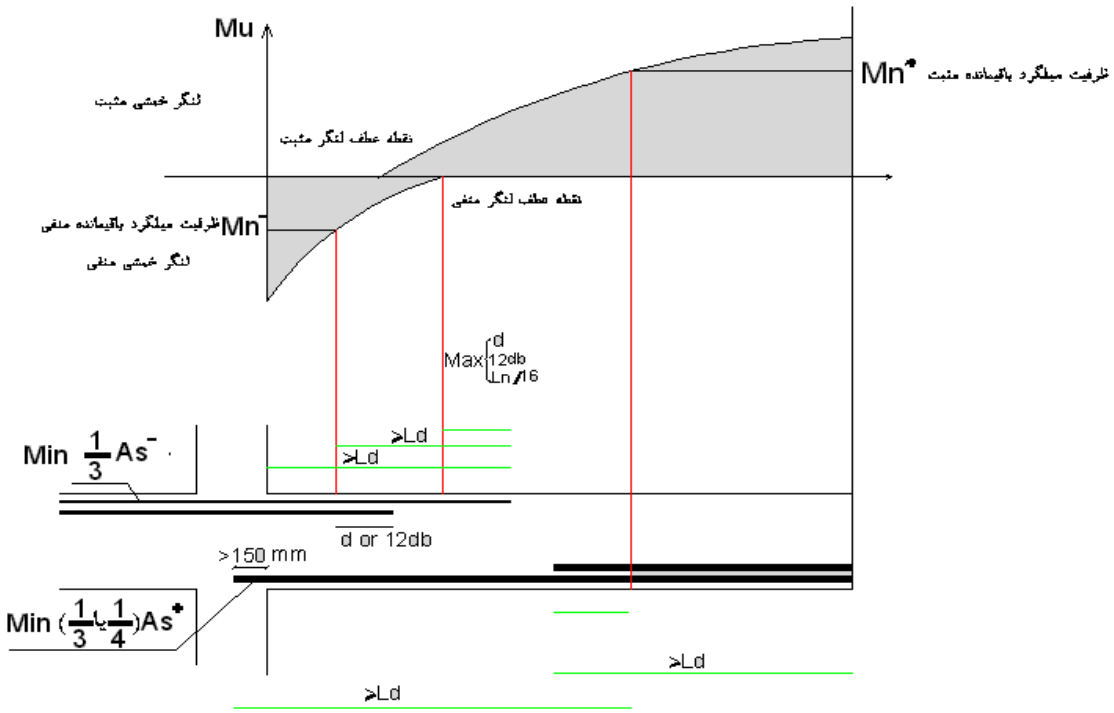
آرماتور عرضی تاحد امکان باید به وجه کششی و فشاری مقطع نزدیک گردد.

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 ۱۶ میلیمتر و قطر بین ۱۶ تا ۲۵ میلیمتر و رده فولادی S340 باید از قلاب استانداردکه یک آرماتور طولی در آن قراردارد ، استفاده شود.

۲- برای میلگرد های باقطر ۱۶تا۲۵ و رده S400 و بالاتر علاوه برضابطه 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.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران



وصله آرماتور ها:

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 میلگرد های با قطر کمتر از ۳۶ میلی متر مجاز می باشد. این نوع وصله برای گروه میلگرد ها 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 تامحور 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 الکترود (جوش با قوس الکتریکی) انجام می شود که مقاومت وصله در کشش باید حداقل برابر $1.25A_b f_y$ 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 الکترود ، نوع الکترود مصرفی باید بر اساس ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمانی ایران باشد.اتصال ذوبی با الکترود 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 برا ی 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 $1.25A_bf_y$ باشد.

وصله اتکائی فقط برای میلگرد های فشاری باقطر 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 آماتور 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 دارد.

در وصله های جوشی و مکانیکی در صورتیکه مقدار آرماتور موجود کمتر از دوبرابر مورد نیاز باشد مقاومت وصله باید حداقل برابر $1.25A_bf_y$ باشد.درصورتیکه 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 متئوالی نباید کمتر از ۶۰۰ میلی متر باشد.

درقطعات 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 $0.07f_yd_b$ و برای فولادهای بارده بالاتر $(0.13f_y-24)d_b$ و حداقل ۳۰۰ میلی متر است.

درصورتیکه 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:

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

، طول پوشش برابر l_d ودر 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 درصورت استفاده از مارپیچ به اندازه ۲۵ درصد کاهش داد .طول پوشش در هر حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلی متر درنظر 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 (تغییرشکل) 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 ویون 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 درصورت عدم محاسبات دقیق تر می توان ازرابطه زیر بدست آورد:

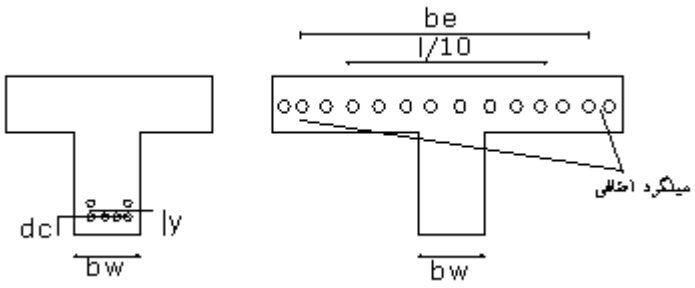
$$w = 11.05 * 10^{-6} f_s \sqrt[3]{d_c . A}$$

f_s تنش در آرماتور کششی در اثر بارهای بهره برداری برحسب نیوتن بر میلیمتر مربع .

در صورت عدم محاسبه دقیق می توان آن را مساوی $0.67\ f_y$ در شرایط محیطی متوسط (A) وشدید(C), (B) و $0.5 f_y$ در شرایط خیلی شدید(D) وفوق العاده شدید(E)درنظرگرفت.

d_c ضخامت قشر محافظ بتنی که برابر فاصله دورترین تار کششی بتن تا مرکز نزدیک ترین میلگرد به آن برحسب میلیمتر.

A مساحتی از بتن که حول یک آرماتور را احاطه کرده است که مساوی مساحت موثر کششی بتن تقسیم برتعداد 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.



حداکثرعرض 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:

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

در مواردی که بالهای تیر با مقطع T شکل در کشش قراردارد قسمتی از آرماتور کششی باید در بال توزیع گردد این میلگردها باید در ناحیه ای بطول عرض موثر تیریا یکدهم دهانه هرکدام کوچکترند قرارداده شوند. 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 قرارداده شود.مقدار میلگرد اضافی دوبرابر حداقل آرماتور حرارتی توصیه شده است.

برای اعضا بتن مسلح به عمق d بزرگتر از 700 mm آرماتورطولی گونه نیز باید انجام پذیرد.این آرماتور گذاری بدلیل امکان توسعه ترک در بیرون از ناحیه کششی موثر بتن می باشد . این آرماتورگذاری به طور یکنواخت در ارتفاع عضو با فاصله 0.5h-2(h-d) از میلگرد اصلی توزیع می گردد. مقدار این آرماتورباید برابر $\rho_{sk} A_{cs}$ باشد که در آن A_{cs} مجموع مساحت تارهای گونه عضو است . هرنوار 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 شدیدمقدارسطح مقطع آرماتور گونه به ازای هر متر طول جدار از $300mm^2$ و در شرایط محیطی خیلی شدید و فوق العاده شدیداز $500\ mm^2$ نباید کمتر در نظر گرفته شود.بیشترین فاصله این آرماتورها 200 mm است.از آرماتئرهای 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 دونوع تغییر شکل مشاهده شده است :

۱- تغییر شکل آنی

۲- تغییر شکل درازمدت

سازه در هنگام بهره برداری بار مرده وتمام یا قسمتی از بار زنده خودراحمل می نماید ودچار 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 برتغییر شکل های آنی ، دربتن 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 تغیر شکل دراز مدت می گویند.

محاسبه تغییر شکل آنی:

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

میزان تغییرشکل ارتباط معکوس با سختی سازه دارد که شامل مدول الاسیسته بتن ضربدر ممان اینرسی مقطع است.

مقدار مدول الاسیسته بتن از فرمول مقابل بدست می آید .

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

در اثر بار های وارده در طول سازه لنگرخمشی متغییری ایجاد می گرددکه 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:

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

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

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

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

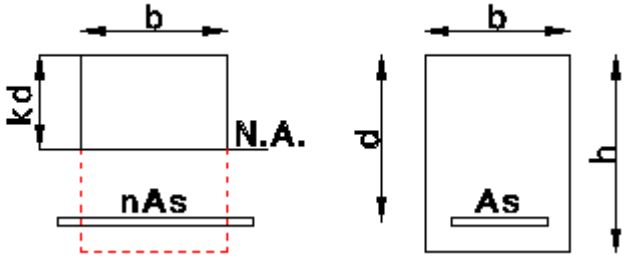
۲- در اعضای یکسره ، ممان اینرسی موثربرابر با مقدار متوسط ممان اینرسی موثر قطعه در مقاطع بحرانی وسط دهانه وبرروی تکیه گاهها در نظر گرفته می شود :

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

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

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

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

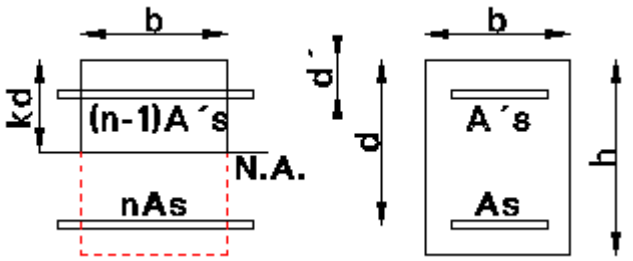


$$n = \frac{E_s}{E_c}, B = \frac{b}{nA_s}, I_g = \frac{bh^3}{12}$$

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

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

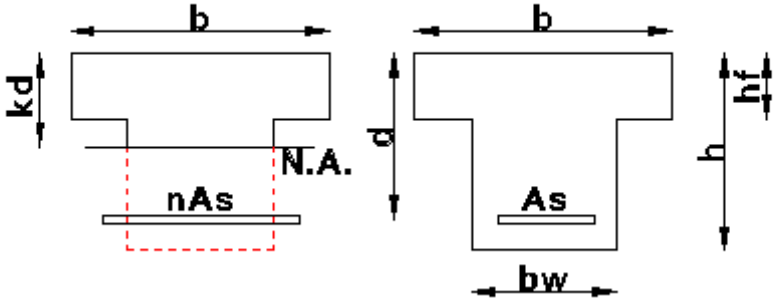
www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران



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

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

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



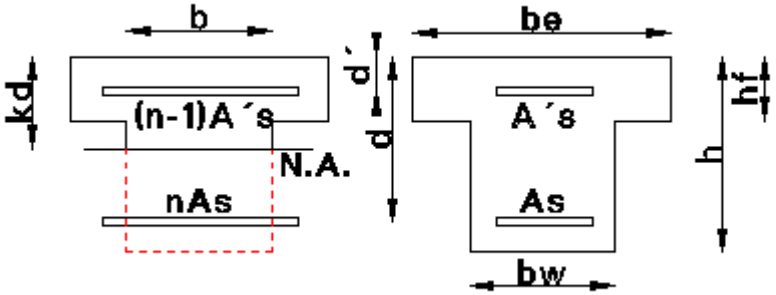
$$n=\frac{E_s}{E_c},C=\frac{b_w}{nA_s},f=h_f(b-b_w)/(nA_s)$$

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

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

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

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



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

$$I_{cr}=(b-b_w){h_f}^3/12+b_w(kd)^3/3+(b-b_w)h_f(kd-h_f/2)^2$$
$$+nA_s(d-kd)^2+(n-1)A'_s(kd-d')^2$$

محاسبه تغییر شکل دراز مدت:

درصورت عدم استفاده از روشهای دقیق ، تغییر شکل درازمدت را می توان بصورت مضربی از تغییر شکل آنی بدست آورد.

تغییر شکل آنی × λ = اضافه تغییر شکل دراز مدت

تغییر شکل آنی × $(1+\lambda)$ = 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 ودر سایر تیرها در وسط دهانه محاسبه می گردد.

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

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

محاسبه تغییر شکل در اثر بار زنده ومرده:

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 نمائیم . در این حالت M_{max} بر اساس این بار محاسبه می گردد.

تغییر شکل آنی و دراز مدت سازه را در اثرکل بارهای وارده شامل تمام بار مرده وتمام بار زنده و براساس مطالب فوق محاسبه می نمائیم . 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 وتیرها:

تغییر شکل ایجاد شده در دالها وتیر ها نباید از مقادیر جدول زیر بیشتر باشد.

در ساختمانهای متعارف مسکونی ، اداری وتجاری رعایت محدودیت های شماره ۲و۴ 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 آنهارا نگهداری نمی کنند وتغییر شکل زیاد آسیبی 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 هایا کف هائی که به قطعات غیر سازه ای متصل هستند یا آنهارا نگهداری می کنند وتغییر شکل زیاد ممکن است آسیبی در این قطعات ایجاد	اضافه تغییر شکل ناشی ازبار مرده بعلاوه تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده		

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

تبصره ۱- در صورتیکه بتوان ازآسیب 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 ودالها ی یکطرفه ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر جدول زیر بیشتر باشد محاسبه تغییر شکل الزامی نیست مشروط برآنکه این قطعات به قطعات غیر سازه ای متصل نباشند وآنها را نگهداری نکنند بطوریکه تغییر شکل زیاددرآنها 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 $(0.4+\frac{f_y}{670})$ ضرب شود.

محاسبه تغییر شکل در دالهای دو طرفه:

در دالهای دو طرفه تغییر شکل آنی ودراز مدت را می توان بر اساس دستور العمل ذکر شده در قبل محاسبه نمود.

در صورتیکه ضخامت دال دوطرفه 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	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{40}$	$\frac{l_n}{40}$
S400	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{33}$	$\frac{l_n}{36}$	$\frac{l_n}{36}$

حداقل ضخامت دال دوطرفه بدون کتیبه ۱۲۵ میلیمتر و دردالهای 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.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

در دالهای دوطرفه که در تمام اضلاع متکی برتیر 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:**

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

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

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

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 آورندو 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).

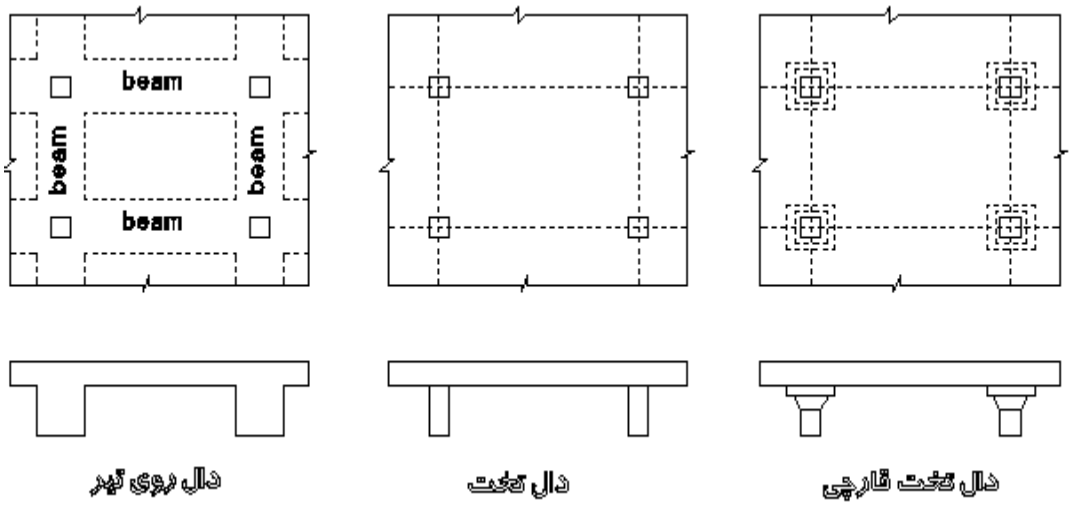
معمولا ضخامت دالها بگونه ای انتخاب می شود که مقاومت برشی بتن به تنهائی بیش از برش بحرانی دال باشد ونیازی به استفاده ازآرماتور برشی نباشد . در صورت نیاز در محل اتصال به ستون ، ضخامت دال را توسط کتیبه یا گلدانی افزایش می دهند.

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.

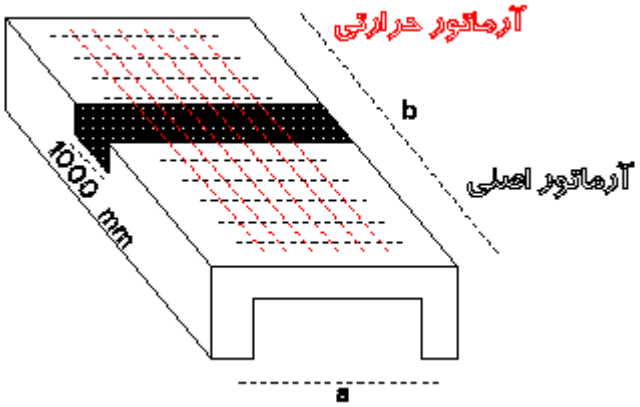
۲- دال دوطرفه:در این دالها تکیه گاههای هر دو جهت در تحمل بار های وارده مشارکت می نمایند .نسبت طول بزگتر به طول کوچکتر در چنین دالهائی کوچکتر از ۲ است.



طراحی دال های یکطرفه:

اگر نسبت طول بزرگتر به طول کوچکتر دال بزرگتراز ۲ باشد رفتار دال یکطرفه خواهد بود در این حالت بار های وارده بر دال در جهت کوتاهتر منتقل می شوند وتیر در جهت بلندتر بار ها 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.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران



طراحی دالهای یکطرفه دقیقا مانند طراحی تیر ها می باشد . در اینحالت عرض تیر مساوی یک متر و ارتفاع تیر مساوی ضخامت دال در نظر گرفته می شود.

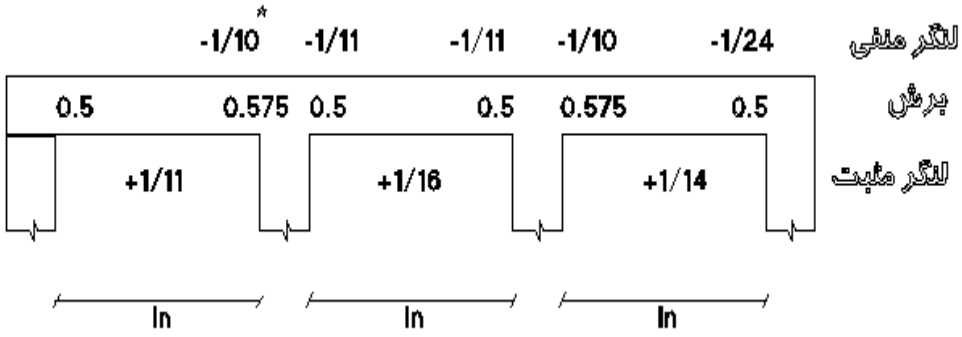
در دال های یکطرفه حداقل آرماتور خمشی و آرماتور حرارتی برابر است با:

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

فاصله میلگرد های خمشی نباید از دو برابر ضخامت دال و ۳۵۰ میلیمتر بزرگتر درنظر گرفته شود.در مورد دالهای در معرض شرایط محیطی شدید فاصله میلگردها به دوبرابر ضخامت دال و ۲۵۰ میلیمتر ودر شرایط محیطی خیلی شدید وفوق العاده شدید به یک ونیم 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 نیر وهای طراحی دال می توان علاوه بر رو شهای 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 کوچکتراختلاف داشته باشند.
- دهانه محاسباتی در تیر های ساده فاصله محور تا محور تکیه گاهها یا دهانه آزاد بعلاوه ار تفاع موثر مقطع هرکدام کوچکتر است .
- برای محاسبه لنگر ضریب در مقدار $W_u l_n^2$ ودر مورد برش در $W_u l_n$ ضرب می گردد.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

- **اگر دهانه آزاد کوچکتر از ۳ متر باشد تمام ضرایب لنگر منفی ۱/۱۲ 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 دوجهت دارای سختی مناسب نسبت به هم باشند تا توزیع نیرو در هر دو جهت انجام گیرد. در این حالت توزیع لنگر و برش در هردو جهت انجام می پذیرد .

با توجه به طول دهانه و شدت بار های 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 ازاین 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.**

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

روش ضرایب لنگر خمشی:

در استفاده از این روش محدودیت های زیر وجود دارد:

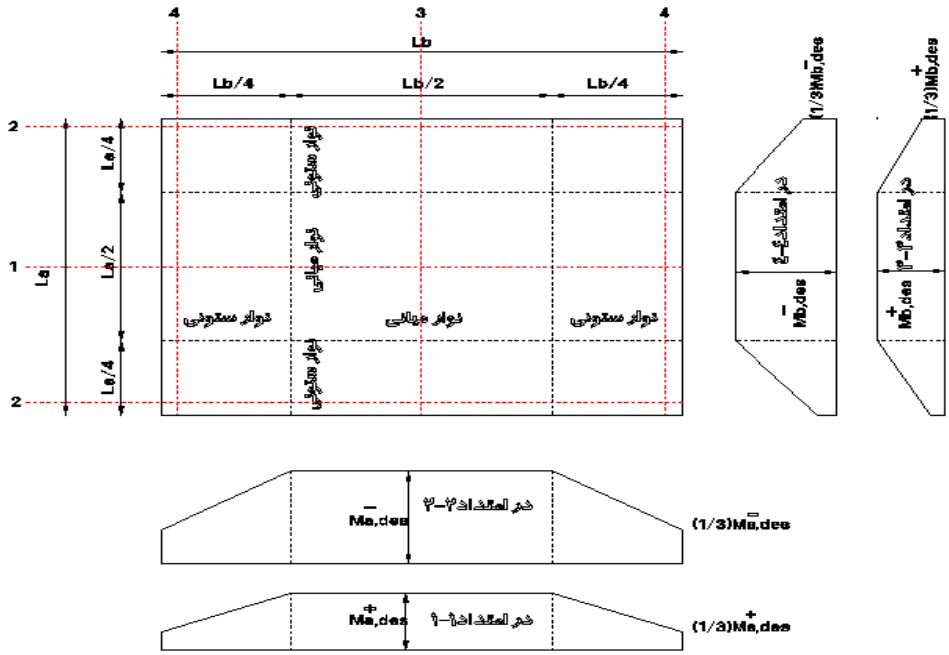
۱- دال در چهار طرف برروی تیرها یا دیوارهائی تکیه داشته باشد.

۲- ابعاد تیر های زیر سری چنان باشد که رابطه $\frac{b_w h_b^{\,3}}{l_n h_s^{\,3}} \geq 2.0$ **برقرارباشد.** b_w, h_b, l_n **به ترتیب عرض جان ، ارتفاع ودهانه 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 هردو طرف مطابق شکل به نوار میانی با عرض نصف عرض دال عمود بر جهت بررسی و دو نیم نوار ستونی در دوطرف نوار میانی تقسیم می گردد.

تغییرات لنگر خمشی در طول وعرض نوارها مطابق شکل فرض می گردد.مقدار لنگر در محدوده نوار میانی ثابت فرض می گردد ودر 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 نشاندهنده طول کوتاه وبلند 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 ۴۷۶تا۴۷۹ کتاب آقای طاحونی). این جداول بر حسب گیرداری لبه های دال و نسبت طول کوتاه به طول بلند دال ، ضرایب لنگررا برای نوار میانی دال را ارائه می نمایند .**

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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

جدول اول ضریب لنگر منفی برای بارهای زنده ومرده ضریب دار و جداول دوم وسوم ضرایب لنگر مثبت را برای بار های مرده وزنده به تفکیک ارائه می نماید وجدول چهارم نسبت بار برای محاسبه برش برروی تیر های کناری دال را نشان می دهد.تفکیک ضریب لنگر مثبت در جداول دوم وسوم برای بارهای مرده وزنده 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 بافرض 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 قرارداده می شوند ودر نزدیک تکیه گاه با فاصله بیشتری قرارداده 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 دریک 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.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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:

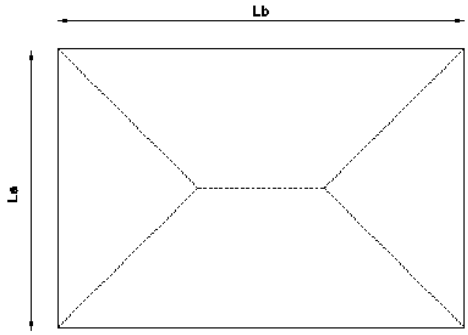
۱- برای دالهای که حداقل در یک سمت غیر پیوسته هستند برابربا محیط دال تقسیم بر ۱۴۰.

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

۳- ۱۰۰ میلیمتر.

نیروی برشی در دالها وتیر ها 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 برروش 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 کوتاه مثلثی و دهانه باند ذوزنقه ای شکل می گردد.در طراحی تیرها علاوه بربرش انتقال یافته از دال ، برش مستقیم روی تیر ها نیز باید نظرگرفت.



بار معادل سهم بار گذاری مثلثی و ذوزنقه ای روی تیرها از فرمول زیر بدست میآید:

۱- سهم بارگیر مثلثی (دهانه کوتاه)

$$q_u = \frac{w_u l_a}{3}$$

۲- سهم بارگیر ذوزنقه ای (دهانه بلند)

$$q_u = (\frac{w_u l_a}{3})(\frac{3-m^2}{2})$$

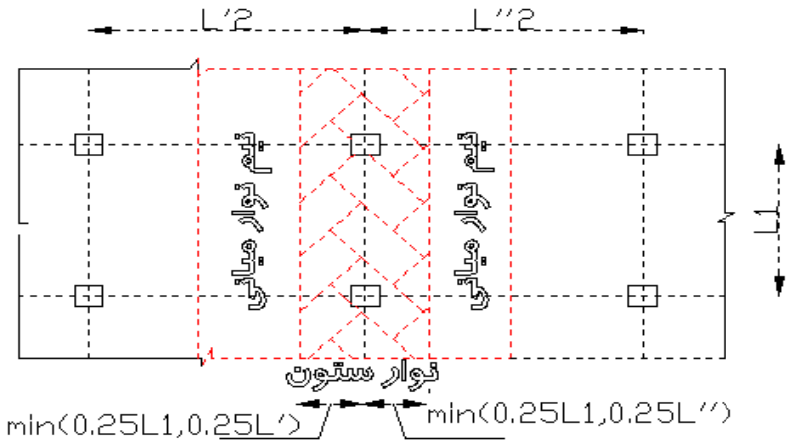
m نسبت طول دهانه کوتاه به دهانه بلند است.

روش طراحی مستقیم:

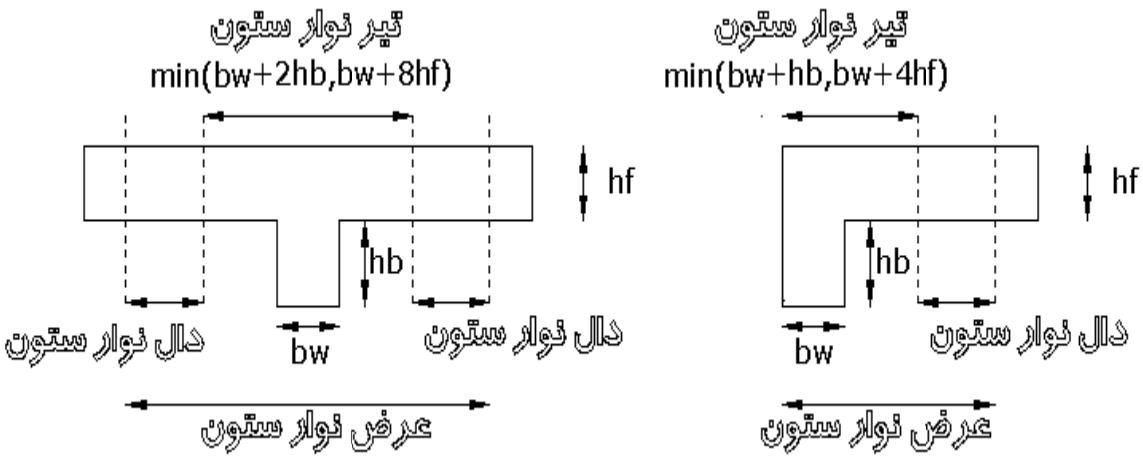
مقدمه :

درروش 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 قرارگرفته 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 قرارمیگیرد.اعضای خمشی در این حالت شامل تیر (در صورت وجود) و عرض دال در محدوده مرکز تامرکزچشمه های دال طرفین تیر بوده که به آنها دال- تیر یا نوار دال گفته می شود.

دال تیر یا نواردال 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 هردو طرف نوار ستون قراردارد 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 دوطرف تیر در نظر گرفته می شود . در تیر های گوشه این مقدار حداقل عرض جان تیر بعلاوه ارتفاع بیرون زده تیر و عرض جان تیر بعلاوه چهار برابر ضخامت دال می باشد.



www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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 الاسیسته بتن تیر و دال و I_b و I_s ممان اینرسی تیر ودال 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 وخدمت پذیری می باشد.

روش طراحی مستقیم:

استفاده از این روش در طراحی دلهای 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 درصدطول دهانه باشد.**

۵- **بارها از نوع ثقلی و باتوزیع یکنواخت باشد وبار زنده نباید بیش از دوبرابر بار مرده باشد.**

۶- **برای یک چشمه دال که در هرچهارطرف برروی تیر قرارگرفته است،سختی نسبی تیرها در دوجهت متعامد باید در رابطه زیر صدق کند:**

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

توجه : اندیس یک برای جهت مورد مطالعه و اندیس دو برای جهت عمود برآن مورد استفاده قرارمیگیرد.

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 وبا تکیه گاههای مفصلی است. بنابراین اگر دهانه خالص تیر l_n و دهانه بارگیر آن l_2و بارضریب دار آن W_u باشدلنگر معادل تیر دو سر مفصل از رابطه زیر بدست خواهد آمد که به آن لنگراستاتیکی 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 ودیوارها در نظر گرفته می شود. طول دهانه آزاد نباید از $0.65\ l_1$ کوچکتر درنظر گرفته شود.

۲- توزیع لنگر استاتیکی ضریب دار بین مقاطع لنگر منفی ومثبت:لنگرهای ضریب دارمنفی در وجه داخلی تکیه گاه مستطیلی در نظر گرفته می شوند ودر 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 باضریب منفی: 0.65
- لنگر با ضریب مثبت: 0.35

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

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

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

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

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

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

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

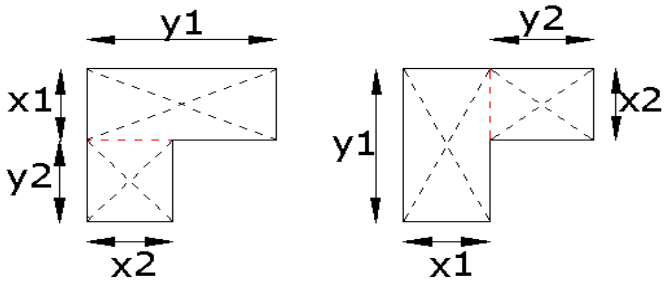
درروابط بالا β_t سختی پیچشی نسبی تیر لبه ای است که در صورت وجود تیر لبه ای از رابطه زیر محاسبه می شود:

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

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 وبلند مستطیل ها می باشد کـه بـرای تمـام مستطیل ها محاسبه وبا هم جمع می شوند. با تغییر ترکیب مستطیل بندی ، مقدار C_{max} محاسبه می شود.



حداکثر مقدار βt 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:

لنگربا ضریب مورد نظر	$\alpha_{f1}l_2/l_1$	β_t	l_2/l_1		
			0.5	1	2
لنگرمنفی داخلی	0	_	75	75	75
	≥1	_	90	75	45
لنگرمنفی خارجی	0	0	100	100	100
		≥2.5	75	75	75
	≥1	0	100	100	100
		≥2.5	90	75	45
لنگرمثبت	0	_	60	60	60
	≥1	_	90	75	45

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 آنهـا قـرار گرفتـه انـد بایـد بـرای لنگـری معادل دو برابر لنگر متعلق به نیم نوار میانی در نوار پوششی مجاور طراحی شوند.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

تقسیم لنگر نوار ستون بین اجزاء آن:

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

۱- اگر $\alpha_{f1}l_2/l_1 \geq 1.0$ **سهم تیر ۸۵ درصد است.**

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

۳- اگر $0 < \alpha_{f1}l_2/l_1 < 1.0$ **سهم تیر با درونیانی بین صفر تا ۸۵ درصد بصورت خطی بدست می آید.**

علاوه بر لنگر فوق تیر ها باید بتوانند لنگر ناشی از بارهای مستقیمی که روی خود آنها قراردارند 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 ستونهائی 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 ۰.۱۶ ودر حالت دال بدون تیر در تکیه گاههای داخلی در حالیکه تیر لبه ای وجودداشته باشد ۰.۳۰ودرحالیکه تیر لبه ای وجود نداشته باشد ۰.۲۶ 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 دودهانه مجاور یک ستون میانی ، اختلاف لنگر به ستونها منتقل خواهد شد. دراینحالت آیین نامه فرض میکند دهانه بلند تر تحت اثر بارمرده بعلاوه نصف بارزنده و دهانه کوتاهتر تحت اثر بار مرده تنها قراردارد ، 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 وپائین 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 برابرپیچش ایجاد شده را داشته باشند ودر صورت لزوم با آرماتور عرضی وطولی مسلح گردد.

برش در دالهای دو طرفه:

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

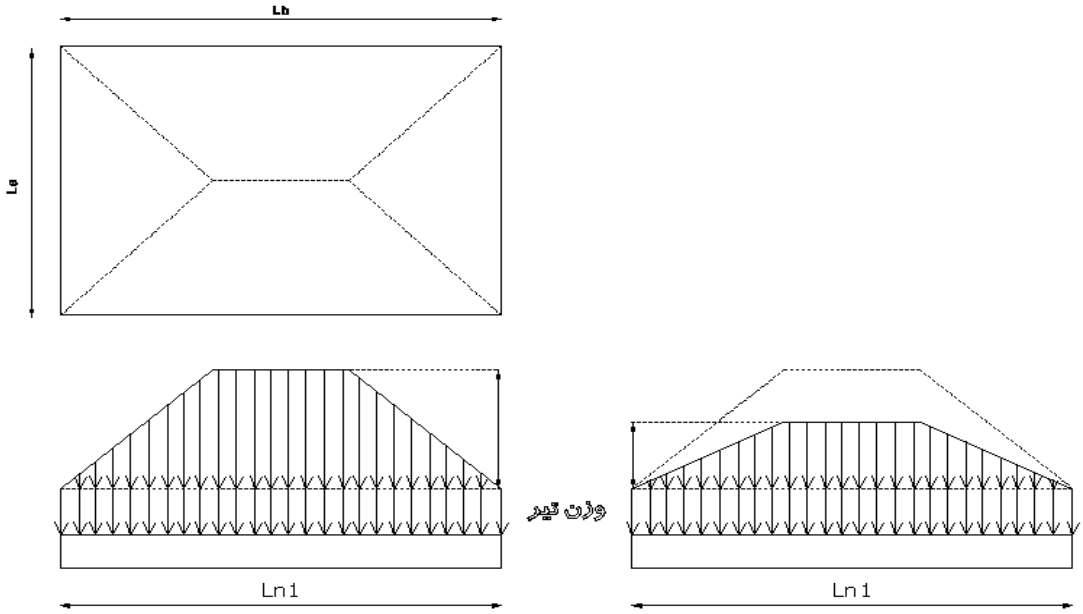
الف : برش در دال دوطرفه با تیر بین تکیه گاهها. در این حالت بارهای وارده بردال از طریق عملکرد برشی به تیر و باهمین عملکرد به ستون منتقل می گردد. برش ایجاد شده در دال یا تیر در این حالت را برش یک طرفه می

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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 ودر دهانه های بلند ذوزنقه ای شکل خواهد بود.

براساس آیین نامه بتن ایران در صورتیکه $\alpha_{f1}l_2/l_1 \geq 1.0$ انتقال برش از دال به تیر در تمام سطح بارگیر انجام می پذیرد . در صورتیکه $0 < \alpha_{f1}l_2/l_1 < 1.0$ بارگذاری تیر با درون یابی بین حداقل بارگیر صفر وحداکثر معادل حالت تمام سطح بارگیر تعیین می گردد.در این حالت آن قسمتی ار 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 رانیز 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 راتحمل نماید.



ب: برش در دالهای دوطرفه تخت: در این حالت برش به دوشکل 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 هرچند 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

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

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

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

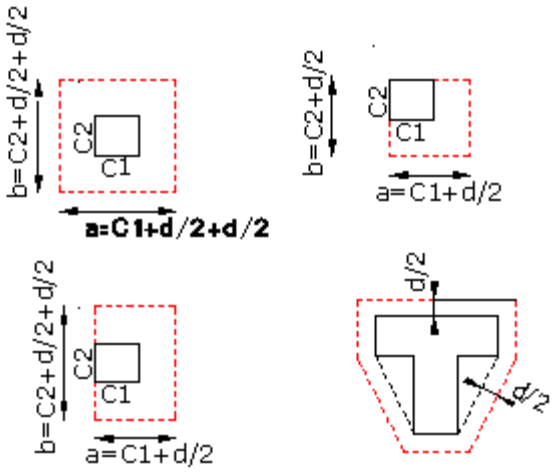
۲- برش دو طرفه:این نوع برش را برش پانچ یا منگنه ای نیز می گویند.مقطع بحرانی برای کنترل برش پانچ به فاصله $d/2$ از بر ستون در نظر گرفته می شود . اگر ستون مستطیل شکل نباشد ، مقطع بحرانی بگونه ای تعیین می گردد که کوچک ترین محیط را ایجاد نماید.این مقطع بحرانی باید بتواند به تنهایی برش موجود را تحمل نماید.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

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

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

$$V_c = 2v_c b_0 d$$

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 ودر 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 تنهائی بتواند نیروی برشی انتقال یافته از بارگذاری را تحمل نماید.

اگر نیروی برشی بتن به تنهائی نتواند نیروی برشی انتقال یافته راتحمل 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 مقاوت بیشتر .

۵- استفاده از فولاد برشی : الف: استفاده از میلگرد.

ب: استفاده از کلاهک برشی.

ج : استفاده از گل میخ های کلاهک 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 که از دال به ستون یا از ستون به دال انتقال می یابد . این لنگر نامتعادل در اثر اختلاف دهانه در دوطرف 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 وانتقال برشی انجام می پذیرد . در صدی از این لنگر که با عملکرد خمشی منتقل می گردد از این رابطه بدست می آید.

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

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 ۱/۵ برابر ضخامت دال یا کتیبه از بر خارجی ستون ودر دو طرف آن محدود است تحمل می شود .آرماتور های مورد نیاز برای تحمل این لنگر خمشی باید در همین عرض جای داده شوند.

M_{uf} با عملکرد خمشی وبا 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} وM_{uvy} درصد لنگر انتقال یافته با عملکرد برشی در جهات x و y ، $A_c = b_0 * d$ ، و J_{cx} و J_{cy} ممان اینرسی قطبی مقطع مقاوم حول محور های xو 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 کلاهک برشی از تنش مجاز برشی بتن در محیط مقطع بحرانی کوچکتر باشد .

۲- در دالهای با کلاهک برشی از دو برابر تنش مجاز برشی در محیط مقطع بحرانی کوچکتر باشد.

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

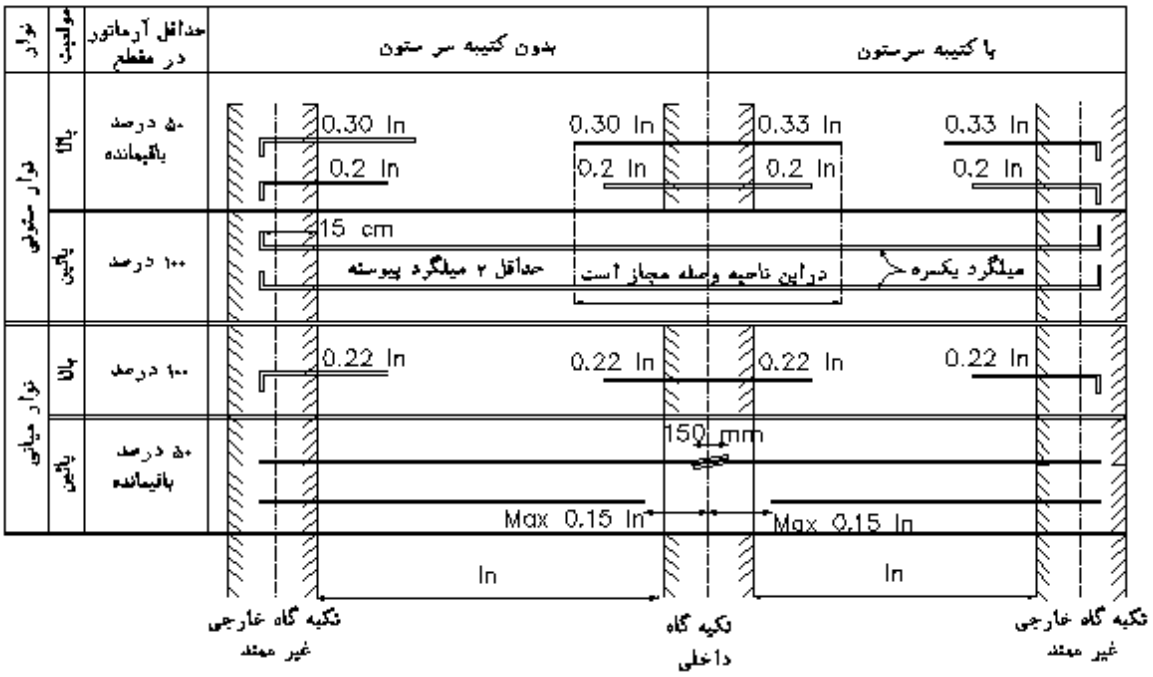
آرماتور گذاری در دالها:

۱-میلگرد خمشی مثبت عمود بربعد ناپیوسته دال باید تا لبه دال ادامه یابند 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 مهاری دیگری در داخل تیر پیشانی یا دیوار یا ستون به طور کامل مهار شود .

۳- برای سیستم های تیر – دالی که در آنها α بزگتر 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 ودر بالای دال در امتداد نیمساز گوشه دال و در پائین دال عمود برآن قرارداده می شود.این آرماتورها تا یک پنجم دهانه دال در هر طرف ادامه می یابند. آرماتور ویژه را می توان در دو شبکه متعامد 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.



۵- در صورت نامساوی بودن دهانه در دو طرف ، دهانه بلند تر ملاک محاسبه می باشد.

۶- در هرنوار ستونی در زیر دال باید حداقل دو میلگرد به طور سراسری از داخل هسته ستونها عبور داده شوند.این میلگردها را می توان در 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 ودر نتیجه مقدارآرماتور 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 تامرکز تکیه گاهها در امتدادآن 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 راباید رعایت نمود:

۱- در ناحیه مشترک دو نوار میانی متقاطع دال می توان هر بازشوئی با هر اندازه ای اجرا نمود.

۲- در ناحیه مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط بازشوهایی باابعاد 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 بازشو هایی 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.

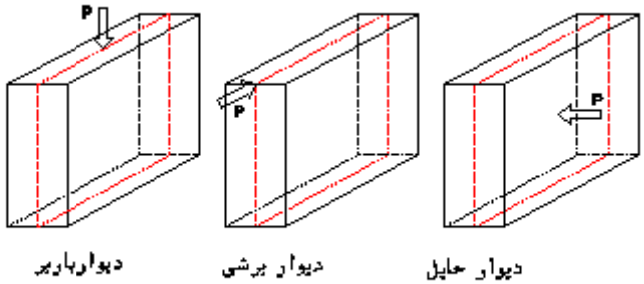
دیوارها:

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 قراردارد.

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 استکه نیرو های وارد برآن عمود بر میان صفحه می باشند و برای مقابله با نیروی ناشی از فشار آب یا خاک بکار می رود.



دیوار ها باید برای کلیه بارهای وارد بر آنها طراحی شوند و به نحو مناسبی به سایر قطعات 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 آرماتور های 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 آرماتور های 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 آرماتورقائم وافقی نبایدبیشتر از ۰/۰۴ در نظرگرفته شود (حتی در وصله ها).

۴- در دیوارها با ضخامت بیش از ۲۵۰ میلیمتربه جز دیوارهای زیر زمین وحائل آرماتورها باید در دو سفره به موازات سطوح دیوار وبا 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 آرماتورها ی 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 هرحالت 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 قرارداده 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 میلگرد با قطر ۱۶ یا معادل آنها قرار داده شود که پس از عبور از گوشه های بازشو 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:

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

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 جلو گیری 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 جلو گیری 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 تامرکز 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 تها باید از نیروی برشی وارد بر مقطع بزگتر مساوی باشد .

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

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:

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

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

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

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

در روابط فوق N_u **برای فشار مثبت ودر کشش منفی در نظر گرفته می شود.درصور تیکه** $(\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2})$ **منفی باشد ار 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 دیوارقرار 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 آرماتور های 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 برآن ρ_h **نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ درنظر گرفته شود . فاصله حداکثر آنها نیز نباید از سه برابرضخامت دیوار ، یک پنجم طول دیوار و یا ۳۵۰ 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 ۰/۰۰۲۵ یا مقدار زیر درنظر گرفته شود . فاصله حداکثر آنها نیز نباید از سه برابرضخامت دیوار ، یک سوم طول دیوار و یا ۳۵۰ میلیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.**

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

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

www.icivil.ir پرتال جامع دانشجویان و مهندسین عمران

طراحی دیوار برشی در برابر خمش:

دیوارهای برشی معمولا تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی قراردارند . در این حالت دیوار مانند یک ستون بتن آرمه مدل می شود که حول محور قوی خود تحت خمش قرارگرفته است.در این حالت میلگردهای برشی قائم می تواند بعنوان میلگرد خمشی منظور گردد. معمولا با صرفنظر از این میلگردها و با فرض $d = 0.8\ l_w$ میلگرد های خمشی طراحی ودر دو طرف دیوار برشی قرارداده 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 وپی بسیار بزرگتر از سایر المانهای سازه ای می باشد و هرچه خاک سست ترو ضعیف تر باشد ، ابعاد فونداسیون وپی 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 صو رتیکه 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 وجوددارد 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 نسبتا زیاد باشد.

۴- پی دیوار : یک پی نواری در زیر دیوار می باشد .

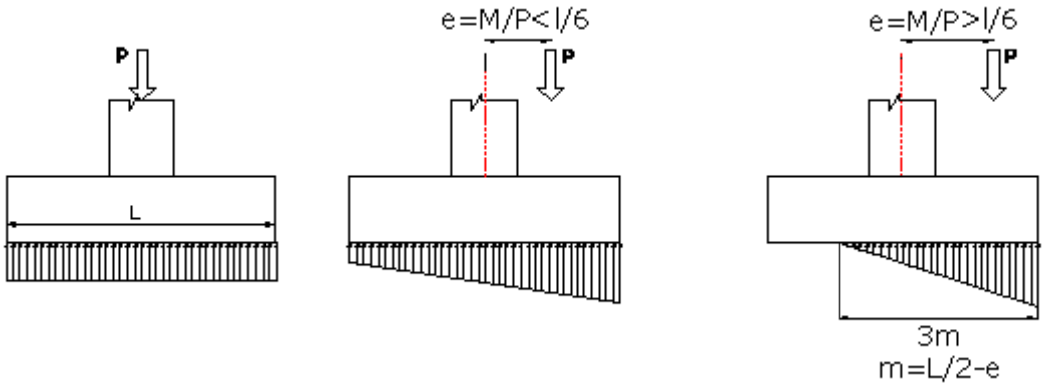
۵- پی نواری:در زمین های سست یا بارهای سازه ای زیاد که امکان تداخل فونداسیون ها زیاد میباشد از پی نواری استفاده می گردد.در این حالت فونداسیون سازه از نوارهای متعامد باهم تشکیل می گردد.

۶- پی گسترده : گاهی ابعاد پی ها بگونه ای زیاد می شود که تمام سطح زیر بنای سازه به پی تبدیل می گردد.ابن 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 کنارهای پی کمتر از وسط پی یا در کناره های پی بیشتر از وسط پی باشد.معمولا 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 لنگرخمشی (نیروی با خروج از مرکزیت کمتر از یک ششم طول):

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

در صور 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 عملا 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:

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

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 صور ت وجود بارهای فوق العاده می توان تنش مجاز را سی و سه درصد بیشتر در نظر گرفت.

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

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

مقدار افزایش تنش در بار های 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 بار های ضـریبدار ، تـنش زیـر 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 سـتون و در بـرش دو طرفـه بـه فاصـله $d/2$ 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 زیـر انجـام 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 گیـرد . در پـی هـای مسـتطیلی در جهـت کوتـاه قسـمتی 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 مـی باشـد.در مـورد 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 مگـر آنکـه آرمـاتور های بکار رفته به اندازه یک سوم بیش از مقدار محاسباتی باشد .که در این حالت نیـز نبایـد کمتـر از ۰/۱۵ درصد باشد.

۳- حداقل قطر آرماتور ۱۰ میلیمتر و حداکثر فاصله آنها نباید از ۱۰۰ میلیمتـر کمتـر واز ۳۵۰ میلیمتـر بیشـتر باشد.

انتقال نیرو از پای ستون ، دیوار یاپایه به پی:

نیروی محوری و لنگر خمشی احتمالی موجود در پای ستون باید به صورت تنش لهیدگی و در محـدوده مجـاز بـه پـی انتقال پیدا نماید.درصورت ناکافی بودن تنش لهیدگی از آرماتورهای انتظار ، پیچ های مهاری یا بسـت هـای مکـانیکی استفاده می گردد.

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

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

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 ۰/۰۰۵ سطح مقطع ستون باشد.

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

کلاف های رابط بین پی های مجاور:

پی های جداا‌ز 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 ها ی 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 ودرفواصل حداکثر ۲۵۰ میلمتر محصور می گردد. میلگرد های طولی کلاف باید در پی های میانی بصورت ممتد باشد ودر پی های کناری در بر ستون مهار گردد.