www.SoftCivil.ir سایت تخصصی سافت سیویل مرجع دانلود رایگان فایل، پروژه و جزوه در عمران و معماری

تغییرات مهم مبحث نهم ویرایش ۹۸

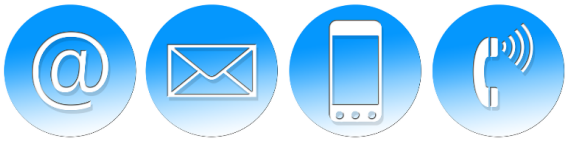
برگزار کننده: سازمان نظام مهندسی استان آذربایجان شرقی

مسعود حسین زاده اصل

زمستان ۱۳۹۸

انجام پروژه های دانشجویی مهندسی عمران

(کارشناسی و کارشناسی ارشد)



تلفن: ۰۹۳۹ ۳۷۵ ۴۰۰۱

ایمیل: Info@SoftCivil.ir
30vil68@Gmail.com

تلگرام: @SoftCivil.ir

اینستاگرام: @SoftCivil.ir

www.SoftCivil.ir سایت تخصصی سافت سیویل مرجع دانلود رایگان فایل، پروژه و جزوه در عمران و معماری

بنام خدا

فهرست مطالب

۱ ضرایب ترک خوردگی اعضای بتنی ۱

۱-۱ سختی خمشی تیر ها و ستونها ۱

۱-۲ کنترل ستونهایی که دیوار برشی قطع شده را تحمل می کنند ۳

۲ ترکیب بارهای طراحی سازه های بتن آرمه ۷

۲-۱ ترکیب بارهای بتن - مبحث ششم و نهم ۷

۲-۱ ضریب کاهش بار زنده ۸

۳ پوشش بتن ۹

۳-۱ جزئیات ضوابط لرزه ای تنگها ۱۰

۴ دالهای دوطرفه ۱۱

۵ طول مهار قلاب دار ۱۳

۵-۱ مهار قلاب انتهای تیر داخل هسته ستون با شکل پذیری متوسط و ویژه ۱۳

۶ ستونهای با شکل پذیری متوسط ۲۰

۷ آرماتور جلدی ۲۲

۸ آرماتور حداقل در پی گسترده ۲۳

۹ آرماتور حداقل در پی نواری ۲۳

۱۰ جزئیات خم میلگردهای ستون داخل پی ۲٤

۱۱ کنترل خیز ۲۵

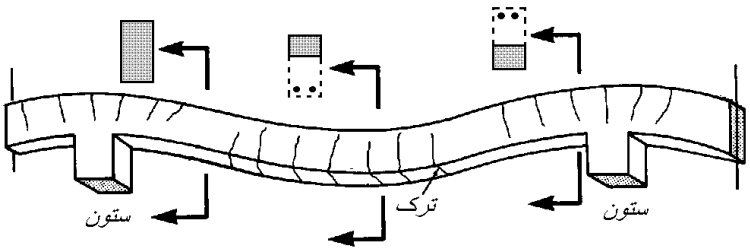
۱۲ کنترل خیز تیرها ۲٦

۱۳ کنترل لرزش ۲٦

۱۴ میلگرد پیوستگی تیرچه ۲۷

۱۵ برش چشمه اتصال ۲۸

۱ ضرایب ترک خوردگی اعضای بتنی



۱-۱ سختی خمشی تیر ها و ستونها

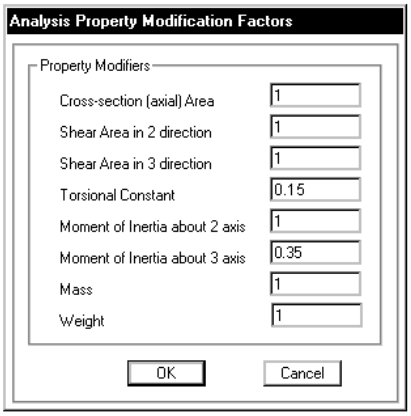
نظر استاندارد ۲۸۰۰ در مورد ضریب ترک خوردگی اعضا در فایل طراحی سازه

۵-۵-۳ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها ۰/۳۵ Ig، برای ستون‌ها ۰/۷ Ig، و برای دیوارها ۰/۳۵ Ig یا ۰/۷ Ig نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر Δ- P نیزصرف‌نظر کرد.

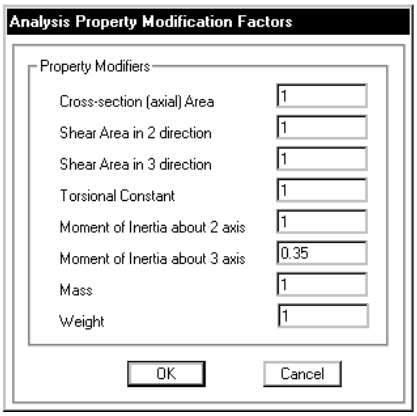
طبق بند فوق در تمامی سازه های بتنی (چه مهار شده و چه مهار نشده) ضرایب سختی تیرها برابر 0.35، ستونها برابر 0.7 و دیوارها بسته به اینکه ترک بخورند یا نه برابر 0.35 و یا 0.7 منظور خواهد شد.

- ضرایب سختی تیرها و ستونها در قابهای خمشی بتنی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (جهت طراحی سازه و نیز محاسبه تغییرمکانها):

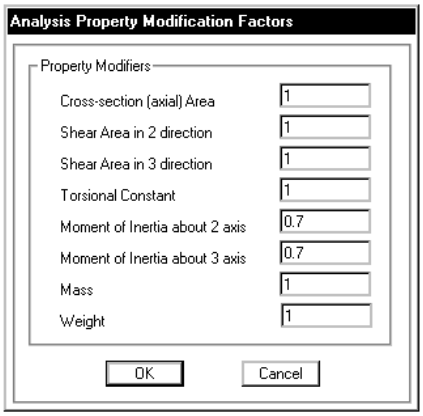
Beam (With compatibility torsion)



Beam



Column



- ضرایب Mass و Weigth در شکل فوق را در تیرها به دلیل همپوشانی بتن سقف و تیر در ایتبس می توان عددی کمتر از یک وارد کرد. این ضریب برای هر تیر بسته به ابعاد آن و درصد همپوشانی آن با سقف متغییر است و بهتر است در جهت اطمینان برابر یک وارد شود.
- طبق نظر برخی از طراحان در تیرها، علاوه بر ممان اینرسی 3 axis باید ضریب 2 axis نیز برابر 0.35 وارد شود. کاهش این ضریب در نتایج طراحی اعضا ناچیز است و در کنترل دریفت تاثیر اندکی دارد.

انتشار مطالب این جزوه "با ذکر منبع" بلامانع است https://telegram.me/hoseinzadehasl www.hoseinzadeh.net

نظر مبحث نهم (ویرایش سال ۹۲)

۹-۱۳-۸-۴ اثر ترک‌خوردگی

در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک‌خوردگی باید با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت محاسبه شود. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک‌خوردگی می‌توان:

- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۳۵ و ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.
- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل ۰/۵ و ۱ برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.

سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند ۰/۳۵ و در غیر این صورت ۰/۷ برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

نظر مبحث نهم (ویرایش ۹۸)

۹-۶-۵-۳-۱-۱ مشخصات مقطع شامل ممان اینرسی و سطح مقطع اعضا باید بر اساس جدول‌های ۹-۶-۲ (الف) و یا ۹-۶-۲ (ب) محاسبه شوند؛ مگر آن که بتوان آن‌ها را از تحلیل‌های دقیق‌تری به دست آورد. در صورت وجود بارهای جانبی دائمی، ممان اینرسی ستون‌ها و دیوارها را باید بر ضریب $(1+\beta_{ds})$ تقسیم نمود. β_{ds} برابر با نسبت برش دائمی در کل طبقه به حداکثر برش کل طبقه در همان ترکیب بار می‌باشد. ممان اینرسی ناخالص تیرهای T شکل با منظور کردن عرض موثر بال محاسبه می‌شود؛ و یا دو برابر ممان اینرسی ناخالص مقطع مستطیلی جان منظور می‌گردد.

جدول ۹ ۶ ۲ الف ممان اینرسی و سطح مقطع مجاز اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو و شرایط آن		ممان اینرسی	سطح مقطع برای تغییرشکل محوری	سطح مقطع برای برای تغییرشکل برشی
ستون‌ها		$0.7I_g$	$1.0A_g$	$h_w h$
دیوارها	ترک نخورده	$0.7I_g$		
	ترک خورده	$0.35I_g$		
تیرها		$0.35I_g$		
دال‌های تخت و دال‌های قارچی		$0.25I_g$		

جدول ۹-۶-۲-ب مقادیر دقیق‌تر ممان اینرسی اعضا در تحلیل الاستیک برای بارهای ضریب‌دار

عضو	مقادیر ممان اینرسی		
	حداقل	I	حداکثر
ستون‌ها و دیوارها	$0.35I_g$	$(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g})(1-\frac{M_u}{P_u h}-0.5\frac{P_u}{P_0})$	$0.875I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)(1.2-0.2\frac{b_w}{d})I_g$	$0.5I_g$

تبصره – در اعضای خمشی ممتد می‌توان برای I مقدار متوسط آن را در مقاطع با لنگرهای خمشی مثبت و منفی بحرانی در نظر گرفت. همچنین برای P_u و M_u باید مقادیر متعلق به ترکیب بار مورد نظر و یا ترکیبی که حداقل مقدار I را به دست می‌دهد، منظور نمود.

۹-۶-۵-۳-۱-۲ در تحلیل برای بارهای جانبی ضریب‌دار می‌توان ممان اینرسی کلیه‌ی اعضا را برابر $0.5I_g$ در نظر گرفت؛ یا می‌توان ممان اینرسی اعضا را با استفاده از روش‌های دقیق‌تری که سختی موثر همه اعضا تحت بار را منظور می‌نماید، محاسبه نمود.

- در پیش نویس مبحث نهم نیز همانند استاندارد ۲۸۰۰، سختی خمشی تیرها برابر 0.35 و ستونها برابر 0.7 می باشد. بنابراین برخلاف مبحث نهم ویرایش ۹۲، هم در سازه های مهار شده و هم در سازه های مهار نشده، ضریب کاهش سختی تیرها و ستونها به ترتیب برابر 0.35 و 0.7 می باشد. بنابراین در تمامی سازه ها (حتی سازه هایی که دیوار برشی دارند) این ضرایب ثابت و برابر 0.35 و 0.7 پیشنهاد می شود.

۲-۱ کنترل ستونهایی که دیوار برشی قطع شده را تحمل می کنند.

مبحث نهم (ویرایش ۹۸)

در ACI-318-2019 و نیز پیش نویس مبحث نهم الزاماتی در رابطه با آرماتورهای عرضی ستونهایی که دیوارهای برشی قطع شده را تحمل می کنند ارائه شده است:

۹-۲۰-۵-۳-۳-۵ در ستون هائی که عکس العمل اعضای ناپیوسته سخت را تحمل می‌کنند، مانند ستون های واقع در زیر دیوارهای منقطع ، باید آرماتورهای عرضی ویژه مطابق ضوابط (الف) و (ب) زیر بکار برده شود:

الف- در مواردی که بار محوری فشاری ضریب دارستون در اثر زلزله از $0.10A_g f'_c$ تجاوز نماید، باید از آرماتورهای عرضی با فواصل s_0 از یکدیگر مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ در تمام ارتفاع ستون واقع در زیر طبقه ای که در آن ناپیوستگی قرار دارد استفاده شود. در مواردی که نیروهای طراحی برای منظور نمودن اثرات اضافه مقاومت اجزای قائم سیستم باربر مقاوم در برابر زلزله تشدید شده اند، محدودیت $0.10A_g f'_c$ باید به $0.25A_g f'_c$ افزایش داده شود.

ب- آرماتورهای عرضی ستون باید به اندازه ای برابر با حد اقل طول گیرایی آرماتور طولی ستون، l_a ، با بیشترین قطر، که بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ تعیین میشود، در داخل عضو منقطع ادامه یابد. در مواردی که انتهای تحتانی ستون بر روی یک دیوار متکی است، آرماتورهای عرضی مورد نیاز باید به اندازه طول l_a ، مربوط به آرماتور طولی ستون با بیشترین قطر در داخل دیوار ادامه داده شود. در مواردی که انتهای ستون بر روی شالوده واقع شده است، آرماتورهای عرضی قسمت (الف) باید به اندازه حد اقل ۳۰۰ میلیمتر در داخل شالوده ادامه یابند.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل۱۰ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می شوند فاصله انها، s_0 ، باید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شود:

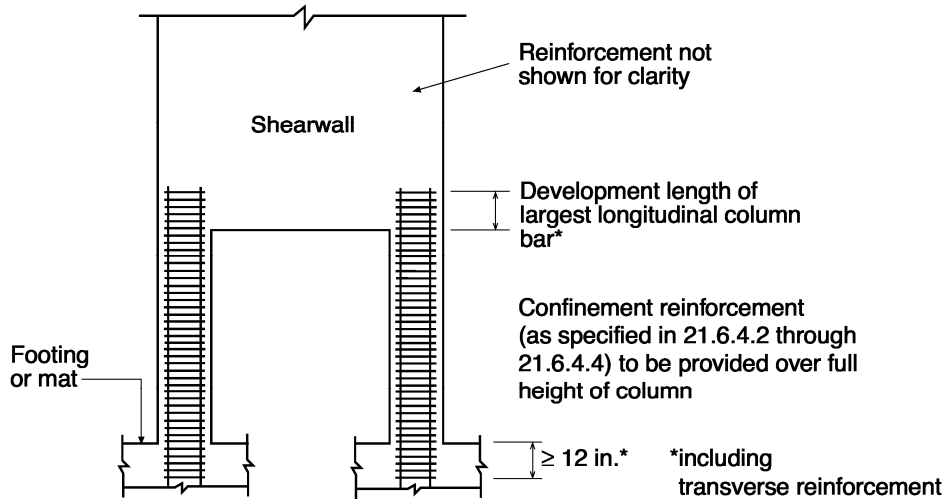
الف- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال وکمتر - ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون ولی نه بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر

ب- برای فولادهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال وبیشتر - ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ولی نه بیشتر از ۱۵۰ میلیمتر

پ- نصف کوچکترین بعد مقطع ستون

فاصله اولین خاموت بسته از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف مقادیر فوق در نظر گرفته شود.

شکل زیر نمونه ای از آرماتور گذاری عرضی ستونهایی که دیوار برشی قطع شده را تحمل می کنند نشان داده شده است. توجه شود که بر خلاف ستونهای متعارف در قاب خمشی، در این ستونها آرماتورگذاری عرضی ویژه که در ناحیه بحرانی ستون قرار داده می شود باید در سراسر طول ستون و نیز در قسمتی از داخل دیوار ادامه یابد.

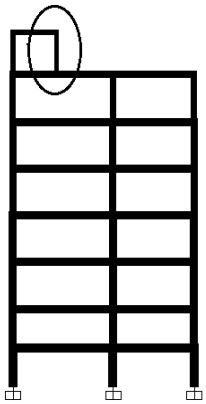


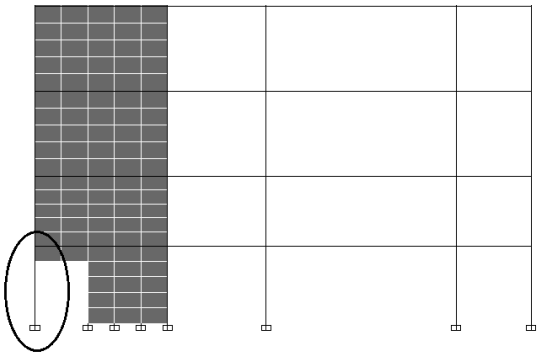
استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۹ افزایش بارجانبی در اعضای خاص

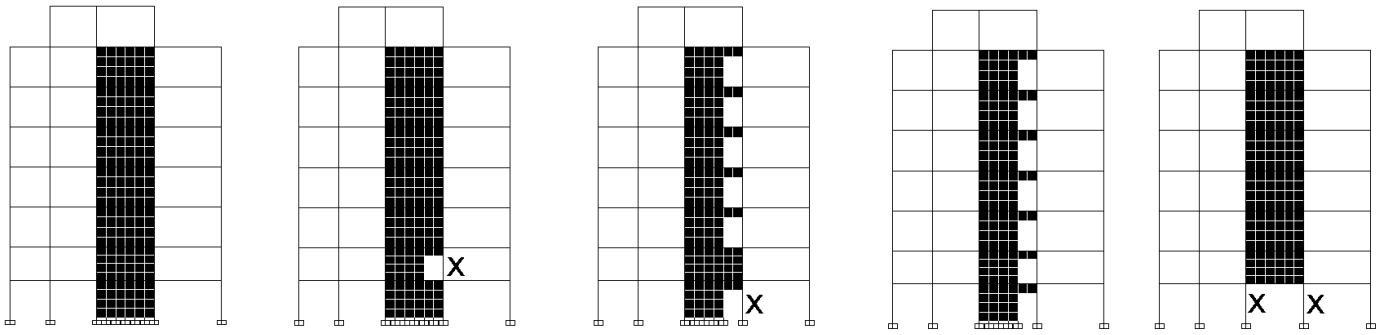
در مواردی که سازه دارای نـامنظمی در پـلان از نـوع" نـامنظمی خـارج از صـفحه" یـا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی در سختی جانبی" می‌باشد و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون‌ها، تیرها، خرپاها و یا کف‌هایی که این اعضـا را تحمـل می‌کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشـدید یافتـه($\Omega_0 E$) طراحی شوند. اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازه نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهایی که این اعضا باید منتقل نمایند، باشند.

- طبق بند فوق از استاندارد ۲۸۰۰ در صورتی که مطابق شکل زیر ادامه دیوار روی ستون قرار گیرد و یا ادامه ستون روی تیر قطع شود، اعضایی که دیوار و یا ستون قطع شده را تحمل می کنند باید برای نیروی محوری عضو قطع تحت زلزله تشدید یافته کنترل شوند.
- کنترل این اعضا توسط نرم افزار انجام نمی شود و باید توسط کاربر کنترل شوند.



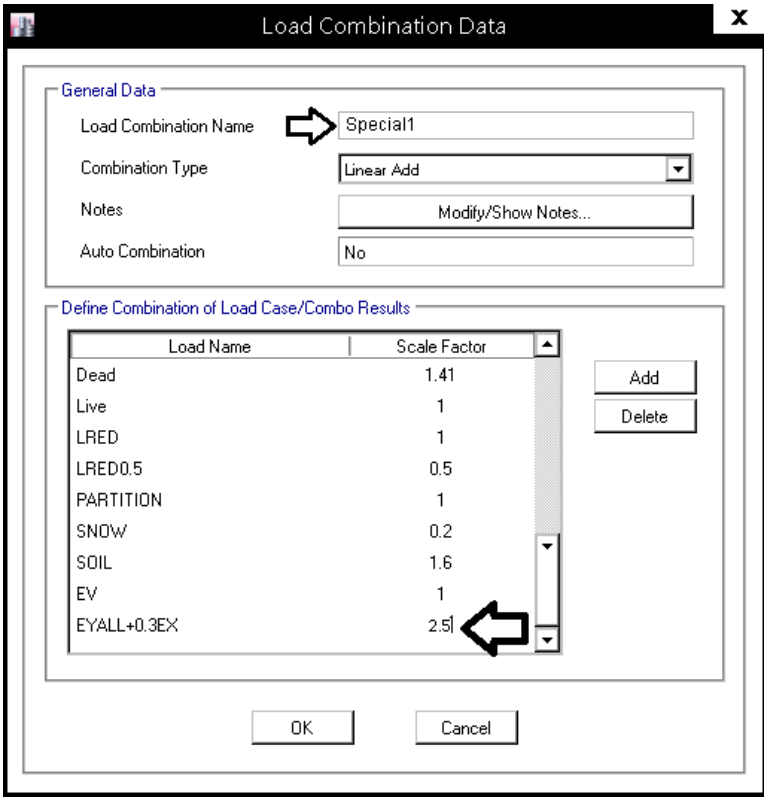


- در شکلهای زیر ستونهایی که با علامت X مشخص شده اند باید برای نیروی محوری تشدید یافته کنترل شوند.

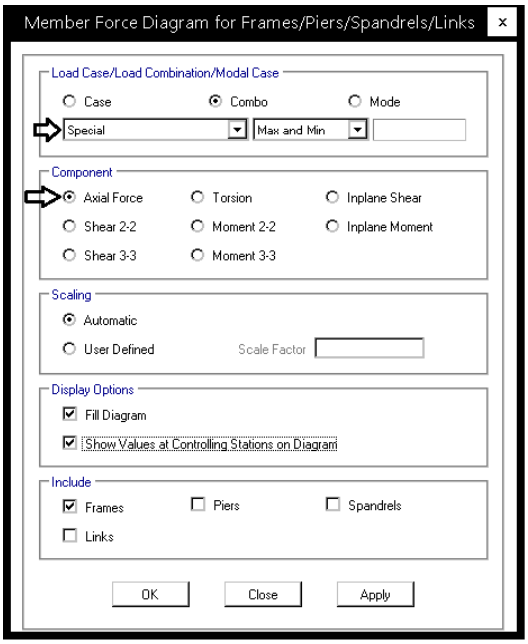


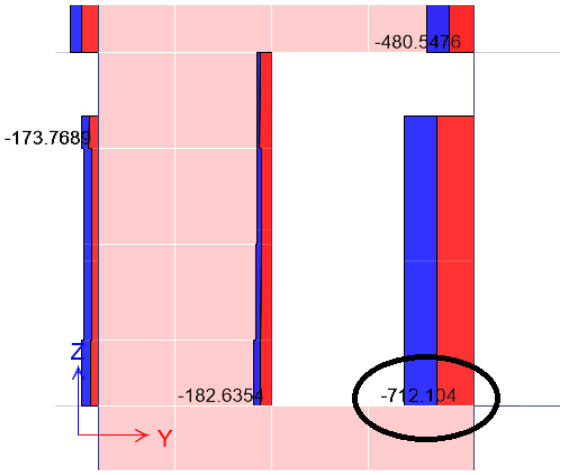
مراحل کنترل ستونهایی که دیوارهای برشی قطع شده را تحمل می کنند

۱- برای ترکیب های مختلف از زلزله ها (+ و -) ترکیب بار تشدید یافته مطابق شکل زیر ساخته شود.

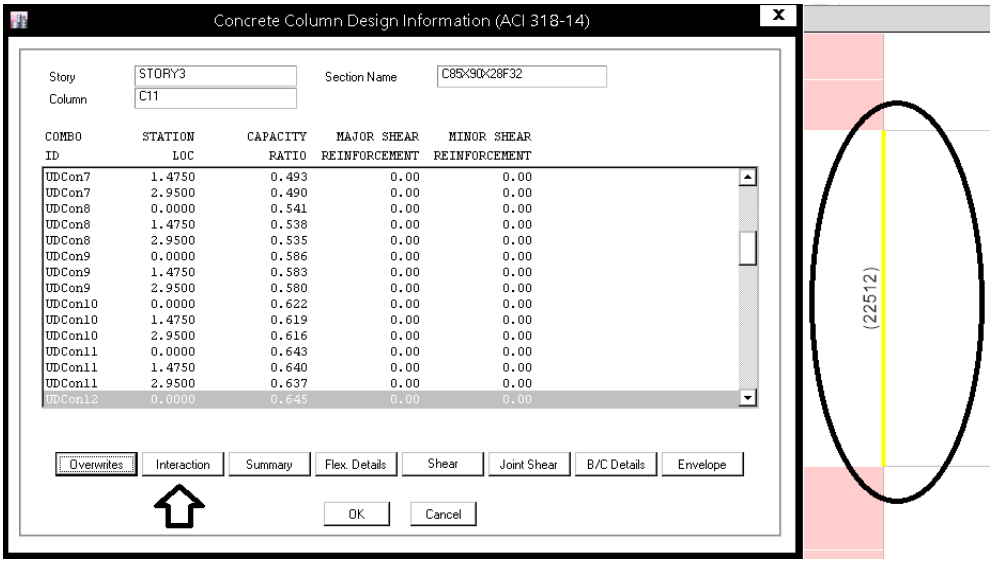


۲- مطابق شکل زیر نیروی محوری (712 ton) وارد بر ستون مورد نظر را تحت ترکیب بار ویژه بخوانید. بیشترین نیرو تحت ترکیب بارهای مختلف باید استخراج شود. می توان یک ترکیب بار پوش (ENVELOPE) از ترکیب بارهای تشدید یافته ایجاد کرد.



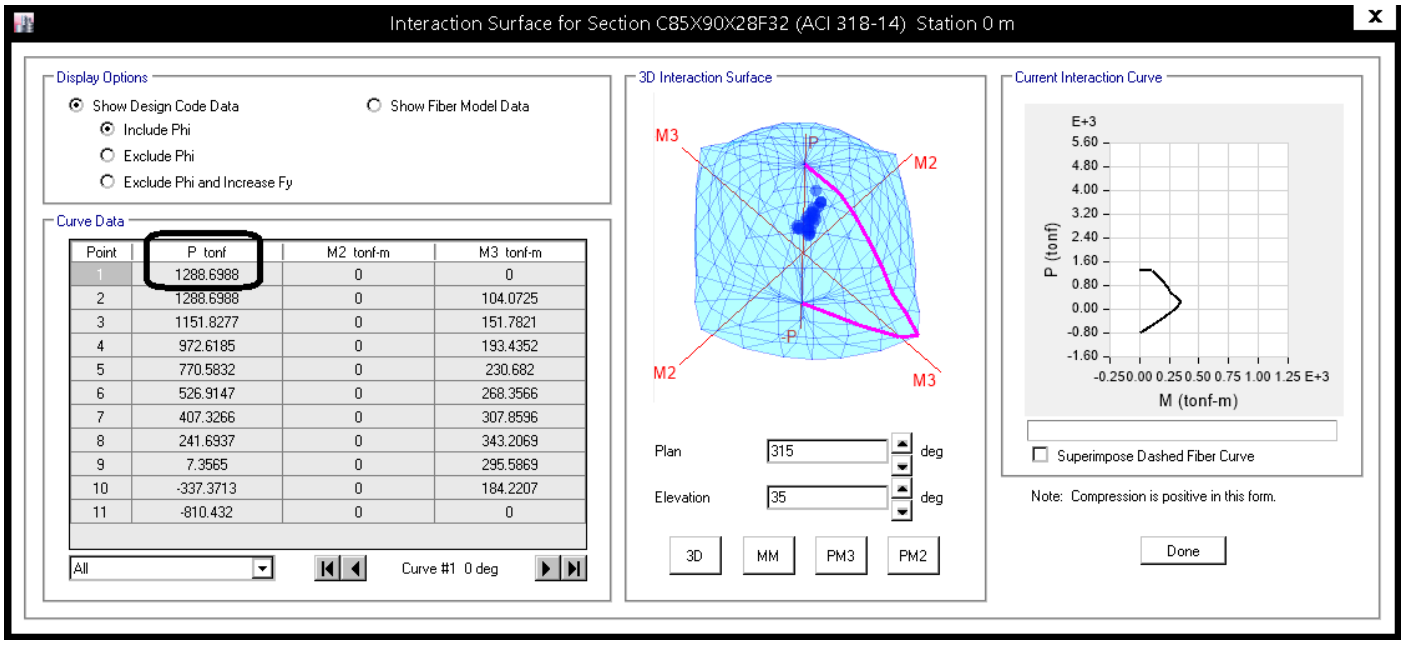


۳- سازه را طراحی کنید و سپس بر روی ستون مورد نظر کلیک راست کنید و سپس کزینه INTERACTION را انتخاب کنید.



۴- ظرفیت محوری ستون را مطابق شکل زیر بخوانید. در این ستون ظرفیت 1288 ton می باشد.

نیروی وارده (712 ton) باید کمتر از ظرفیت ستون (1288 ton) باشد. بنابراین در این مثال ستون کفایت کافی را دارد.



۲-۱ ترکیب بارهای بتن - مبحث ششم و نهم

مبحث ششم (ویرایش ۹۲)

۶-۲-۳-۲ ترکیب بارهای حالت‌های حدی نهایی در طراحی ساختمان‌های بتن‌آرمه

در طراحی ساختمان‌های بتن‌آرمه، موضوع مبحث نهم مقررات ملّی ساختمان، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها، اعضاء و شالوده‌های آنها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشد:

۱) ۱٫۲۵D+۱٫۵L+۱٫۵(L_r یا S یا R)

۲) D+۱٫۲L+۱٫۲(L_r یا S یا R)+۱٫۲(W یا ۰٫۷E)

۳) ۰٫۸۵D+۱٫۲(W یا ۰٫۷E)

۴) ۱٫۲۵D+۱٫۵L+۱٫۵(L_r یا S یا R) +۱٫۵(H یا ۰٫۸۴F)

۵) ۰٫۸۵D+۱٫۵(H یا ۰٫۸۴F)

۶) D+۱٫۲L+۱٫۲(L_r یا S)+T

۷) ۱٫۲۵D+۱٫۵T

مبحث نهم ویرایش ۹۸:

جدول ۹-۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری

شماره‌ی رابطه	بار اصلی	ترکیب‌های بارگذاری
(۹-۷-۱)	D	1) $U = 1.4D$
(۹-۷-۲)	L	2) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۹-۷-۳)	L_r or S or R	3) $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$
(۹-۷-۴)	W	4) $U = 1.2D + 1.0L + 1.0W + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۹-۷-۵)	E	5) $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$
(۹-۷-۶)	W	6) $U = 0.9D + 1.0W$
(۹-۷-۷)	E	7) $U = 0.9D + 1.0E$

۱-۲ ضریب کاهش بار زنده

مبحث نهم (ویرایش ۹۸):

۹-۷-۳-۲-۲ ضریب بار مربوط به بار L را در رابطه‌های (۹-۷-۳)، (۹-۷-۴) و (۹-۷-۵)، می‌توان به ۰/۵ کاهش داد؛ مگر در بارگذاری پارکینگ‌ها، بارگذاری محل‌های ازدحام عمومی، و محل‌هایی که در آن‌ها میزان بار زنده بیش از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع باشد. استفاده از ضریب ۰/۵ مورد اشاره در کنار بار زنده‌ی کاهش یافته نیز مجاز است.

مبحث ششم ویرایش ۹۲:

- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰/۵ منظور نمود.

مبحث نهم (ویرایش ۹۲):

جدول۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

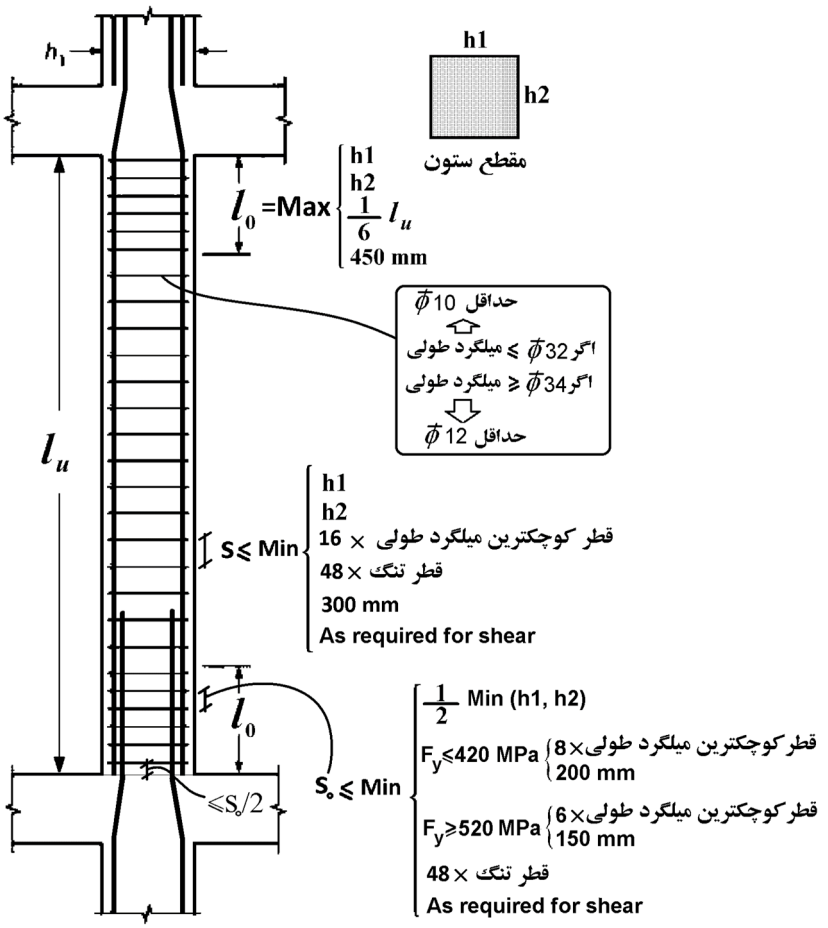
نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوار ها وپوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

مبحث نهم (ویرایش ۹۸):

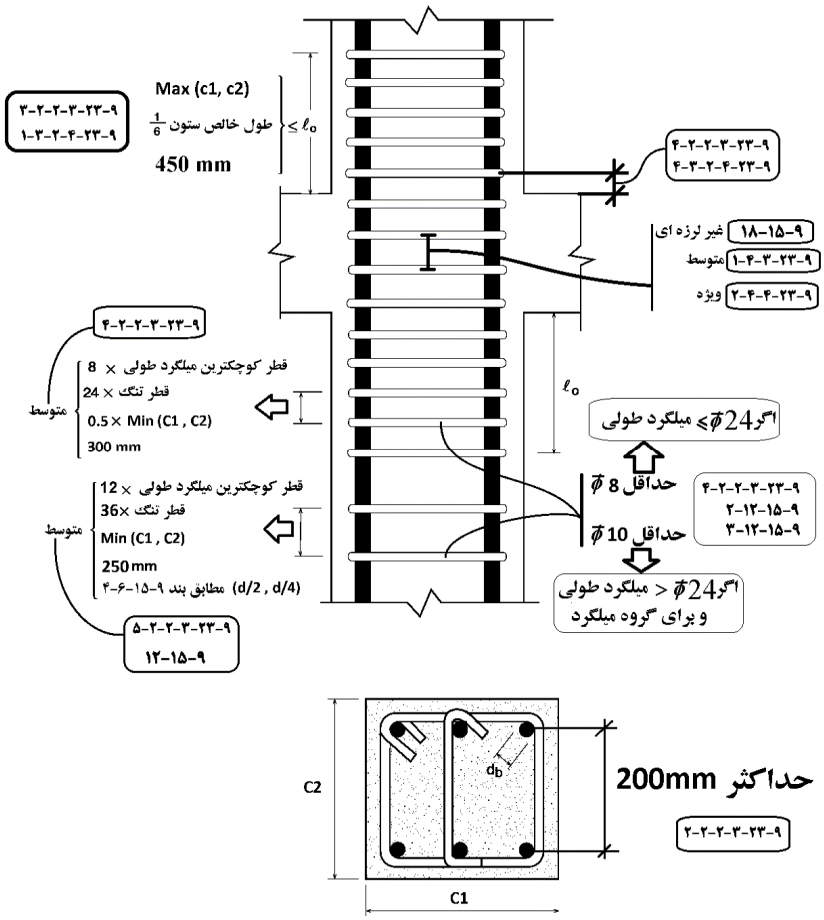
جدول ۹-۴-۶ پوشش بتن روی میلگرد برای اجزاء بتنی

شرایط محیطی سازه بتنی	نوع عضو	میلگردها	پوشش روی میلگردها (mm)
بتن در تماس دائم با خاک است	کلیه اعضاء	کلیه میلگردها	۷۵
بتن در تماس با هوا و یا تماس غیر دائم با خاک است	کلیه اعضاء	میلگردهای به قطر ۱۸ تا ۵۸ میلیمتر	۵۰
		میلگردها و سیم‌های به قطر ۱۶ میلیمتر و کمتر	۴۰
بتن در تماس با هوا و یا خاک نیست	دال‌ها، تیرچه‌ها و دیوارها	میلگردهای بزرگتر از قطر ۳۶ میلیمتر	۴۰
		میلگردهای قطر ۳۴ میلیمتر و نازک‌تر	۲۰
	تیرها، ستون‌ها، ستون‌پایه‌ها و اعضای کششی	آرماتورهای طولی، خاموت‌ها، بست‌ها، دورپیچ‌ها و تنگ‌ها	۴۰

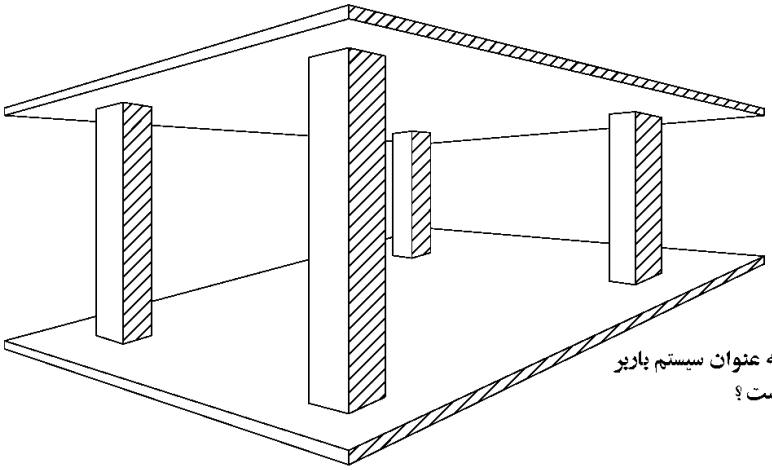
مبحث نهم ویرایش ۹۸:



مبحث نهم ویرایش ۹۹:



۴ دالهای دوطرفه



ایا استفاده از دال تخت به عنوان سیستم باربر جانبی مجاز است ؟

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۳-۵-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین گردد.

دفتر تدوین ضوابط و استانداردها (www.std2800.ir):

آیا استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون با توجه به بند ۳-۳-۵-۵ برای ساختمانهای سه طبقه و کمتر، به عنوان قاب خمشی بتنی معمولی (R=۳) تلقی می‌گردد یا قاب خمشی بتنی متوسط (R=۵)؟

استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون برای ساختمانهای سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر، به عنوان قاب خمشی بتنی معمولی (R=۳) در نظر گرفته می‌شود.

مشاهده: ۳۴ مرتبه تاریخ نمایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳ آخرین ویرایش: ۱۳۹۵/۰۵/۲۳

مبحث نهم (۱۳۹۸):

۹-۲۰-۵ قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۵ دال های دو طرفه بدون تیر

۹-۲۰-۵-۵-۹ در سازه های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد، استفاده از سیستم دال و ستون بصورت سیستم قاب متوسط و یا سیستم دو گانه مجاز نمی باشد.

با توجه به متن مبحث نهم (پس از تصویب نهایی آن)، در صورتی که شرایط زیر مهیا شود، می توان از ترکیب دال- ستون به عنوان قاب خمشی استفاده کرد:

۱- سازه حداکثر سه طبقه باشد و یا ارتفاع آن حداکثر ۱۰ متر باشد (استاندارد ۲۸۰۰)

۲- سازه در مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد (A=0.35) نباشد.

۳- درجه اهمیت سازه بسیار زیاد (I=1.4) نباشد.

۴- ضوابط بندهای ۹-۲۰-۵-۵ مبحث نهم (پیش نویس) رعایت گردد.

در صورتی که تمامی شرط فوق همزمان برقرار باشد، می توان از سیستم دال- ستون به عنوان قاب خمشی متوسط استفاده نمود.

۹-۲۰-۵-۵-۱ لنگرهای ضریب دار دالها در تکیه گاهها باید برای ترکیب های بارگذاری، شامل اثرات زلزله، محاسبه گردند. آرماتور مورد نیاز برای تحمل M_{sc} باید در عرض نوار ستونی تعریف شده در بند ۹-۱۰-۲-۵ قرار داده شوند.

۹-۲۰-۵-۵-۲ آرماتورهائی که در عرض موثرتعریف شده در بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳ قرار داده می شوند باید برای لنگر $\gamma_f M_{sc}$ طراحی شوند. عرض موثر برای نواحی اتصال واقع در لبه های خارجی و گوشه های دال نباید فراتر از اندازه c_t، که در جهت عمود بر امتداد دهانه دال اندازه گیری می شود، از بر ستون ادامه داده شود.

۹-۲۰-۵-۵-۳ حد اقل نصف آرماتورهای نوار ستونی در تکیه گاهها باید در محدوده عرض موثر دال، که در بند ۹-۱۰-۶-۴-۲-۳ تعیین شده است، قرار داده شود.

۹-۲۰-۵-۵-۴ حد اقل یک چهارم آرماتورهای فوقانی نوار ستونی در تکیه گاه باید در تمام طول دهانه دال بصورت ممتد ادامه داده شود.

۹-۲۰-۵-۵-۵ آرماتورهای پیوسته تحتانی نوار ستونی نباید از یک سوم آرماتور فوقانی این نوار در تکیه گاه کمتر باشند.

۹-۲۰-۵-۵-۶ حد اقل نصف آرماتورهای تحتانی نوار میانی و نیز کل آرماتورهای تحتانی نوار ستونی در وسط دهانه باید بصورت سراسری ادامه داشته و در تکیه گاه طوری مهار شوند که قادر به تحمل تنش تسلیم مطابق ضوابط بند ۹-۱۰-۹-۶-۲ باشند.

۹-۲۰-۵-۵-۷ در لبه های خارجی دال کلیه آرماتورهای فوقانی و تحتانی در تکیه گاه باید مطابق ضوابط بند۹-۱۰-۹-۶-۲ در بر تکیه گاه برای تحمل تنش f_y مهار شوند .

۹-۲۰-۵-۵-۸ در مقاطع بحرانی برای ستونهایی که در بند ۹-۸-۵-۲-۱ تعریف شده اند تنش برشی دو طرفه ایجاد شده در اثر بارهای قائم ضریب دار نباید از $0.4\emptyset V_c$ تجاوز نماید. V_c از بند ۹-۸-۵-۳ محاسبه می‌شود. در صورتی که در دال ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴ رعایت شده باشد نیازی به منظور نمودن ضابطه این بند نیست.

۵-۱ مهار قلاب انتهای تیر داخل هسته ستون با شکل پذیری متوسط و ویژه

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

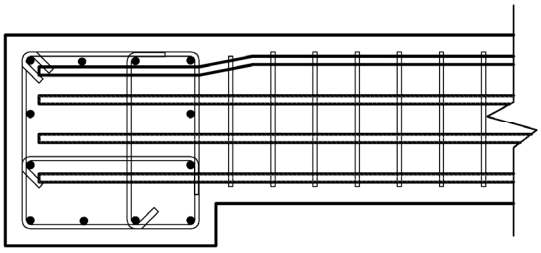
۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه اتصال تیر به ستون قطع می شوند باید تا انتهای مقابل هسته ناحیه اتصال ادامه داشته و طول گیرائی آنها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۵ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۰-۶-۵-۵-۱ طول گیرایی میلگردها ، l_{dh} ، که به قلاب استاندارد ختم شده اند باید با استفاده از رابطه (۹-۲۰-۱۱) محاسبه شود ولی نباید کمتر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f_c'}\right) \qquad (۹-۲۰-۱۱)$$

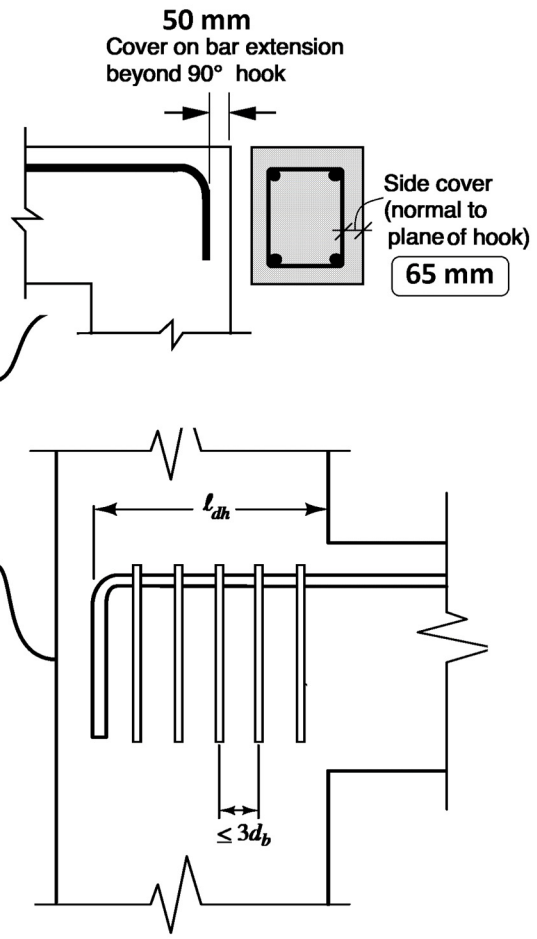
۹-۲۰-۶-۵-۵-۲ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته محصورشده ستون‌ها و یا در اجزای لبه دیوارها مهار شده و خم آنها بطرف داخل ناحیه اتصال باشد.



۹-۲۱-۲-۷ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

۹-۲۱-۲-۷-۱ طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش، l_{dh}، باید حداقل برابر مقدار رابطه (۹-۲۱-۵) در نظر گرفته شود. مقدار l_{dh} در هیچ حالت نباید کمتر از $8d_b$ و یا ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

$$l_{dh} = \left[\cdot/۲۴ k_۱ k_۲ \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b \qquad (۹-۲۱-۵)$$



برای تعیین ضرایب β و λ به بند ۹-۲۱-۲-۴-۱ مراجعه شود.

ضریب $k_۱$ در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلابهای با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلی‌متر و در قلابهای با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و ۵۰ میلیمتر باشد. در این موارد ضریب $k_۱$ را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

ضریب $k_۲$ در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموت‌های با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $3d_b$ محصور شده باشند، در این موارد ضریب k_2 را می‌توان ۰/۸ منظور کرد.

ضریب β، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از $3d_b$ و فاصله‌آزاد میلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر۱/۲ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

لازم نیست حاصلضرب α و β بیشتر از۱/۷ در نظر گرفته شود.

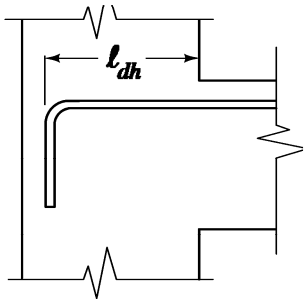
ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.

طول مهاری میلگرد قلابدار l_{dh} و کمترین بعد ستون

No.	d mm	l_{dh} cm	کمترین بعد ستون
1	Ø8	15.0 cm	25.0 cm
2	Ø10	15.0 cm	25.0 cm
3	Ø12	15.0 cm	25.0 cm
4	Ø14	20.0 cm	25.0 cm
5	Ø16	25.0 cm	30.0 cm
6	Ø18	25.0 cm	30.0 cm
7	Ø20	30.0 cm	35.0 cm
8	Ø22	35.0 cm	40.0 cm
9	Ø25	35.0 cm	40.0 cm
10	Ø28	40.0 cm	45.0 cm
11	Ø32	45.0 cm	50.0 cm

رده بتن C25 و میلگرد S400

CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS



25.4—Development of reinforcement

25.4.3 *Development of standard hooks in tension*

25.4.3.1 Development length ℓ_{dh} for deformed bars in tension terminating in a standard hook shall be the greater of (a) through (c):

(a) $\left(\dfrac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23\lambda\sqrt{f_c'}}\right) d_b^{1.5}$ with ψ_e, ψ_r, ψ_o, ψ_c, and λ given in 25.4.3.2

(b) $8d_b$

(c) 150 mm

25.4.3.2 For the calculation of ℓ_{dh}, modification factors ψ_e, ψ_r, ψ_o, ψ_c, and λ shall be in accordance with Table 25.4.3.2. At discontinuous ends of members, 25.4.3.4 shall apply.

25.4.3.3 The total cross-sectional area of ties or stirrups confining hooked bars A_{th} shall consist of (a) or (b):

(a) Ties or stirrups that enclose the hook and satisfy 25.3.2.

(b) Other reinforcement enclosing the hook, that extends at least $0.75\ell_{dh}$ from the enclosed hook in the direction of the bar in tension, and is in accordance with (1) or (2). For members with confining reinforcement that is both parallel and perpendicular to ℓ_{dh}, it shall be permitted to use the value of A_{th} based on (1) or (2) that results in the lower value of ℓ_{dh}.

(1) Two or more ties or stirrups shall be provided parallel to ℓ_{dh} enclosing the hooks, evenly distributed with a center-to-center spacing not exceeding $8d_b$, and within $15d_b$ of the centerline of the straight portion of the hooked bars, where d_b is the nominal diameter of the hooked bar.

(2) Two or more ties or stirrups shall be provided perpendicular to ℓ_{dh}, enclosing the hooked bars, and evenly distributed along ℓ_{dh} with a center-to-center spacing not exceeding $8d_b$, where d_b is the nominal diameter of the hooked bar.

Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension

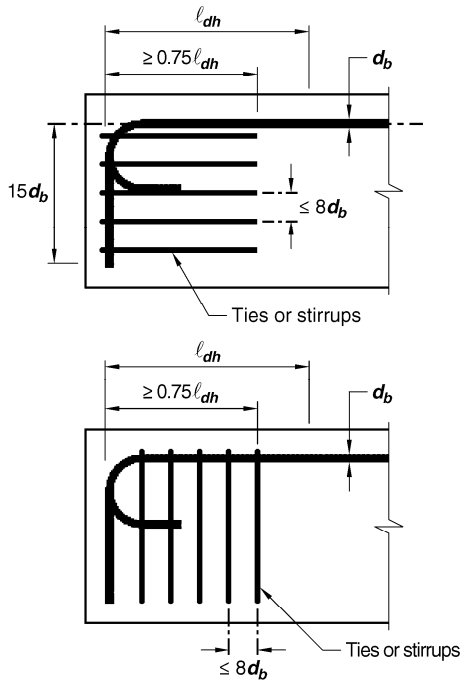
Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Confining reinforcement ψ_r	For No. 34 and smaller bars with $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ or s[1] $\geq 6d_b$[2]	1.0
	Other	1.6
Location ψ_o	For No. 34 and smaller diameter hooked bars: (1) Terminating inside column core with side cover normal to plane of hook ≥ 65 mm, or (2) With side cover normal to plane of hook > $6d_b$	1.0
	Other	1.25
Concrete strength ψ_c	For $f_c' < 42$ MPa	$f_c'/105 + 0.6$
	For $f_c' \geq 42$ MPa	1.0

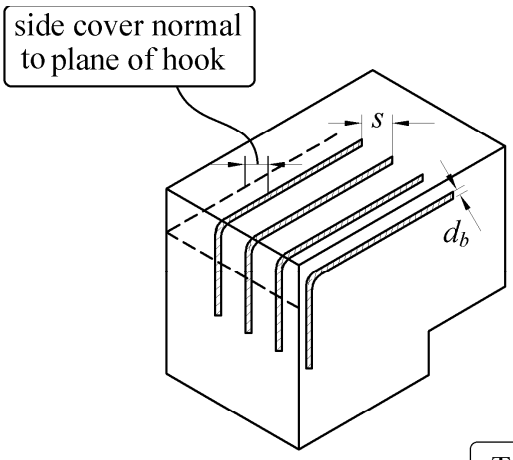
[1] s is minimum center-to-center spacing of hooked bars.

[2] d_b is nominal diameter of hooked bar.

A_{th} = total cross-sectional area of ties or stirrups confining hooked bars

A_{hs} = total cross-sectional area of hooked or headed bars being developed at a critical section



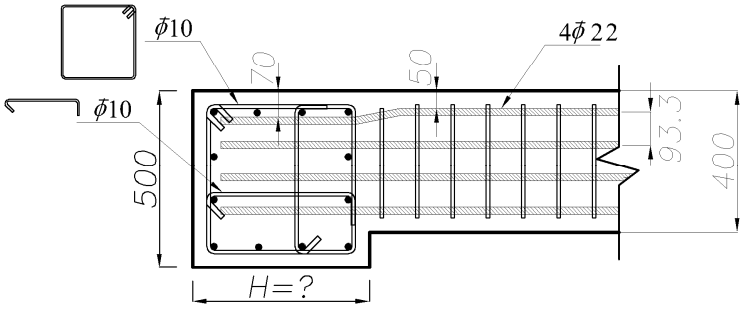


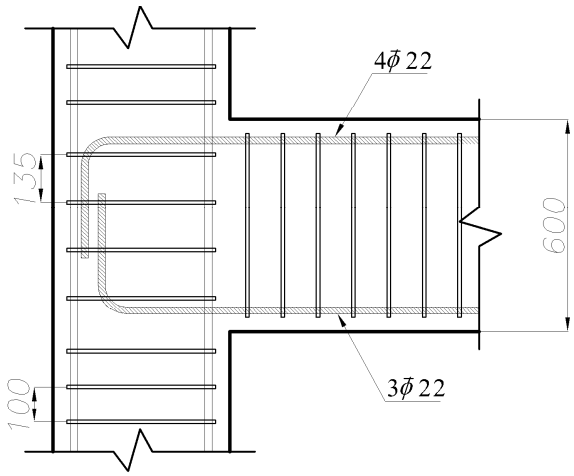
$$\ell_{dh} = \left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f_c'}} \right) d_b^{1.5}$$

- $s \geq 6d_b$ or $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ ⇨ $\Psi_r = 1.0$
- $s < 6d_b$ and $A_{th} < 0.4A_{hs}$ ⇨ $\Psi_r = 1.6$
- Epoxy- coated 1.2, Uncoated 1.0
- Terminating inside column core with side cover normal to plane of hook ≥ 65 mm, or With side cover normal to plane of hook ≥ $6d_b$ ⇨ $\Psi_o = 1.0$
- Other ⇨ $\Psi_o = 1.25$
- $f_c' < 42$ MPa ⇨ $\Psi_c = f_c'/105 + 0.6$
- $f_c' \geq 42$ MPa ⇨ $\Psi_c = 1.0$

مثال:

مطابق شکل زیر یک تیر به ابعاد h=600 mm و b=400 mm به یک ستون به عرض 500 mm متصل شده است. تیر مربوط به لبه کناری سازه بوده و بنابراین به جهت همباد شدن نما، تیر در لبه ستون کار شده است. تیر تحت لنگر منفی می باشد و میلگردهای فوقانی تحت کشش هستند. بتن از نوع C25 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)





- با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 70 mm می باشد:

$$side\ cover = 70\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$$

- در طول قلاب ۳ تنگ بسته همراه با سنجاق قرار گرفته و بنابراین ۳ ساق $\varphi 10$ داریم:

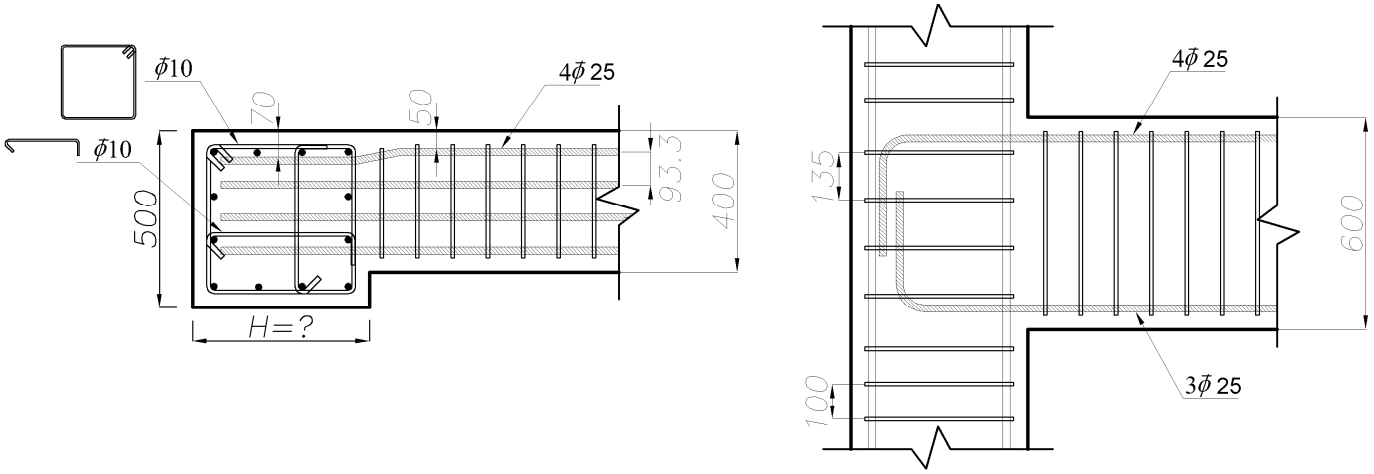
$$\left.\begin{array}{l} A_{th} = 3 \times (3\varphi 10) = 3(3\pi \times 5^2) = 706\ mm^2 \\ A_{hs} = 4\varphi 22 = 4 \times 380 = 1520\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 608\ mm^2 \\ s = 93.3\ mm - 20\ mm = 73.3 \not\geq 6d_b = 120\ mm \end{array}\right\} A_{th} > 0.4A_{hs} \rightarrow \Psi_r = 1$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times 5} 22^{1.5} = 300.8\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب *60 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *300.8+60=306.8 mm* باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *400 mm* انتخاب شود.

مثال:

مثال قبل را با این فرض که میلگردهای فوقانی تیر $3\varphi25$ باشد، تکرار کنید.



- با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 70 mm می باشد:

$$side\ cover = 70\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$$

- در طول قلاب ۳ تنگ بسته همراه با سنجاق قرار گرفته و بنابراین ۳ ساق $\varphi10$ داریم:

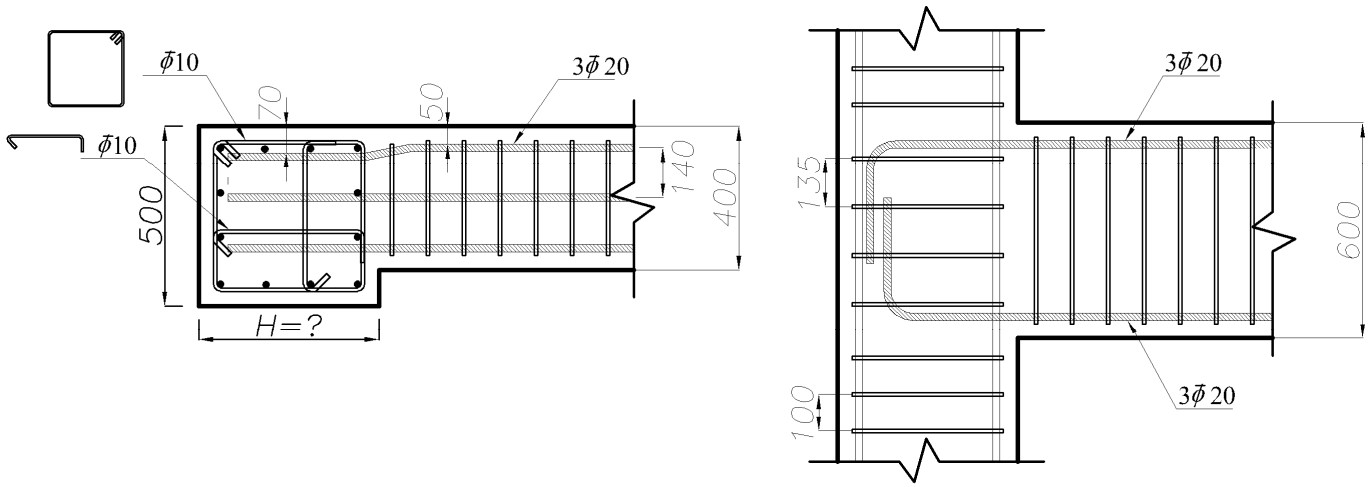
$$\left.\begin{matrix} A_{th} = 3 \times (3\varphi10) = 3(3\pi \times 5^2) = 706\ mm^2 \\ A_{hs} = 4\varphi25 = 4 \times 491 = 1964\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 785\ mm^2 \\ s = 93.3\ mm - 20\ mm = 73.3 \ngeq 6d_b = 120\ mm \end{matrix}\right\} A_{th} \ngeq 0.4A_{hs} \Big\} \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times 5} 25^{1.5} = 583\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب *60 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *583+60=643 mm* باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *650 mm* انتخاب شود.

مثال:

مثال قبل را با این فرض که میلگردهای فوقانی تیر $3\varphi20$ باشد، تکرار کنید.



- با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 70 mm می باشد:

$$side\ cover = 70\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$$

- در طول قلاب ۳ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای دو ساق $\varphi10$ میباشد و بنابراین:

$$\left.\begin{matrix} A_{th} = 3 \times (3\varphi10) = 3(3\pi \times 5^2) = 706\ mm^2 \\ A_{hs} = 3\varphi20 = 3 \times 314 = 942\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 377\ mm^2 \\ s = 140 - 20 = 120\ mm \geq 6d_b = 120\ mm \end{matrix}\right\} A_{th} \geq 0.4A_{hs} \Big\} \rightarrow \Psi_r = 1$$

$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times 5} 20^{1.5} = 260.6\ mm$$

با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل *60 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *260.6+60=320.6 mm* باشد. به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *350 mm* انتخاب شود.

۹-۲۰-۵-۴ ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های متوسط

۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه اتصال تیر به ستون قطع می شوند باید تا انتهای مقابل هسته ناحیه اتصال ادامه داشته و طول گیرائی آنها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۰-۶-۵-۵ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۰-۶-۵-۵-۱ طول گیرایی میلگردها ، l_{dh} ، که به قلاب استاندارد ختم شده اند باید با استفاده از رابطه (۹-۲۰-۱۱) محاسبه شود ولی نباید کمتر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.

$$l_{dh} = f_y d_b / \left(5.4\lambda\sqrt{f'_c}\right) \qquad (۹-۲۰-۱۱)$$

۹-۲۰-۶-۵-۵-۲ قلاب میلگرد تیرها باید در هسته محصورشده ستون‌ها و یا در اجزای لبه دیوارها مهار شده و خم آنها بطرف داخل ناحیه اتصال باشد.

فرضیات انجام شده در استخراج اعداد جدول:

$$S400, C25, \psi_e = \psi_0 = 1$$

طول مهار میلگرد قلابدار l_{dh} و حداقل بعد ستون

قطر	l_{dh} - $\psi_{r=1}$	حداقل بعد ستون	l_{dh} - $\psi_{r=1.6}$	حداقل بعد ستون
mm	cm	cm	cm	cm
ϕ8	15	25	15	25
ϕ10	15	25	15	25
ϕ12	20	25	20	25
ϕ14	25	30	25	30
ϕ16	25	30	30	35
ϕ18	30	35	40	45
ϕ20	30	35	45	50
ϕ22	35	40	50	55
ϕ25	40	45	60	65
ϕ28	45	50	70	75
ϕ32	55	60	85	90

۹-۲۱-۳-۲ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش

$$l_d = \frac{\psi_t \psi_s \psi_e \psi_g}{\lambda \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b \qquad (۹-۲۱-۱)$$

جدول ۹-۲۱-۳ ضرایب اصلاح طول مهاری میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش.

ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
λ ضریب بتن سبک	بتن سبک	۰/۷۵
	بتن معمولی	۱/۰
ψ_g ضریب رده فولاد	فولاد S340، S350، S400 و S420	۱/۰
	فولاد S500 و S520	۱/۱۵
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه اپوکسی و روی، با پوشش بتن کمتر از سه برابر قطر میلگرد یا فاصله آزاد بین میلگردها کمتر از شش برابر قطر میلگرد	۱/۵
	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دوگانه اپوکسی و روی در سایر حالات	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_s ضریب قطر	برای میلگردها و سیم‌های با قطر ۲۰ میلیمتر و بیشتر	۱/۰
	برای میلگردها و سیمهای با قطر کمتر یا مساوی ۱۸ میلیمتر	۰/۸
ψ_t ضریب موقعیت	برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه در زیر آنها ریخته می‌شود	۱/۳
	برای سایر میلگردها	۱/۰

جدول ۹-۲۱-۴ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در کشش.

فاصله آزاد و پوشش	قطر میلگرد یا سیم	
	کوچکتر از ۲۰ میلیمتر	بزرگتر یا مساوی ۲۰ میلیمتر
فاصله آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول مهاری یا وصله حداقل برابر با قطر میلگرد بوده و خاموت یا تنگ حداقل آئین‌نامه‌ای در طول گیرایی تامین شده است یا فاصله آزاد میلگردها یا سیم‌ها در طول مهاری یا وصله حداقل دو برابر قطر میلگرد بوده و پوشش روی میلگرد حداقل برابر با قطر میلگرد است	$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{2.1\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b$	$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{1.7\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b$
سایر موارد	$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{1.4\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b$	$\frac{\psi_t \psi_e \psi_g}{1.1\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b$

میلگرد فوقانی تیر:

$$\begin{cases} \varphi \le 18\,mm \rightarrow l_d = \dfrac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f_c'}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \dfrac{400 \times 1.3 \times 1 \times 1}{2.1\sqrt{25}} d_b = 50 d_b \\ \varphi \ge 20\,mm \rightarrow l_d = \dfrac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f_c'}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \dfrac{400 \times 1.3 \times 1 \times 1}{1.7\sqrt{25}} d_b = 61 d_b \end{cases}$$

میلگرد تحتانی تیر:

$$\begin{cases} \varphi \le 18\,mm \rightarrow l_d = \dfrac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f_c'}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \dfrac{400 \times 1 \times 1 \times 1}{2.1\sqrt{25}} d_b = 38 d_b \\ \varphi \ge 20\,mm \rightarrow l_d = \dfrac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f_c'}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \dfrac{400 \times 1 \times 1 \times 1}{1.7\sqrt{25}} d_b = 47 d_b \end{cases}$$

طول وصله میلگرد فوقانی تیر:

$$\begin{cases} \varphi \le 18\,mm \rightarrow 1.3l_d = \dfrac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f_c'}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} 1.3l_d = 1.3 \times \dfrac{400 \times 1.3 \times 1 \times 1}{2.1\sqrt{25}} d_b = 65 d_b \\ \varphi \ge 20\,mm \rightarrow 1.3l_d = \dfrac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f_c'}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} 1.3l_d = 1.3\dfrac{400 \times 1.3 \times 1 \times 1}{1.7\sqrt{25}} d_b = 80 d_b \end{cases}$$

طول وصله میلگرد تحتانی تیر:

$$\begin{cases} \varphi \le 18\,mm \rightarrow 1.3l_d = \dfrac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f_c'}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} 1.3l_d = \dfrac{400 \times 1 \times 1 \times 1}{2.1\sqrt{25}} d_b = 50 d_b \\ \varphi \ge 20\,mm \rightarrow 1.3l_d = \dfrac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f_c'}} d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} 1.3l_d = \dfrac{400 \times 1 \times 1 \times 1}{1.7\sqrt{25}} d_b = 61 d_b \end{cases}$$

۶ ستونهای با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۲ آرماتورهای طولی

۹-۲۰-۵-۳-۲-۲ محل وصله آرماتورهای طولی ستون باید در خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون باشد.

۹-۲۰-۵-۳-۳-۳ آرماتورهای عرضی مورد نیاز در طول l_0 باید دارای قطر حداقل ۱۰ میلیمتر بوده و فواصل آنها از یکدیگر در مواردی که به صورت دورپیچ به کار گرفته می‌شوند مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و در مواردی که به صورت دورگیر به کار برده می شوند فاصله آنها، s_0 ، باید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) در نظر گرفته شود:

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۳ آرماتورهای عرضی

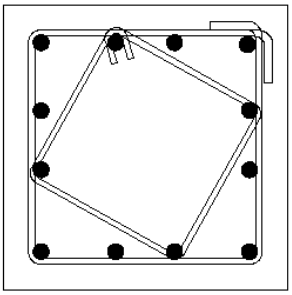
۹-۲۰-۵-۲-۳-۱ در تیرها در طول ناحیه های بحرانی در دو انتهای تیر که معادل دو برابر ارتفاع مقطع می باشند، باید مطابق ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۲-۳-۲ به کار برده شود، مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور دورگیر بیشتری را ایجاب کند.

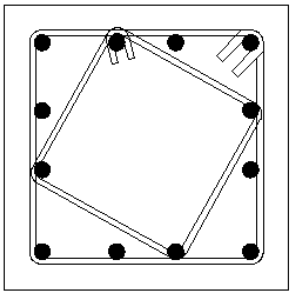
۹-۲۰-۵-۳ ستون ها در قاب های با شکل پذیری متوسط

۲۰-۵-۳-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۵-۳-۳-۱ آرماتورهای عرضی در ستون ها باید یا بصورت دورپیچ، مطابق ضوابط فصل ۹-۱۲ و یا بصورت دورگیر هائی مطابق ضوابط بند های ۹-۲۰-۵-۳-۳-۲ الی ۹-۲۰-۵-۳-۳-۳، در نظر گرفته شوند مگر آنکه طراحی برای برش ویا پیچش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند. درضمن رعایت ضابطه بند ۹-۲۰-۵-۳-۳-۵ برای کلیه ستون هایی که برای تحمل بارهای اعضای سخت نا پیوسته بکار برده می شوند، الزامی است.

آرماتور دورگیر	hoop reinforcement	تنگ بسته یا تنگ دورپیچ شده به طور پیوسته، که از یک یا چند میلگرد ساخته شده و هر کدام در دو انتها قلاب‌های لرزه‌ای دارند. آرماتور دورگیر نباید از میلگردهای آجدار سَر دار ساخته شود.
قلاب لرزه‌ای	seismic hook	قلاب با خم ۱۳۵ درجه و یا بیش‌تر بر روی خاموت‌ها، دورگیرها و یا سنجاقی‌ها، با طول مستقیم بعد از خم حداقل ۶ برابر قطر و یا ۷۵ میلی متر. قلاب‌های متعلق به دورگیرهای دایره‌ای می‌توانند خم ۹۰ درجه یا بیش‌تر داشته باشند. قلاب‌های لرزه‌ای باید آرماتورهای طولی را در بر گیرند و طول مستقیم آن‌ها رو به داخل باشد.





مبحث نهم ویرایش ۹۸

۹-۱۱-۶-۱-۳ در تیرهای با ارتفاع زیاد که در آن‌ها $\mathbf{h}$ بیش از ۹۰۰ میلی متر است، آرماتورهای جلدی باید به طور یک-نواخت در دو وجه تیر در فاصله‌ی $\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{2}}$ از وجه کششی توزیع شوند. فاصله‌ی آرماتورهای جلدی نباید از مقدار $\mathbf{s}$ بر اساس ضابطه-های بخش ۹-۱۹-۳ در فصل ۹-۱۹ این آیین نامه بیش‌تر باشد؛ که در آن $\mathbf{c_c}$ فاصله‌ی پوشش خالص آرماتورهای جلدی از وجه کناری است. اثر آرماتورهای جلدی بر مقاومت را می‌توان با تحلیل همسازی کرنش اعمال نمود.

۹-۱۹-۳ ترک خوردگی

۹-۱۹-۳-۱ در تیرها و دال‌های یکطرفه برای کنترل عرض ترک‌ها و میزان گستردگی آنها در ناحیه تحت کشش بتن کافی است فاصله میلگردهای خمشی آجدار، $\mathbf{s}$، از حدودی که در زیر تعیین شده اند تجاوز نکند.

$$s=380\left(\frac{280}{f_s}\right)-2.5c_c \qquad (۹-۱۹-۵)$$

$$s=300\left(\frac{280}{f_s}\right) \qquad (۹-۱۹-۶)$$

در این روابط:

f_s: میزان تنش در آرماتورکششی زیر اثر بارهای بهره‌برداری، مگا پاسکال

c_c : کم‌ترین فاصله‌ی سطح میلگردهای کششی آجدار از وجه کششی عضو بر حسب میلی متر.

۹-۱۹-۳-۲ در محاسبه تنش کششی f_s در آرماتورها، بجای محاسبه دقیق بر مبنای روابط سازگاری کرنش‌ها در ارتفاع مقطع، می‌توان آنرا برابر با $\frac{2}{3}f_y$ بحساب آورد.

مبحث نهم ویرایش ۹۲

۹-۱۷-۳-۱-۵ برای اعضاء بتن مسلح به عمق d بزرگتر از ۷۵۰ میلی‌متر آرماتور طولی گونه باید به طور یکنواخت در ارتفاع عضو با فاصله $۰/۵h-۲(h-d)$ از میلگرد اصلی توزیع شود. مساحت کلی این میلگردها باید برابر $\rho_{sk}A_{cs}$ که در آن A_{cs} مجموع مساحت تارهای گونه عضو می‌باشد. هر نوار دارای ارتفاع $۰/۵h-۲(h-d)$ و عرضی دو برابر پوشش میلگرد گونه دارد. (که نباید بیشتر از نصف عرض جان باشد) و در آن $\rho_{sk}=۰/۰۱$ می‌باشد. در شرایط محیطی شدید مقدار سطح مقطع آرماتور گونه به ازای هر متر طول جدار از ۳۰۰ میلی‌متر مربع و در شرایط محیطی‌خیلی شدید و فوق‌العاده شدید مقدار این سطح مقطع از ۵۰۰ میلی‌متر مربع نباید کمتر منظور گردد. بیشترین فاصله بین آرماتورهای گونه ۲۰۰ میلی‌متر می‌باشد. این آرماتورهای گونه در صورتیکه تحلیل سازگاری کرنشی برای تعیین تنش در هر آرماتور انجام گرفته باشد می‌توانند در محاسبات خمشی منظور گردد.

۸ ارماتور حداقل در پی گسترده

آرماتور حداقل در پی گسترده طبق ACI-318-2019

۹-۱۵ شالوده‌های بتن آرمه

۹-۱۵-۳ شالوده‌های سطحی

۹-۱۵-۳-۱-۷ در تعیین میلگردهای حداقل خمشی در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد یک طرفه و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد دو طرفه ملاک محاسبه می‌باشند. تیرهای روی زمین و تیرهای باسکولی از ضوابط تیرها پیروی می‌نمایند.

۹-۱۰-۷ آرماتور گذاری در دال‌ها

۹-۱۰-۷-۱ ضوابط کلی آرماتور گذاری

۹-۱۰-۷-۱-۲ حداقل میلگرد خمشی در دال‌های دو طرفه

۹-۱۰-۷-۱-۲-۱ حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,min}$ باید با برابر با $0.0018A_g$ باشد یا از رابطه ۹-۱۰-۳ محاسبه شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه , و در عرض دال (b_{slab}) مورد نظر تعبیه شود.

$$A_{s,min}=\frac{5v_{uv}b_{slab}b_o}{\phi\alpha_s f_y} \qquad (۹-۱۰-۳)$$

- مثال: پی گسترده به ضخامت h=80cm و عمق موثر d=73cn ومیلگردهای طولی از نوع S400، و با فرض استفاده از φ20 به عنوان میلگرد طولی، حداکثر فاصله مجاز میلگردهای طولی در پی (جهت رعایت حداقل میلگرد خمشی) چقدر است؟

$$\frac{A_s}{A_g}=\frac{A_s}{Sh}=\frac{314^{mm^2}}{S\times 800}\geq 0.0018 \quad \rightarrow \quad S<218\,mm \quad \rightarrow \quad USE \quad \varphi 20@200mm$$

با توجه به اینکه به علت رفت و برگشتی بودن زلزله هر دو وجه پی ممکن است به کشش بیفتد، هم در وجه فوقانی و هم در وجه تحتانی حداقل میلگرد خمشی پی $\varphi 20@200mm$ خواهد بود

۹ آرماتور حداقل در پی نواری

آرماتور حداقل در پی نواری طبق ACI-318-2019

۹-۱۵-۳ شالوده‌های سطحی

۹-۱۵-۳-۱-۷ در تعیین میلگردهای حداقل خمشی در شالوده‌های سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد یک طرفه و ضوابط دال‌های دو طرفه برای شالوده‌های سطحی با عملکرد دو طرفه ملاک محاسبه می‌باشند. تیرهای روی زمین و تیرهای باسکولی از ضوابط تیرها پیروی می‌نمایند.

۹-۹ دال‌های یک طرفه

۹-۹-۶- آرماتور گذاری

۹-۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی، A_{smin}، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

- مثال: در یک پی نواری به ابعاد $b\times h=1500\times 600\,mm$ و عمق موثر پی برابر d=530 mm، میلگرد طولی از نوع S400 و با فرض استفاده از φ20 به عنوان میلگرد طولی، حداقل تعداد میلگردهای طولی را تعیین کنید.

$$\frac{A_s}{A_g}=\frac{A_s}{bh}=\frac{n\times 3.14\times\frac{20^2}{4}}{1500\times 600}\geq 0.0018 \qquad n\geq 5.15 \quad \rightarrow \quad USE \quad 6\varphi 20$$

با توجه به اینکه به علت رفت و برگشتی بودن زلزله هم لنگر مثبت و هم لنگر منفی داشته باشیم، هم در وجه فوقانی و هم در وجه تحتانی می توان به عنوان حداقل از 6φ22 استفاده شود (در مجموع 12φ22).

۱۰ جزئیات خم میلگردهای ستون داخل پی

پیش نویس مبحث نهم (ویرایش ۹۷)

۹-۲۰-۹ شالوده ها

۹-۲۰-۹-۲-۲ درستونهائی که برای اتصال گیردار (صلب) به شالوده طراحی شده اند باید ضوابط بند ۹-۲۰-۹-۲-۱ رعایت شده، و در صورت نیاز به مهاری قلاب دار، انتهای آرماتورهای طولی تعبیه شده برای تحمل خمش باید دارای قلابهای با خم ۹۰ درجه رو بطرف مرکز ستون در نزدیک قسمت تحتانی شالوده باشند.

۹-۲۰-۹-۲-۳ در ستونها و یا اجزاء لبه دیوارهای سازه ای ویژه که فاصله لبه آنها از لبه شالوده از نصف ضخامت شالوده کمتر است باید از آرماتورهای عرضی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۶-۳-۳-۲ الی ۹-۲۰-۶-۳-۳-۴ در قسمت فوقانی شالوده استفاده شود. این آرماتورها باید از روی شالوده به اندازه طول مهاری آرماتورهای طولی ستون و یا جزء لبه دیوار برشی ویژه، که برای تنش f_y محاسبه شده است، در درون شالوده ادامه یابند.

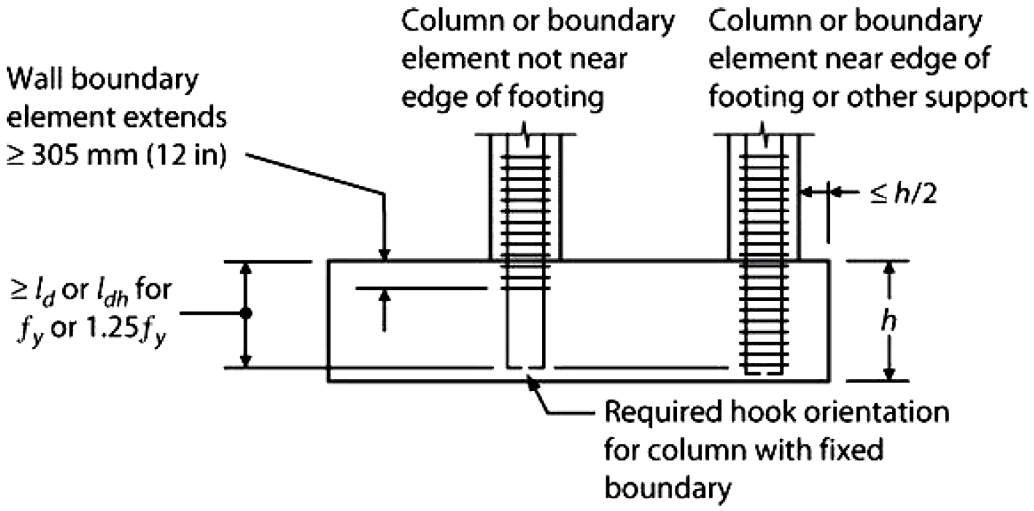
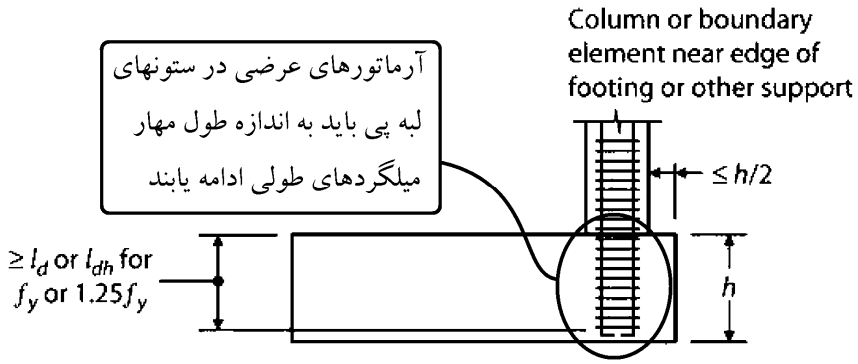


FIGURE 16.10 Required extensions of column and boundary element reinforcement into footings, mat foundations, and pile caps.



مبحث نهم ویرایش ۹۲:

۹-۱۷-۲-۵ محدودیت تغییرشکل در تیرها و دال‌ها

۹-۱۷-۲-۵-۳ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول در تیرها و دال‌های یکطرفه‌ای که ارتفاع یا ضخامت آنها از مقادیر مندرج در جدول‌شماره ۹-۱۷-۲ بیشتر است، محاسبه تغییرشکل الزامی نیست. مشروط بر آنکه این تیرها و دال‌ها بر قطعاتی غیرسازه‌ای مانند دیوارهای تقسیم که تغییر شکل زیاد در آنها خساراتی ایجاد کند، متصل نباشند و یا آنها را نگهداری نکنند.

جدول۹-۱۷-۲ حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه

عضو	با تکیه‌گاه‌های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یکطرفه پشت بنددار	$\frac{l_e}{16}$	$\frac{l_e}{18/5}$	$\frac{l_e}{21}$	$\frac{l_e}{8}$
دال‌های یکطرفه توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l_e}{20}$	$\frac{l_e}{24}$	$\frac{l_e}{28}$	$\frac{l_e}{10}$

تبصره- جدول فوق برای فولاد طولی نوع S۴۰۰ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر جدول باید در ضریب $(0/4+\frac{f_y}{700})$ ضرب شوند.

با توجه به جدول فوق و با فرض اینکه ارتفاع کلی تیرچه h=300 mm باشد و با فرض اینکه در طراحی خمشی تیرچه مقاومت تسلیم میلگردهای طولی تیرچه $F_y = 300\ MPa$ فرض شده باشد، حداکثر طول تیرچه های دوسرمفصل برابر خواهد بود با:

$$\frac{L}{20}\left(0.4+\frac{300}{700}\right) \le (h=300) \quad \rightarrow \quad L < 7241\ mm = 7.24\ m$$

مبحث نهم (۱۳۹۸):

۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیش‌تر است، محاسبه‌ی افتادگی (خیز) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها بر قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند و افتادگی زیاد در آن‌ها خساراتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرفه	کنسول
تیرها یا تیرچه‌ها	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

تبصره: l در جدول طول آزاد دهانه‌ی تیر است. مقادیر جدول برای بتن معمولی و آرماتورهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگا پاسکال می‌باشد. برای سایر موارد، حداقل ارتفاع باید بر اساس ضوابط ۹-۱۱-۲-۶-۲ و ۹-۱۱-۲-۶-۳ تغییر یابد.

۹-۱۱-۲-۶-۲ برای سایر انواع فولادها، مقادیر جدول ۹-۱۱-۱ باید در ضریب $(0.4+\frac{f_y}{700})$ ضرب شوند.

با توجه به جدول فوق و با فرض اینکه ارتفاع کلی تیرچه h=300 mm باشد و با فرض اینکه در طراحی خمشی تیرچه مقاومت تسلیم میلگردهای طولی تیرچه $F_y = 300\ MPa$ فرض شده باشد، حداکثر طول تیرچه های دوسرمفصل برابر خواهد بود با:

$$\frac{L}{16}\left(0.4+\frac{300}{700}\right) \le (h=300) \quad \rightarrow \quad L < 5793\ mm = 5.79\ m$$

- در پیش نویس مبحث نهم محدودیت جدول سخت گیرانه شده است.
- در صورتی که طول تیرچه بیش از مقدار محاسبه شده طبق جدول فوق باشد، دو راه کار خواهیم داشت:
  ۱- راه کار اول: محاسبه دقیق خیر تیرچه و کنترل آن با مقادیر مجاز
  ۲- راه کار دوم: افزایش عمق تیرچه های بتنی

۱۲ کنترل خیز تیرها

۹-۶-۶-۲-۲ در تحلیل برای تعیین تغییر شکل‌های آنی و بلند مدت بارهای قائم بهره برداری، باید از ضوابط فصل ۹-۱۹ استفاده نمود. هم‌چنین می‌توان مقادیر تغییر شکل‌های آنی را با استفاده از ممان اینرسی ۱/۴ برابر مقدار I که بر اساس بند ۹-۶-۵-۳-۱ و یا هر روش دقیق‌تر تحلیلی دیگری به دست آمده، محاسبه نمود. مقدار I در هر حال نباید بزرگ‌تر از I_g در نظر گرفته شود.

۱۳ کنترل لرزش

۹-۱۹-۵ ارتعاش (لرزش)

کف‌ها و تیرهایی که سطوح خالی از تیغه بندی‌های ممتد تا سقف (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میرا کنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجه خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از حرکت افراد، کارکرد ماشین آلات، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آن‌ها) طراحی شوند. بدین منظور فرکانس نوسانی کف‌ها (تیرچه‌ها، دال‌ها و تیرها) باید به اندازه‌ای باشد که حداقل حساسیت افراد را در برابر ارتعاش قائم ایجاد نماید.

حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها برای کاربری‌های مختلف نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۴ کم‌تر باشد:

جدول ۹-۱۹-۴ حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره‌ای کف‌ها (f)
ساختمان‌های مسکونی و اداری	$f \geq 5$ Hz
ساختمان‌های تجاری- فروشگاه‌ها	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات با صندلی‌های ثابت	$f \geq 4$ Hz
سالن‌های اجتماعات بدون صندلی‌های ثابت	$f \geq 8.5$ Hz
تعمیرگاه‌ها، سالن های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5$ Hz
پارکینگ‌ها	$f \geq 4$ Hz

در محاسبه‌ی فرکانس دوره ای ارتعاش کف‌ها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر، I_e، متناظر با بارهای مرده و زنده‌ی بدون ضریب، در محاسبه‌ی تغییر شکل‌ها مورد توجه قرار گیرد. این تغییر شکل‌ها مربوط به اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می‌شود (بدون ضرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن ۱/۲۵ برابر مقدار E_c منظور می‌گردد.

برای محاسبه‌ی فرکانس دوره‌ای، f، می‌توان از رابطه‌ی (۹-۱۹-۶) استفاده نمود.

$$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} \qquad (۹-۱۹-۶)$$

که در آن Δ_{is} تغییر مکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می‌شود (بر حسب میلی متر)، و f فرکانس دوره‌ای ارتعاش بر حسب هرتز می‌باشد.

۹-۱۰-۸ سیستم‌های تیرچه‌ی دو طرفه

۹-۱۰-۸-۱ کلیات

۹-۱۰-۸-۱-۱ سازه تیرچه دو طرفه شامل ترکیب یکپارچه تیرچه های با فواصل منظم و یک دال فوقانی می باشد که برای عملکرد دو طرفه طراحی می شود.

۹-۱۰-۸-۱-۲ عرض تیرچه در هر عمقی در طول آن، نباید کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر باشد.

۹-۱۰-۸-۱-۳ ارتفاع کلی قسمت بیرون زده تیرچه نباید از ۳/۵ برابر عرض حداقل آن تجاوز نماید.

۹-۱۰-۸-۱-۴ فاصله آزاد بین تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی متر تجاوز نماید.

۹-۱۰-۸-۱-۵ مقدار V_c را می توان ۱/۱ برابر مقدار محاسبه شده در بند ۹-۸-۵ اختیار کرد.

۹-۱۰-۸-۱-۶ برای انسجام سازه ای، حداقل یک میلگرد تحتانی در هر تیرچه باید پیوسته بوده و در بر تکیه گاه برای تحمل f_y مهار شود.

۹-۱۱-۷ سیستم تیرچه‌ی یک طرفه

۹-۱۱-۷-۱ کلیات

۹-۱۱-۷-۱-۱ سیستم تیرچه‌ی بتنی یک طرفه متشکل از ترکیب یک پارچه‌ای از تیرچه‌های با فواصل منظم و یک دال فوقانی است که برای باربری در یک راستا طراحی شده است.

۹-۱۱-۷-۱-۲ ضوابط و محدودیت‌های تیرچه‌ی بتنی در بخش ۹-۱۱-۷-۲ بیان شده است. علاوه بر این ضوابط، تیرچه‌ی خرپایی و تیرچه‌ی پیش تنیده باید به ترتیب با استانداردهای ملی شماره‌ی ۱-۲۹۰۹ و ۳-۲۹۰۹ مطابقت داشته باشد.

۹-۱۱-۷-۲ محدودیت‌ها و ضوابط

۹-۱۱-۷-۲-۱ عرض تیرچه در هیچ موقعیتی از ارتفاع آن، نباید کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر باشد. ارتفاع کل تیرچه نباید بیش‌تر از سه و نیم برابر حداقل عرض آن باشد. فاصله‌ی آزاد بین تیرچه‌ها نباید بیش‌تر از ۷۵۰ میلی متر باشد.

۹-۱۱-۷-۲-۲ مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در تیرچه را می‌توان به اندازه‌ی ده درصد بیش‌تر از مقدار ذکر شده در فصل ۹-۸ این آیین نامه در نظر گرفت. مقاومت برشی تیرچه را می‌توان با استفاده از آرماتور برشی افزایش داد.

۹-۱۱-۷-۲-۳ به منظور تأمین یک پارچگی سازه‌ای، حداقل یک آرماتور در پایین هر تیرچه باید پیوسته بوده و مهار کافی داشته باشد تا در تکیه‌گاه به تنش جاری شدن خود برسد.

قابهای خمشی با شکل پذیری معمولی و متوسط:

۹-۱۶ ناحیه اتصال تیر به ستون و دال به ستون

۹-۱۶-۳-۱ میلگرد عرضی ناحیه اتصال تیر به ستون

۹-۱۶-۳-۱-۲ در میلگردهای عرضی ناحیه اتصال تیر به ستون باید از تنگها، دورپیچ ها یا دورگیرها مطابق ۹-۲۱-۶ استفاده نمود.

۹-۱۶-۳-۱-۳ حداقل دو لایه میلگرد عرضی افقی باید در ارتفاعی معادل کم عمق ترین تیر فراهم نمود.

۹-۱۶-۳-۱-۴ فاصله میلگردهای عرضی (s) نباید از ۲۰۰ میلی متر در ارتفاعی معادل عمیق ترین تیر بیشتر شود.

۹-۱۶-۴ الزامات مقاومتی ناحیه اتصال تیر به ستون

۹-۱۶-۴-۱ مقاومت برشی مورد نیاز

۹-۱۶-۴-۱-۱ نیروی برشی ناحیه اتصال V_u باید در صفحه میانی ارتفاع ناحیه اتصال با استفاده از نیروهای کششی و فشاری ناشی از خمش تیر و برش ستون منطبق با یکی از حالات زیر محاسبه شوند؛

الف) حداکثر لنگری که بین تیر و ستون انتقال می یابد و از طریق تحلیل با بارهای ضریبدار برای تیرهای پیوسته در راستای مورد بررسی تعیین می شود.

ب) مقاومت های اسمی تیرها.

۹-۱۶-۴-۲ مقاومت برشی طراحی

۹-۱۶-۴-۲-۱ مقاومت برشی طراحی ناحیه اتصال تیر به ستون باید معادله زیر را براورده نماید؛

$$\phi V_n \geq V_u$$

۹-۱۶-۴-۲-۲ ضریب ϕ مطابق ۹-۷-۴ برای برش می باشد. ⇦ $\phi = ۰/۷۵$

۹-۱۶-۴-۲-۳ ناحیه اتصال V_n مطابق جدول زیر محاسبه می شود؛

جدول ۹-۱۶-۱ مقاومت برشی اسمی ناحیه اتصال (V_n)

ستون	تیر در راستای V_u	محصور با تیرهای عرضی مطابق ۹-۱۶-۲-۸	V_n (N)
پیوسته یا مطابق ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق ۹-۱۶-۲-۷	محصور	$2\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		محصور نشده	$1.66\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
	سایر موارد	محصور	$1.66\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		محصور نشده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق ۹-۱۶-۲-۷	محصور	$1.66\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		محصور نشده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
	سایر موارد	محصور	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$
		محصور نشده	$\lambda\sqrt{f'_c}\,A_j$

۹-۱۶-۲-۶ **امتداد یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند؛**

الف) طول امتداد ستون در بالای ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) باشد.

ب) میلگردهای طولی و عرضی ستون از پایین ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۷ **امتداد یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند؛**

الف) طول امتداد تیر بعد از ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) باشد.

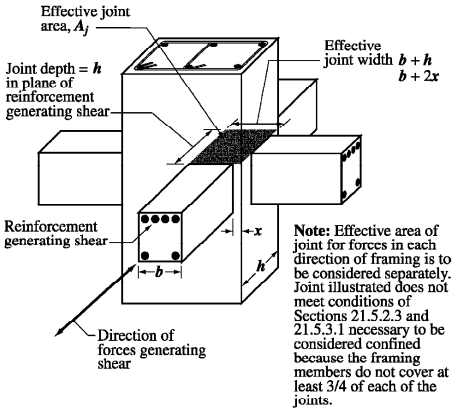
ب) میلگردهای طولی و عرضی تیر در طرف دیگر ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۸ **یک ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) در حالتی شرایط محصورشدگی دارد که در تیرهای عرضی آن شرایط زیر برآورده گردند؛**

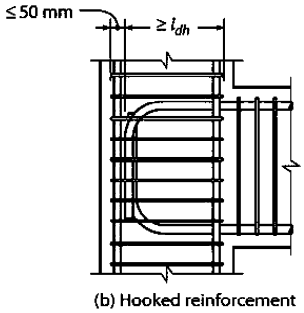
الف) عرض همه تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب) تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه اتصال ادامه داشته باشند.

پ) تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق ۹-۱۱-۵-۱ باشند و حداقل دارای خاموتهایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیشتر مطابق ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.



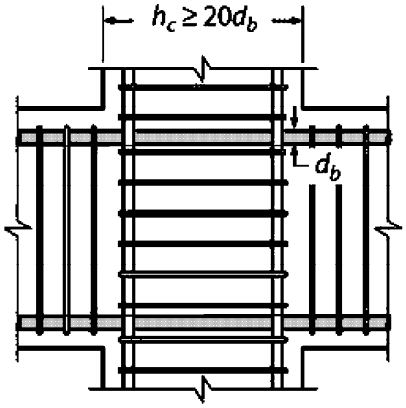
قابهای خمشی با شکل پذیری زیاد:



۹-۲۰-۶ قاب‌های با شکل‌پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۶-۵ اتصالات تیر به ستون در قاب‌های ویژه

۹-۲۰-۶-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی تیرها که در ناحیه اتصال تیر به ستون ختم می‌شوند باید تا وجه مقابل هسته محصورشده این ناحیه ادامه یابند و در صورت ایجاد نیروی کششی در آنها مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵ ودر صورت ایجاد نیروی فشاری در آنها مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ مهار شوند.



۹-۲۰-۶-۵-۲-۳ در مواردی که آرماتورهای طولی تیر از ناحیه اتصال تیر به ستون عبور میکنند، بعد گره h به موازات آرماتورهای طولی تیر باید بیشترین مقدار بدست آمده از (الف) تا (پ) باشد.

الف- برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر برابر با $\frac{20}{\lambda}d_b$ که d_b قطر بزرگترین میلگرد است.

ب – برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال برابر با$26d_b$ قطر بزرگترین میلگرد.

پ – نصف ارتفاع هر تیری که در امتداد مورد نظر به اتصال تیر به ستون وصل بوده و با عملکرد خود به صورت بخشی از سیستم مقاوم در برابر زلزله، در اتصال ایجاد برش می کند.

۹-۲۰-۶-۵-۴ مقاومت برشی ناحیه اتصال تیر به ستون

۹-۲۰-۶-۵-۴-۱ نیروی برشی در اتصال تیر به ستون باید در صفحه افقی وسط ارتفاع این اتصال و بر اساس نیروهای محاسبه شده در برگره با توجه به نیروهای فشاری و کششی در تیرها که مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ بدست آمده و نیروی برشی در ستون ها بر اساس مقاومت خمشی محتمل تیرها M_{pr} محاسبه می گردد.

۹-۲۰-۶-۵-۲-۱ نیروهای آرماتورهای طولی تیرها در بر ناحیه اتصال باید با فرض تنش کششی $1.25f_y$ محاسبه شوند.

۹-۲۰-۶-۵-۴-۲ $\emptyset$ باید بر اساس بند ۹-۷-۴-۵ (پ) محاسبه شود. $\phi = 0.85$

۹-۲۰-۶-۵-۴-۳ V_n در اتصال تیر به ستون باید مطابق جدول ۹-۲۰-۲ باشد.

جدول ۹-۲۰-۲ مقاومت اسمی برشی اتصال تیر به ستون

ستون	تیر در امتدادی که V_u حساب شده است	با تیرهای عرضی مطابق بند ۹-۱۶-۲-۸ محصور است	V_n(MN)
پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۶	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.66\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
سایر موارد	پیوسته یا مطابق بند ۹-۱۶-۲-۷	محصور شده	$1.25\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	سایر موارد	محصور شده	$1.00\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		محصور نشده	$0.66\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

۹-۱۶-۲-۶ امتداد یک ستون در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف) طول امتداد ستون در بالای ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق ستون (h) باشد.

ب) میلگردهای طولی و عرضی ستون از پایین ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۷ امتداد یک تیر در حالتی شرایط پیوستگی در ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) ایجاد می نماید که شرایط زیر برآورده گردند:

الف) طول امتداد تیر بعد از ناحیه اتصال حداقل به میزان یک عمق تیر (h) باشد.

ب) میلگردهای طولی و عرضی تیر در طرف دیگر ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

۹-۱۶-۲-۸ یک ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) در حالتی شرایط محصورشدگی دارد که در تیرهای عرضی آن شرایط زیر برآورده گردند:

الف) عرض همه تیرهای عرضی حداقل سه چهارم عرض ستون در وجه اتصال باشد.

ب) تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه اتصال ادامه داشته باشند.

پ) تیرهای عرضی حداقل دارای دو میلگرد پیوسته در بالا و پایین مطابق ۹-۱۱-۵-۱ باشند و حداقل دارای خاموتهایی با قطر ۱۰ میلی متر یا بیشتر مطابق ۹-۱۱-۵-۲ و ۹-۱۱-۶-۵-۳ باشند.