Hoseinzadeh.net

طراحی سازه های بتنی

بر اساس ACI-318-2019 و مبحث نهم ویرایش ۱۳۹۹

مسعود حسین زاده اصل

بنام خدا

فهرست مطالب

۱-مقدمه

این جزوه را جهت تدریس درس سازه های بتن آرمه ۱ و ۲ در دانشکده عمران دانشگاه تبریز تهیه کرده ام.

مطالب بر اساس ACI-318-19 و مبحث نهم ویرایش پنجم (۱۳۹۹) نگاشته شده است.

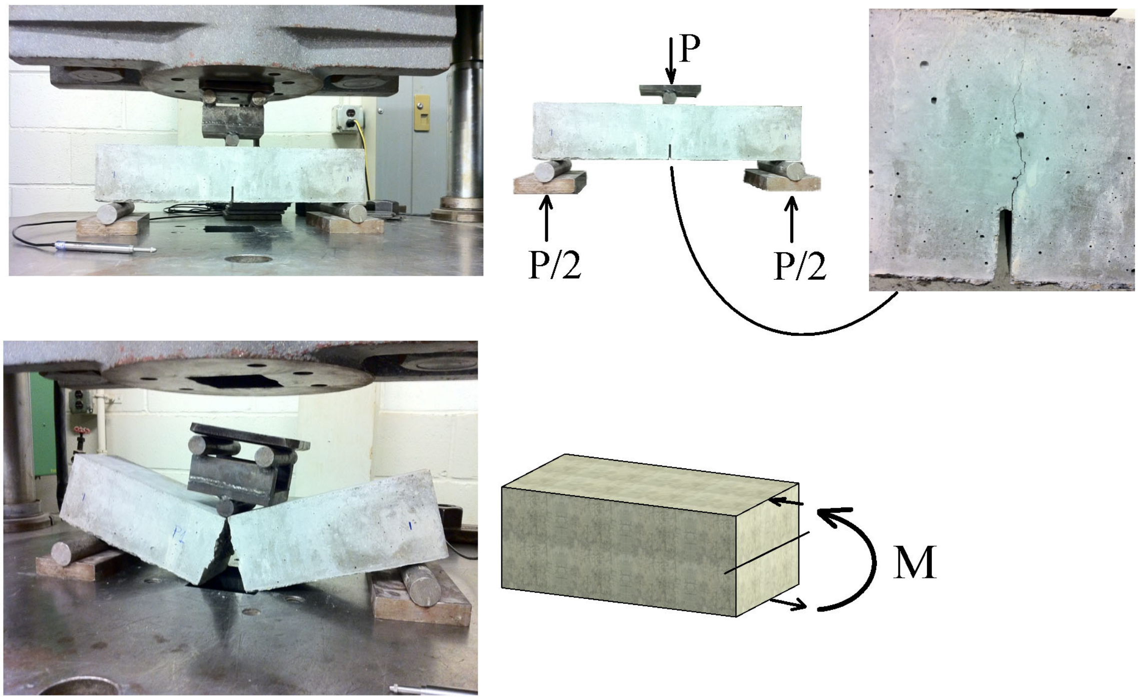
همراه با این جزوه دانشجویان بهتر است مراجع زیر را نیز مطالعه نمایند:

1- "Reinforced Concrete Mechanics and Design", James K. Wight, 2016
2- "Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings", Jack Moehle, 2014
3- ACI 318-19 (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
4- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، ویرایش پنجم

۲-بتن و بتن مسلح

بتن یک ماده مشابه سنگ میباشد که از ترکیب سیمان، ماسه (ریزدانه)، شن (درشت دانه)، آب با نسبت مناسب حاصل میشود. ترکیب شیمیایی آب و سیمان به عنوان ماده چسباننده عمل میکند. همچنین مقداری آب افزون بر آنچه برای لازم است به عنوان یکی از پرکاربردترین مصالح در ساخت و ساز می باشد. بتن (و تمامی مواد خاکی و سنگی) در برابر کشش ضعیف هستند. برای جبران این ضعف همراه با بتن از میلگرد نیز استفاده می شود. در مواردی که تنش های کششی به بتن وارد میشود، فولاد به کمک بتن می آید و کشش را تحمل کند.

در شکل های زیر آزمایش سه نقطه ای یک تیر بتنی بدون میلگرد نشان داده شده است. در این تست مطابق شکل یک بار متمرکز در وسط تیر وارد میشود. این تیر بر روی تکیه گاههای ساده (دوران آزاد) قرار گرفته است. جهت مشخص کردن مسیر شکست یک شیار اولیه در وسط تیر ایجاد میشود. با افزایش بار لنگر در وسط تیر افزایش میابد. لنگر موجب ایجاد کشش در تارهای تحتانی تیر میشود. زمانی که تنش های کششی به مقاومت کششی بتن برسد، بتن ترک میخورد و در نهایت گسیخته میشود.



شکل ۱- آزمایش سه نقطه ای تیر بتنی غیر مسلح (بدون میلگرد)

برای جبران ضعف مقاومت کششی از میلگرد استفاده میشود. باید توجه داشت که میلگردها میتوانند نیروی کششی را به خوبی تحمل کنند ولی میلگرد تنها (بدون پوشش بتنی) در برابر فشار ضعیف است و اگر نیروی فشاری به آن وارد کنیم کمانش می کند. با مدفون شدن میلگرد در بتن، وقتی فشار به مقطع وارد شود بتن یک مهار جانبی برای فولاد ایجاد کرده و مانع کمانش آن می شود (البته همراه با بتن تنگها نیز در انجام این وظیفه موثر هستند که در فصل های بعدی بدان اشاره خواهد شد).

شکل ۲- تیر بتنی مسلح با میلگرد طولی و عرضی

برخی از ویژگی های مهم فولاد و بتن به شرح زیر می باشد:

۱- فولاد و بتن چسبندگی خوبی با هم دارند.
۲- ضریب انبساط حرارتی آنها تقریبا یکی می باشد. بنابراین در صورت تغییر درجه حرارت محیط همراه با هم افزایش یا کاهش طول می دهند.
۳- بتن محافظ خوبی در برابر آتش سوزی و خوردگی برای فولاد است.
۴- مقاومت کششی پایین بتن و کمانش میلگردها:

۲-۱- مقاومت فشاری بتن

- مقاومت فشاری بتن بیش از مقاومت کششی آن است. بتن در کشش ضعیف است و در عمده موارد در طراحی از مقاومت کششی بتن صرف نظر میشود.
- مقاومت فشاری بتن یکی از مشخصه های مهم بتن میباشد که در طراحی بدان توجه خاصی میشود.
- برای اندازه گیری مقاومت فشاری بتن عموما از نمونه های ***استوانه ای*** و یا ***مکعبی*** استفاده می شود. در شکل زیر در سمت راست شکل نمونه های استوانه ای و در شکل سمت چپ نمونه های مکعبی قابل مشاهده هستند.

الف) نمونه های استوانه ای و مکعبی بتنی

ب) دستگاه انجام آزمایش مقاومت فشاری نمونه بتنی

شکل ۳- نمونه های استوانه ای و مکعبی بتن جهت انجام آزمایش فشاری

رده بندی بتن بر اساس بند زیر انجام میشود. برای مثال اگر نتایج آزمایشگاهی نشان دهند که مقاومت فشاری بتن مورد نظر برابر 25 MPa بدست آمده است، خواهیم گفت رده بتن C25 می باشد.

پیش نویس آبا، جلد دوم (۱۳۹۹)

۵-۳ رده‌بندی بتن

۵-۳-۱ رده‌بندی بتن بر اساس مقاومت مشخصه‌ی ۲۸ روزه بتن تعریف می‌شود. این رده بندی به ترتیب زیر می‌باشد:
C10, C12, C16, C20, C25, C30, C35, C40, C45, C50, C55, C60, C65, C70.

اعداد بعد از حرف C، بیانگر مقاومت مشخصه‌ی ۲۸ روزه استوانه‌ای بتن بر حسب مگاپاسکال (نیوتن بر میلی‌متر مربع) است.
بتن‌های مورد استفاده در بتن آرمه معمولا رده‌های C20 و بالاتر، و در بتن پیش تنیده C35 و بالاتر می‌باشد.

- مبنای طراحی و محاسبه مقاومت اعضا مقاومت مشخصه بتن می باشد.
- مقاومت مشخصه مربوط به مقاومت بتن ۲۸ روزه میباشد.
- نمونه استاندارد برای اندازه گیری مقاومت فشاری بتن نمونه استوانه ای به قطر 150 mm و ارتفاع 300 mm می باشد (شکل زیر).
- (اگر از نمونه مکعبی استفاده شود باید نتایج با ضرایب تبدیل معادل سازی شوند).

پیش نویس آبا، جلد دوم (۱۳۹۹)

۵-۲-۱ مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن

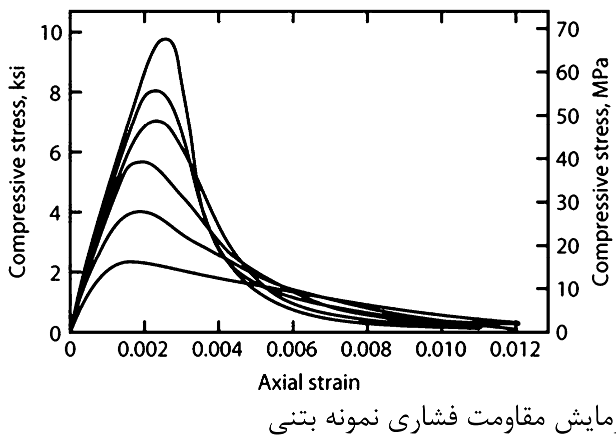
۵-۲-۱-۱ مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، مقاومتی است که حداکثر حدود ۱۰ درصد مقاومت‌های اندازه‌گیری شده بتن سازه، روی نمونه‌های عمل‌آوری شده در شرایط استاندارد، می‌تواند از آن کمتر باشد.

۵-۲-۱-۲ مقاومت فشاری مشخصه بتن، با آزمایش آزمونه‌های استوانه‌ای به قطر اسمی ۱۵۰ یا ۱۰۰ میلی‌متر و با ارتفاع به ترتیب ۳۰۰ یا ۲۰۰ میلی‌متر منطبق بر استاندارد ملی ۱-۱۶۰۸ که طبق استانداردهای زیر تهیه و نگهداری شده و در سن ۲۸ روزه آزمایش می‌شود، تعیین می‌گردد.

نمودار زیر نمودار تنش کرنش مربوط به **بتن های با مقاومت فشاری متفاوت** را نشان میدهد.

محور قائم نمودار تنش فشاری وارد بر بتن و محور افقی کرنش نمونه را نشان می دهد.

- با افزایش مقاومت فشاری بتن شیب اولیه نمودار (مدول الاستیسیته اولیه) افزایش می یابد.
- کرنش مربوط به نقطه اوج مقاومت فشاری نمونه ها (ε_0) با افزایش مقاومت فشاری بتن، "اندکی" افزایش میابد.
- با افزایش مقاومت بتن، شیب نزولی نمودار افزایش میابد.
- کرنش نهایی بتن (ε_{cu}) با افزایش مقاومت فشاری بتن، کاهش میابد.
- شکل پذیری بتن های با مقاومت کمتر بیشتر از شکل پذیری بتن های با مقاومت بالا می باشد.



شکل ۴- نمودار تنش کرنش مربوط به آزمایش مقاومت فشاری نمونه بتنی

سراسری ۸۱

چنانچه در منحنی تنش کرنش بتن، کرنش نظیر مقاومت فشاری بتن (f_c') را با ε_0 و کرنش نظیر نقطه شکست بتن را با ε_{cu} نمایش دهیم

در رابطه با افزایش مقاومت فشاری بتن کدام اظهار نظر صحیح است؟

۱) ε_0 و ε_{cu} هر دو افزایش می یابند

۲) ε_0 و ε_{cu} هر دو کاهش می یابند.

۳) تغییر محسوس در ε_0 و ε_{cu} روی نمی دهد.

۴) ε_0 تقریبا ثابت باقی مانده و ε_{cu} کاهش می یابد.

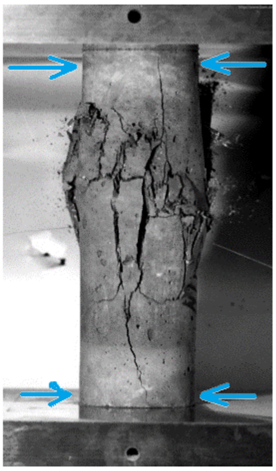
گزینه ۴

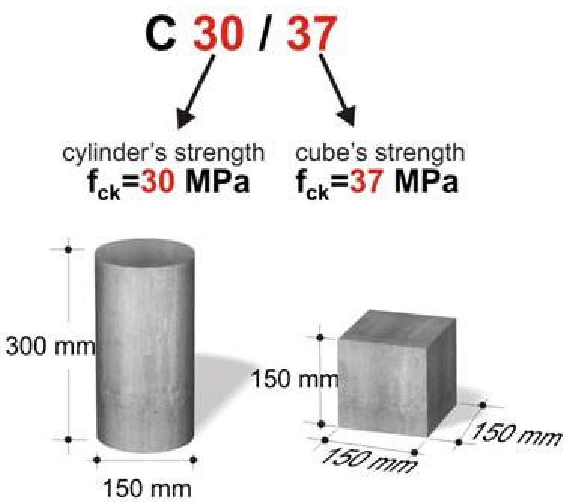
۲-۱-۱- تاثیر شکل نمونه بر مقاومت فشاری بتن

کدامیک از نمونه های بتنی زیر هنگام آزمایش مقاومت فشاری بیشتری از خود نشان خواهد داد؟

۱- نمونه بتنی استوانه ای به قطر 150 mm و ارتفاع 300 mm

۲- نمونه مکعبی به ابعاد 150 mm





شکل ۵- نمونه مکعبی و استوانه ای و فشاری جانبی صفحات اعمال کننده نیروی فشاری

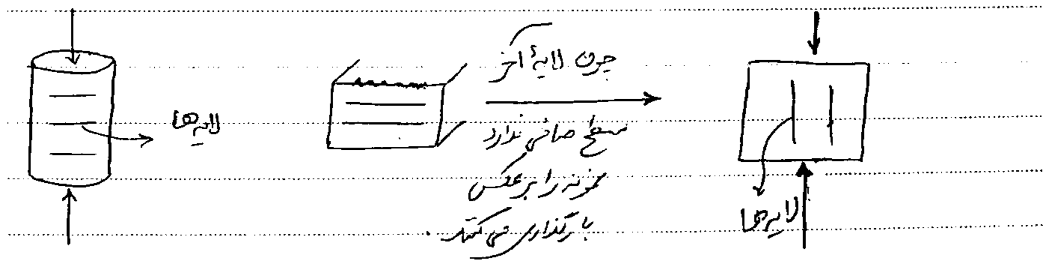
- نمونه مقاومت بیشتری نشان خواهد داد. صفحات فلزی در دو انتهای نمونه بارگذاری شده حرکت (کرنش) جانبی بتن را محدود می کند. یعنی از انبساط جانبی بتن در دو انتها ممانعت می کند و مانع متلاشی شدن دو انتهای نمونه می شود. این محدودیت از اصطکاک بین صفحات فلزی و نمونه بتنی حاصل میشود. بنابراین خرابی معمولا مطابق شکل زیر در میانه مقطع اتفاق می افتد. در نمونه مکعبی ارتفاع نمونه (نسبت به عرض سطح تماس آن با جک) کمتر بوده و ناحیه محصور شده قسمت بیشتری از ارتفاع مقطع را شامل میشود.

۲-۱-۲- تاثیر سایز نمونه بر مقاومت فشاری بتن

با افزایش ابعاد نمونه مقاومت فشاری آن کاهش خواهد یافت. برای مثال نمونه مکعبی با ابعاد 300 mm ضعیف تر از نمونه مشابه با ابعاد 150 mm خواهد بود.

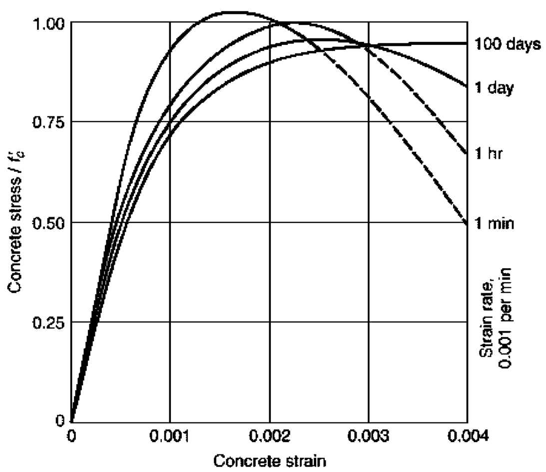
۳-۱-۲- تاثیر راستای بارگذاری بر مقاومت فشاری بتن

اگر راستای بارگذاری با راستای ترکها یکی باشد مقاومت کاهش می‌یابد. در نمونه مکعبی معمولا راستای بارگذاری به موازات لایه های بتن ریزی می باشد. در این حالت احتمال خرابی بیشتر است (چرا؟). در نمونه استوانه ای راستای بارگذاری عمود بر راستای لایه ها می باشد.



۴-۱-۲- تاثیر سرعت بارگذاری بر مقاومت فشاری بتن

به نمودار شکل زیر توجه کنید. با افزایش سرعت بارگذاری، نمونه بتنی مقاومت فشاری بیشتر از خود نشان می دهد.



Stress-strain curves at various strain rates.

سوال : چه عواملی بر f_c' تاثیرگذار است؟

۱- ابعاد نمونه ↑ $\downarrow f_c'$

۲- شکل نمونه (استوانه ای < مکعبی)

۳- سرعت بارگذاری ↑ $\uparrow f_c'$

۴- اثر محصور شدگی ↑ $\uparrow f_c'$

۵- نسبت آب به سیمان↑ $\downarrow f_c'$

۵- سن بتن↑ $\uparrow f_c'$

سراسری ۹۱

کدام یک از جملات زیر در مورد منحنی تنش – کرنش بتن صحیح نمی باشد؟

۱) چنان چه نمونه در زمان بارگذاری تحت تاثیر فشار جانبی نیز قرار گیرد مقاومت فشاری آن افزایش می یابد.

۲) هرچه بتن تحت تنش فشاری تک محوره بالاتری قرار گیرد، رفتار غیرخطی آن بیشتر آشکار می شود.

۳) با افزایش مقاومت فشاری مشخصه بتن، کرنش نهایی شکست کاهش می یابد.

۴) در فشار تک محوره با کاهش سرعت بارگذاری، حداکثر مقاومت فشاری افزایش یافته ولی کرنش نظیر تنش حداکثر کاهش می یابد.

۲-۲- تبدیل مقاومت نمونه های بتنی

پیش نویس آبا، جلد دوم (۱۳۹۹)

۸-۴-۲-۲ منظور از نتیجه‌ی مقاومت فشاری هر نمونه، میانگین نتایج حداقل دو آزمونه‌ی استوانه‌ای به قطر حدود ۱۵۰ و ارتفاع حدود ۳۰۰ میلی‌متر، در سن ۲۸ روز یا هر سن مقرر شده‌ی دیگری برای مقاومت مشخصه است. در مواردی‌که از آزمونه‌های استوانه‌ای به قطر حدود ۱۰۰ و ارتفاع حدود ۲۰۰ میلی‌متر استفاده می‌شود، میانگین نتایج حداقل سه آزمونه باید به‌عنوان نتیجه‌ی هر نوبت نمونه‌برداری در نظر گرفته شود.

برای ارزیابی کیفیت مقاومت بتن، قبل یا بعد از موعد مقرر، می‌توان حداقل یک آزمونه‌ی دیگر را به‌کار گرفت.

ت ۸-۴-۲-۲ در صورتی‌که آزمونه‌های مکعبی ۱۵۰ میلی‌متری تهیه و مورد آزمایش قرار گیرد، لازم است نتایج آن به نتایج استوانه‌ای تبدیل شود. تعداد آزمونه‌های مکعبی ۱۰۰ میلی‌متری، باید حداقل ۳ عدد باشد. تبدیل نتایج می‌تواند بر اساس جدول ۸-۱ برای بتن‌های با وزن مخصوص معمول و بتن سبک (مطابق زیرنویس جدول ۸-۱) انجام شود. به‌دلیل پراکندگی بیشتر نتایج آزمونه‌های ۱۰۰ میلی‌متری، لازم است حداقل سه آزمونه مورد استفاده قرار گیرد. تبدیل نتایج مقاومت آزمونه‌های ۱۰۰ میلی‌متری به ۱۵۰ میلی‌متری ضرورت ندارد. در صورتی که مقاومت فشاری در سنین دیگری نیز مبنای قضاوت خاص قرار می‌گیرد، تهیه و آزمایش دو آزمونه با قطر یا بعد ۱۵۰ میلی‌متر یا سه آزمونه با قطر یا بعد ۱۰۰ میلی‌متر برای هر سن ضروری خواهد بود. لازم است به‌دلیل وجود نقص‌های احتمالی در آزمونه‌ها تعداد آن‌ها بیشتر از حداقل ذکر شده باشد تا بتوان در صورت نیاز از آن‌ها استفاده کرد.

مجوز استفاده از آزمونه‌های کوچکتر بدلیل افزایش سطح مقاومت بتن‌ها در سال‌های اخیر و لزوم عدم افزایش ظرفیت دستگاه‌های تعیین مقاومت فشاری، صادر شده است. همچنین سبکی قالب و وزن این آزمونه‌ها شرایط بهتری را از نظر کار کردن با آن‌ها و کاهش حجم اشغال در اطاق مرطوب یا مخزن آب نگهداری، فراهم می‌کند.

پیش نویس آبا، جلد دوم (۱۳۹۹)

جدول ۸-۱ تبدیل مقاومت بتن معمولی و سبکدانه، از آزمونه مکعبی ۱۵۰ میلی‌متر به آزمونه استوانه‌ای به قطر ۱۵۰ میلی‌متر

مقاومت فشاری مکعبی ۱۵۰ میلی‌متری، مگاپاسکال	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵	۶۰	۶۵	۷۰	۷۵
مقاومت فشاری استوانه‌ی استاندارد، مگاپاسکال	**۲۰**	**۲۵**	**۳۰**	**۳۵**	**۴۰**	**۴۵**	**۵۰**	**۵۵**	**۶۰**	**۶۵**	**۷۰**

۱- برای تبدیل مقاومت مکعبی کمتر از ۲۵ مگاپاسکال به استوانه‌ی استاندارد، مقدار آن بر ۱/۲۵ تقسیم می‌شود.

۲- برای مقاومت‌های بین اعداد ذکر شده در جدول، کافی است ۵ مگاپاسکال از نتیجه‌ی مکعبی کم شود تا نتیجه‌ی استوانه‌ای حاصل گردد.

۳- در صورت استفاده از مکعب ۱۰۰ میلی‌متری، تبدیل آن به استوانه‌ی ۱۰۰ میلی‌متری مشابه جدول فوق خواهد بود. هرچند مقاومت مکعب ۱۰۰ و ۱۵۰ میلی‌متری و همچنین مقاومت استوانه‌ی ۱۰۰ و ۱۵۰ میلی‌متری با یکدیگر تفاوت دارند، اما تبدیل آن‌ها ضرورت ندارد و صرفا از حداقل سه آزمونه‌ی کوچک‌تر به‌جای حداقل دو آزمونه‌ی بزرگتر استفاده می‌شود. به‌هرحال حداقل قطر آزمونه‌ی استوانه‌ای باید از سه برابر حداکثر اندازه‌ی اسمی سنگدانه کمتر نباشد و برای آزمونه‌ی مکعبی نیز باید از ۳/۵ برابر حداکثر اندازه‌ی اسمی سنگدانه کمتر نباشد.

۴- برای بتن‌های سبکدانه، نسبت مقاومت فشاری آزمونه مکعبی ۱۵۰ میلی‌متری به استوانه به قطر ۱۵۰ میلی‌متر، برای رده‌های مقاومتی تا ۴۰ مگاپاسکال برابر با ۱/۰۵ و برای مقاومت‌های بیشتر تقریباً یک است.

۲-۳- مدول الاستیسیته بتن

بر خلاف فولاد که مدول الاستیسیته آن ثابت فرض می شود، مدول الاستیسیته بتن متغیر است.

در شکل زیر نمودار تنش – کرنش بتن نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود در بتن برخلاف فولاد، نقطه تسلیم مشخصی نداریم و با افزایش تنش سختی به تدریج کاهش میابد.

به **سه طریق** می توان مدول الاستیسیته را تعریف کرد.

۱- شیب اولیه نمودار تنش کرنش (مدول الاستیسیته اولیه- **Initial**)

۲- شیب خط متصل کننده مبدا به نقطه تنش دلخواه مانند **B** (مدول الاستیسیته سکانتی- **Secant**)

۳- شیب خط مماس بر نمودار در هر نقطه دلخواه (مدول الاستیسیته مماسی- **Tangent**)

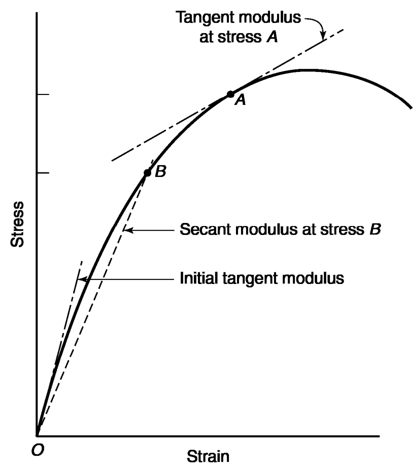


Fig. 3-17
Tangent and secant moduli of elasticity.

- تنش در بتن در حد بارگذاری سرویس حدود $0.45f_c'$ می باشد. در صورتی که نقطه B در حدود $0.45f_c'$ انتخاب شود، تنش سکانتی بتن در بارگذاری سرویس بدست می آید. آیین نامه ACI توصیه می کند جهت مدلسازی سازه های بتنی از مدول الاستیسیته سکانتی استفاده شود و روابطی را جهت محاسبه و تخمین مدول الاستیسیته بتن ارائه کرده است.

19.2.2 *Modulus of elasticity* **19.2.2.1** It shall be permitted to calculate E_c in accordance with (a) or (b): (a) For values of w_c between 1440 and 2560 kg/m³ $E_c = w_c^{1.5} 0.043\sqrt{f_c'}$ (19.2.2.1.a) (b) For normalweight concrete $E_c = 4700\sqrt{f_c'}$ (19.2.2.1.b)	**R19.2.2.1** Equations in 19.2.2.1 provide an estimate of E_c for general design use. Studies leading to the expression for E_c of concrete are summarized in Pauw (1960), where E_c is defined as the slope of the line drawn from a stress of zero to 45 percent of the compressive strength using the stress-strain curve of the concrete. This definition is slightly different than the definition in ASTM C469. ASTM C469 defines E_c using 40 percent of the compressive strength.

برای $f_c' = 25MPa$ مقادیر مدول الاستیسیته بتن به صورت زیر بدست می آید:

رابطه تقریبی ACI318-2019:
$$E_c = 4700\sqrt{f_c'}\ MPa = 23500MPa$$

رابطه دقیق ACI318-2019:
$$E_c = W_c^{1.5} \times 0.043\sqrt{f_c'} \xrightarrow[]{W_c=2400\frac{kg}{m^3}\ \text{با فرض}} 5056\sqrt{f_c'}\ MPa = 25279\ MPa$$

رابطه دقیق ACI318-2019:
$$E_c = W_c^{1.5} \times 0.043\sqrt{f_c'} \xrightarrow[]{W_c=2300\frac{kg}{m^3}\ \text{با فرض}} 4743\sqrt{f_c'}\ MPa = 23715\ MPa$$

با مقایسه با فولاد ($E_s = 2 \times 10^5 MPa$) مدول الاستیسیته فولاد حدود ۸ الی ۱۰ برابر مدول الاستیسیته بتن می باشد.

مدول ارتجاعی بتن با مقاومت بالا نسبت به بتن با مقاومت پایین: **(مهندسی عمران آزاد ۷۹)**

۱) بزرگتر از یک است **۲) کوچکتر از یک است**

۳) مساوی یک است **۴) قابل برآورد نیست**

گزینه ۱

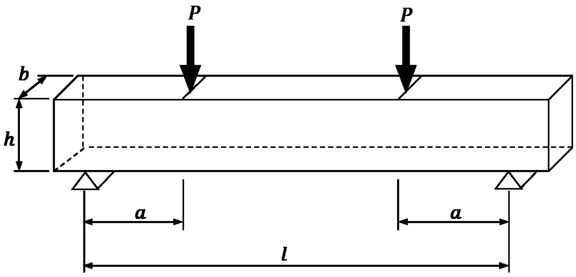
۲-۴- مقاومت کششی بتن

جهت تعیین مقاومت کششی از دو آزمایش مختلف به نام "Modulus of rupture or flexural test " و " Split cylinder test" می توان استفاده کرد.

۱- مدول گسیختگی Modulus of rupture or flexural test (ASTM C78)

در این روش مطابق شکل زیر یک تیر بتنی "بدون میلگرد" تحت اثر دو نیروی متمرکز قرار می گیرد. در اثر نیروی P لنگر خمشی M=Pa در تیر ایجاد می شود. بار P افزایش می یابد تا جایی که تیر تحت اثر کشش ناشی از لنگر ترک خورده و گسیخته شود.

سپس مقدار مدول گسیختگی، f_r، بر اساس رابطه $f_r = \frac{Mc}{I}$ محاسبه می شود.



$$f_r = \frac{M}{I}c = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6Pa}{bh^2}$$

- رابطه فوق با فرض خطی بودن تنش ها بدست آمده است.

آیین نامه ACI رابطه تقریبی زیر را جهت محاسبه مدول گسیختگی ارائه می کند (در صورت استفاده از رابطه ACI دیگر نیازی به انجام آزمایش فوق نخواهد بود).

۹-۳-۵ مدول گسیختگی بتن، f_r

۹-۳-۵-۱ مدول گسیختگی بتن، از رابطه‌ی (۹-۳-۱) محاسبه می شود.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c'} \qquad \text{(۹-۳-۱)}$$

- نکته: مقاومت کششی بتن حدود 0.08 الی 0.15 مقاومت فشاری آن بدست می آید.

مثال: مقاومت کششی و فشاری یک ستون بتنی با مقطع $400 \times 400\ mm^2$ را بدست آورید.
مقاومت فشاری بتن را برابر $f_c = 25MPa$ فرض کنید.

$$\text{مقاومت فشاری} = A_g f_c' = (400 \times 400) \times 25 = 4000\ kN$$

$$\text{مقاومت کششی} = A_g\left(0.62\sqrt{f_c'}\right) = (400 \times 400) \times \left(0.62\sqrt{25}\right) = 496\ kN$$

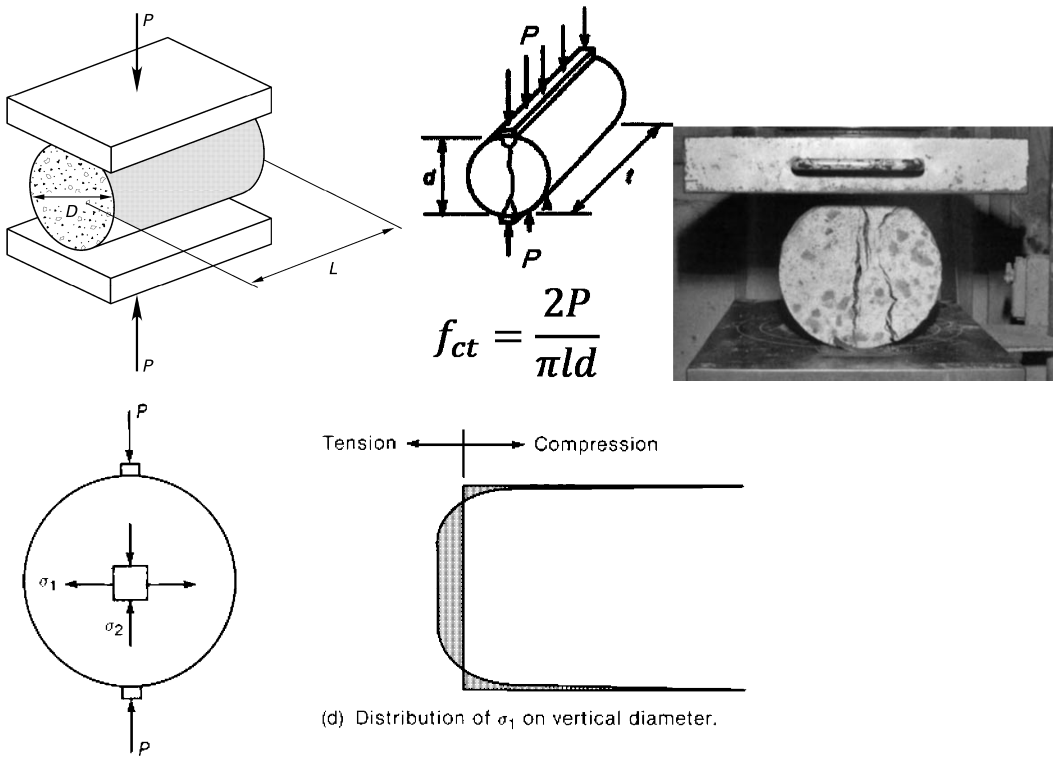
- نکته: در محاسبات فوق ضرایب آیین نامه ای اعمال نشده است.

۲- مدول شکافت Split cylinder test (ASTM C496)

یکی از روشهای محاسبه مقاومت کششی بتن استفاده از آزمایش شکافت استوانه است.

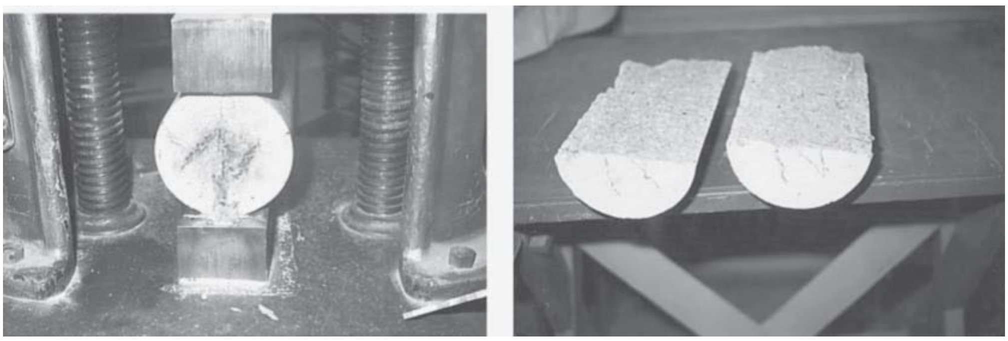
در آزمایش مدول شکافت یک استوانه بتنی مطابق شکل زیر تحت اثر نیروی فشاری در راستای قطر قرار می گیرد.

نیروی P موجب می شود مطابق شکل سمت راست، در دو انتهای فوقانی و تحتانی تنش فشاری زیادی ایجاد شود و در قسمت میانی تنش کششی یکنواخت ایجاد شود. تنش مقاوم کششی نمونه (مدول شکافت) از رابطه $f_{ct}=\frac{2P}{\pi ld}$ بدست می آید.



(c) Stresses on element.

(d) Distribution of σ_1 on vertical diameter.



۲-۵- تاثیر بارگذاری چند محوره

در شکل زیر در راستای افقی تنش ثابت σ_3 در دو راستا وارد می شود.

همزمان با تنش ثابت σ_3، در راستای قائم تنش σ_1 به تدریج افزایش می یابد تا نمونه گسیخته شود.

آزمایشات نشان میدهد می توان مقاومت بتن در راستای ۱ را با رابطه زیر تقریب زد:

$$\sigma_1 = f_c' + 4.1\sigma_3$$

در رابطه فوق f_c' مقاومت فشاری نمونه بتنی تحت فشار تک محوری $(\sigma_3 = 0)$ می باشد. با افزایش فشار جانبی σ_3 مقاومت فشاری در راستای 1 نیز افزایش می یابد.

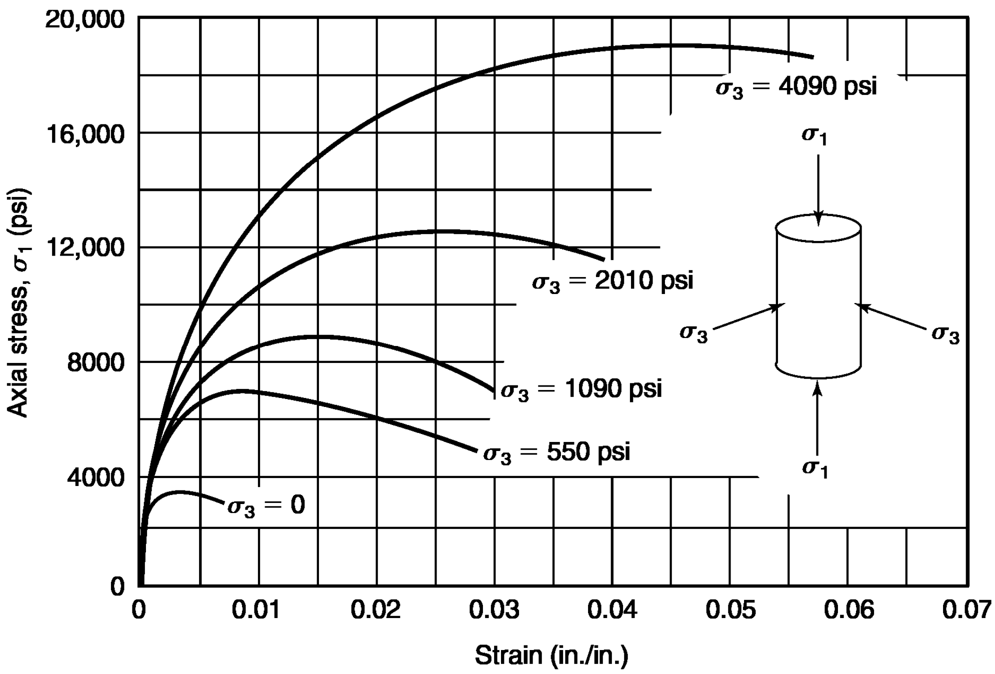


Fig. 3-15
Axial stress–strain curves from triaxial compression tests on concrete cylinders; unconfined compressive strength $f_c' = 3600$ psi. (From [3-3].)

اعضای بتنی ممکن است در شرایط مختلف تحت تنشهای مختلف قرار گیرند.

برای مثال مقطع تیرهای بتنی همزمان تحت اثر تنشهای کششی و فشاری ناشی از خمش و نیز تنش های برشی ناشی از برش قرار می گیرند.

در دالها و پی های گسترده نیز مقطع بتن تحت اثر همزمان تنشهای محوری در دو راستای عمود بر هم، و نیز تنش های برشی قرار می گیرند.

از دیدگاه علم مقاومت مصالح، تنش های چند جهته را می توان به سه مولفه تنش اصلی تبدیل کرد (تنشهای اصلی).

تنشهای اصلی ممکن است کششی و یا فشاری باشند.

- اگر یکی از تنشهای اصلی صفر باشد، خواهیم گفت تنش دو محوره داریم.
- اگر دو تنش اصلی صفر باشد، خواهیم گفت تنش تک محوره داریم.

در اکثر مواقع نتایج آزمایشگاهی تنها برای تنش تک محوره اعلام می شوند. برای مثال تنش مقاوم نمونه استوانه ای ۲۸ روزه بتن مقاومت فشاری تک محوره بتن را نشان میدهد.

در شکل زیر نمونه بتنی تحت اثر همزمان تنش فشاری در دو راستای ۱ و ۲ قرار گرفته است.

نقطه d: در این نقطه نمونه تحت اثر همزمان تنش در دو راستای ۱ و ۲ قرار گرفته است. در این حالت مقاومت فشاری نمونه بیش از $1.1f_c'$ خواهد بود.

نقطه b: این نقطه مربوط به کشش دو محوره می باشد که در آن مقاومت کششی نمونه حدود ۱۰ درصد مقاومت فشاری آن است.

نقطه a: این نقطه مقاومت فشاری نمونه تحت فشار تک محوره در راستای ۱ را نشان میدهد که برابر f_c' می باشد.

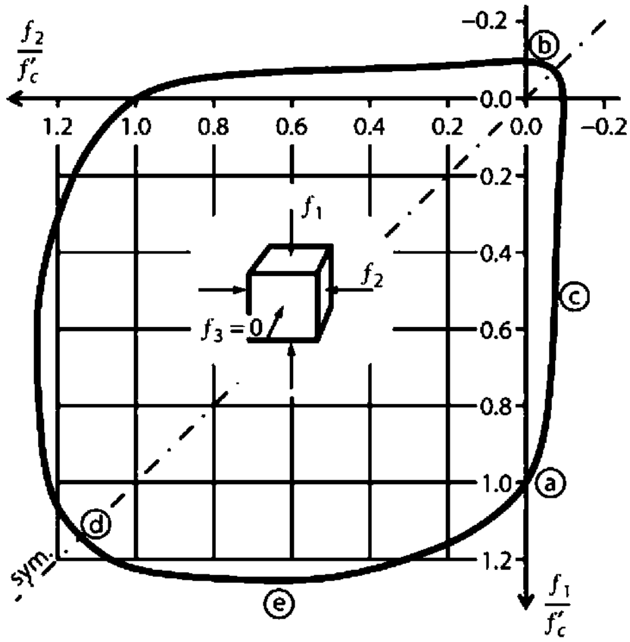
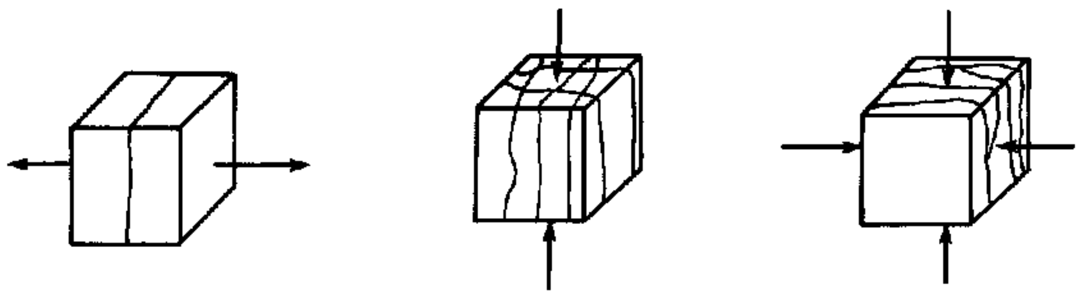


FIGURE 3.11 Concrete strength envelope under biaxial loading. (*After Kupfer et al., 1969, courtesy of American Concrete Institute.*)

شکل های زیر مربوط به شکل شکاف در بتن در هنگام شکست آن است.

- در شکل سمت چپ نمونه تحت کشش خالص است و ترک ها عمود بر راستای کشش هستند.
- در شکل وسط و شکل سمت راست ترک ها به موازات فشار هستند.



شکل زیر نمودار تنش و کرنش در نمونه بتنی با بارگذاری تک محوری را نشان می دهد. تنش تک محوری در راستای 1 وارد می شود. با افزایش تنش نمونه در راستای 1 کاهش طول خواهد داشت ولی در راستای 3 افزایش عرض خواهیم داشت.

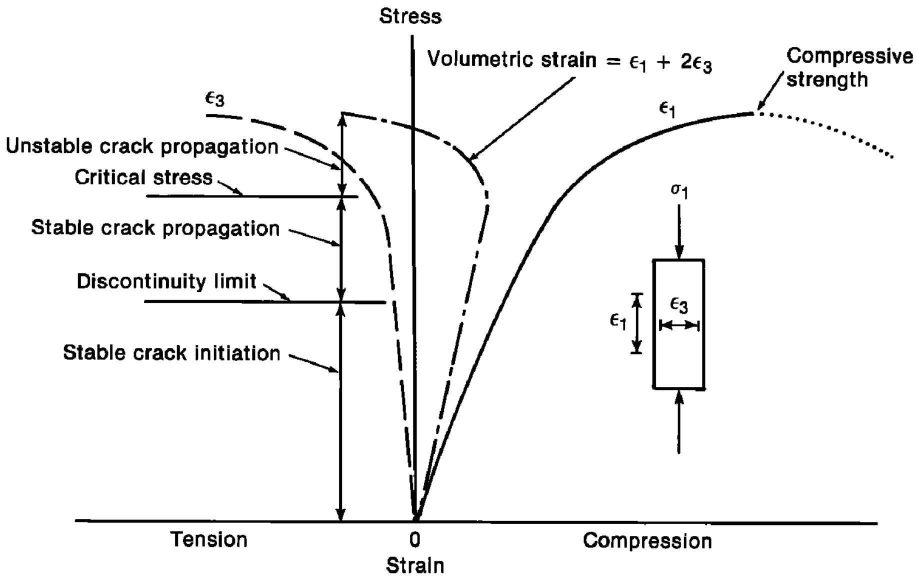
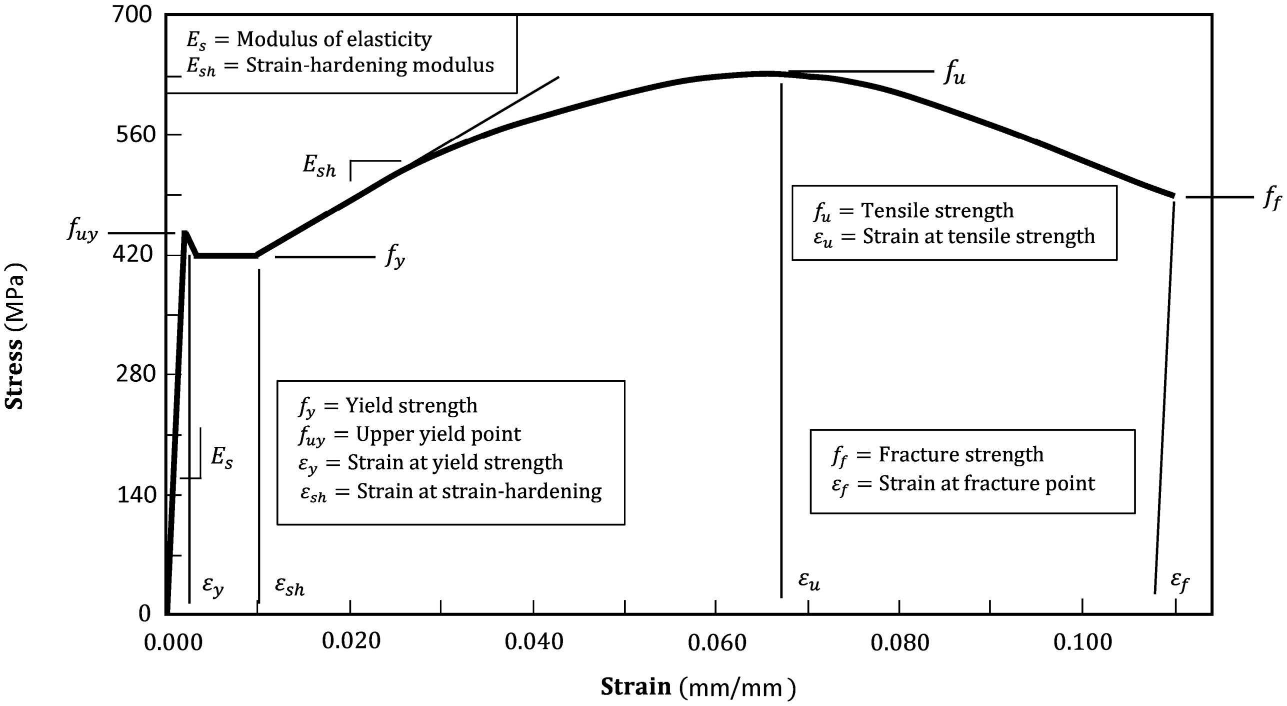


Fig. 3-1
Stress–strain curves for concrete loaded in uniaxial compression. (From [3-2].)

۲-۶- مشخصات میلگرد

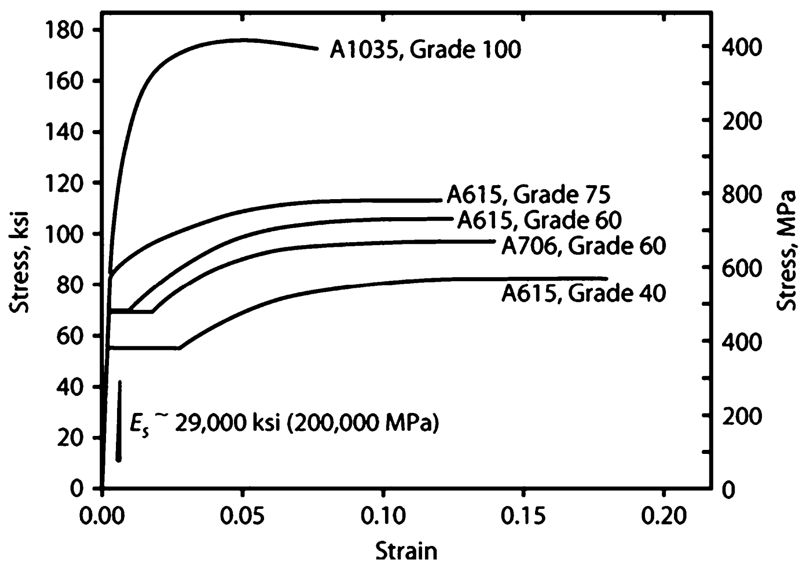
شکل های زیر نمودار تنش کرنش مربوط به میلگرد را نشان می دهد.



شکل زیر نشان می دهد با افزایش مقاومت میلگرد، پله تسلیم از بین رفته و شکل پذیری آن کاهش می یابد.

منظور از Grade 40 میلگرد با مقاومت تسلیم $F_y = 40\ ksi = 40 \times 7\ MPa = 280\ MP$ می باشد.

منظور از Grade 60 میلگرد با مقاومت تسلیم $F_y = 60\ ksi = 60 \times 7\ MPa = 420\ MP$ می باشد.



مبحث نهم (۱۳۹۹)

۹-۴-۵ ویژگیهای کششی آرماتورها

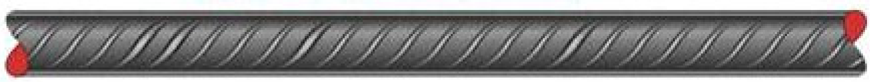
۹-۴-۵-۱ ویژگی های کششی آرماتورها باید مطابق با مقادیر کششی یکی از رده های ارائه شده در جدول ۹-۴-۲ باشد.

جدول **۹-۴-۲** ویژگیهای کششی آرماتورها

رده	علامت مشخصه در ایران	طبقه‌بندی از نظر شکل رویه	رده از نظر شکل پذیری	مقاومت کششی حداقل MPa	تنش حد تسلیم MPa		ازدیاد طول نسبی [۱]	
					حداقل	حداکثر	حداقل A_5	حداقل A_{10}
S240	س ۲۴۰	ساده	نرم	۳۶۰	۲۴۰	–	۲۵	۱۸
S340	آج ۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۴۰	–	۱۸	۱۵
S350	آج ۳۵۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت	۵۰۰	۳۵۰	۴۵۵	۱۷ [۲]	–
S400	آج ۴۰۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۰۰	–	۱۶	۱۲
S420	آج ۴۲۰	آجدار جناغی	نیم سخت	۶۰۰	۴۲۰	۵۴۵	۱۶ [۲]	–
S500	آج ۵۰۰	آجدار مرکب	سخت	۶۵۰	۵۰۰	–	۱۰	۸
S500C	آج ۵۰۰ سرد	آجدار	سخت	۵۵۰	۵۰۰	–	۱۲	–
S520	آج ۵۲۰	آجدار مرکب	سخت	۶۹۰	۵۲۰	۶۷۵	۱۳	–

[۱] انتخاب یکی از طولهای آزمون برای تعیین میزان ازدیاد طول نسبی کافی است. در صورت عدم ذکر طول آزمون، طول حداقل A_5 باید ملاک قرار گیرد. طولهای A_5 و A_{10} در استاندارد INSO 3132 ایران تعریف شده اند.

[۲] در خصوص میلگردهایی که قطر اسمی آنها ۳۲ میلیمتر یا بیشتر است، حداقل مقدار مشخصه تعریف شده برای A_5 ممکن است تا ۲ درصد به ازای هر ۳ میلیمتر افزایش در قطر، کاهش یابد. حداکثر کاهش از حداقل مقادیر تعریف شده در جدول فوق به ۴ درصد محدود می‌شود.



استفاده از آرماتور ساده در چه مواردی مجاز است؟

مبحث نهم (۱۳۹۹)

۹-۴-۸ مشخصات مورد نیاز آرماتورها در طراحی

۹-۴-۸-۱ کلیه‌ی آرماتورهای طولی و عرضی مصرفی در سازه‌های بتن آرمه باید آجدار باشند. استفاده از آرماتورهای ساده فقط در دورپیچ‌ها مجاز است.

- توجه: آرماتورهای افت و حرارت که در سقف ها به کار می رود (برای مثال در سقف تیرچه بلوک) نیز باید آجدار باشند.

۲-۷- خزش

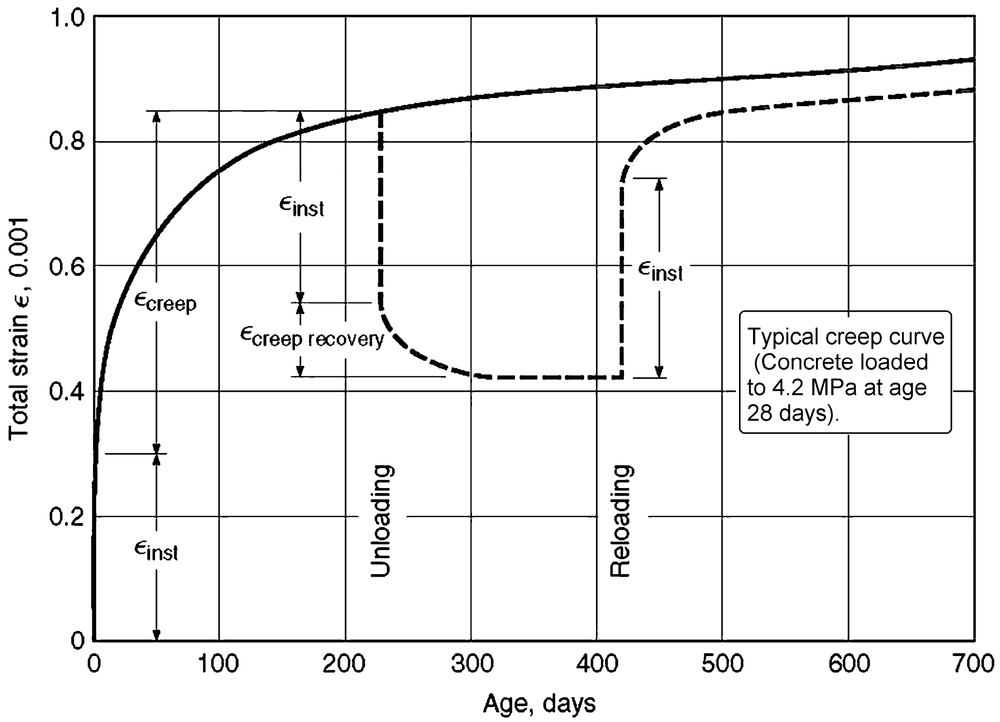
برخی از مواد مانند فولاد، مقاومت و نمودار تنش کرنش حساسیت کمی به زمان دارند.

ولی در بتن اینچنین نیست. اگر یک نمونه بتنی به صورت فشاری بارگذاری شود، یک تغییر شکل آنی اولیه در آن مشاهده خواهد شد و اگر باربرداری انجام نشود و وارد بر آن در طول زمان ثابت بماند، یک تغییر شکل اضافی تدریجی بنام خزش در آن ایجاد خواهد شد.

شکل زیر نشان می دهد که یک نمونه بتنی ۲۸ روزه تحت تنش فشاری 4.8 MPa قرار گرفته و کرنش اولیه آنی ε_{inst} در آن ایجاد شده است.

به مدت ۲۳۰ روز مقدار بار ثابت باقی مانده و در این فاصله علاوه بر کرنش آنی ε_{inst}، کرنش ناشی از خزش ε_{creep} به آن اضافه شده است، به طوریکه جمع کرنش در نمونه به حدود سه برابر کرنش آنی اولیه افزایش یافته است. اگر بار ثابت حفظ شود، نمودار خط توپر را طی خواهد کرد و مطابق شکل افزایش قابل توجهی در کرنش نخواهیم داشت. ولی اگر مطابق قسمت خط چین نمودار باربرداری انجام شود، قسمت عمده تغییر شکل آنی اولیه (ε_{inst}) بر می گردد. اگر نمونه بدون بار رها شود در طول زمان قسمتی از خزش نیز باز خواهد گشت ($\varepsilon_{creep\ recovery}$ در شکل).

کرنش مربوط به خزش (ε_{creep}) که در یک فاصله زمانی طولانی (۲ الی ۵ سال) رخ می دهد می تواند حدود یک الی سه برابر کرنش اولیه باشد. ($\varepsilon_{creep} = 1\sim3 \times \varepsilon_{inst}$)



عوامل که بر خزش اثر می‌کند:

۱- خلل فرج بتن↑ خزش↑

۲- ضخامت قطعه بتنی↑ خزش↓

۳- عمر بتن در لحظه بارگذاری↑ خزش↓

۴- زمان بارگذاری (مدتی که بار بر قطعه اثر می‌کند↑ خزش↑

۵- رطوبت محیط↑ خزش↓

۶- درصد فولاد فشاری↑ خزش↓

✓تحت تنش های ثابت بیش از $0.85f_c'$ ، پدیده خزش با گذشت زمان موجب شکست نمونه می شود.

سراسری ۹۵

برای تیر بتن مسلح با تکیه گاه های ساده تحت بار دائمی گسترده، افزایش چه عاملی تأثیر بیشتری در کاهش نسبت تغییر شکل زمانی به تغییر شکل آنی در وسط تیر دارد؟

۱) مقاومت کششی بتن ۲) مقدار آرماتور کششی ۳) مقاومت فشاری بتن ۴) مقدار آرماتور فشاری

گزینه ۴

سراسری ۸۰

در تیرهای پیوسته (چند دهانه) بتن آرمه تحت اثر بار ثابت به تدریج کدام حالت اتفاق می افتد؟

۱) هر دو ممان منفی و مثبت افزایش می یابند.

۲) هر دو ممان منفی و مثبت کاهش می یابند.

۳) ممان مثبت کم شده و ممان منفی تکیه گاه افزایش می یابد.

۴) از ممان منفی تکیه گاه کم شده و به همان مثبت وسط دهانه اضافه می شود.

گزینه ۴

سراسری ۷۲

خیز بلند مدت یک تیر بتن آرمه:

۱) ۲ تا ۳ برابر خیز اولیه آن است.

۲) 1.5 برابر خیز اولیه آن است.

۲) به علت جمع شدگی "Shrinkage" کمتر از خیز اولیه آن است.

۴) هیچکدام

گزینه ۱

آزاد ۸۹

کدام یک از موارد زیر موجب افزایش مقاومت فشاری بتن می شود.

۱) کاهش سرعت بارگذاری در آزمایش مقاومت فشاری

۲) بزرگتر کردن اندازه نمونه های آزمایش مقاومت فشاری

۲) افزایش نسبت آب به سیمان بتن

۴) تغییر شرایط عمل آوری نمونه قبل از آزمایش از حالت خشک به حالت مرطوب

گزینه ۴

آزاد ۸۹

کدام یک از عبارت های زیر راجع به پدیده خزش در بتن صحیح است؟

۱) هر قدر رطوبت نسبی محیط کمتر باشد کرنش ناشی از خزش در بتن بیشتر است.

۲) کرنش ناشی از خزش تماما برگشت پذیر یا قابل جبران در بار برداری است.

۳) هر قدر تنش اعمالی به نمونه کمتر و سن نمونه هنگام بارگذاری بیشتر باشد، میزان خزش آن بیشتر است

۴) میزان کرنش ناشی از خزش همواره کمتر از کرنش ناشی از بارگذاری است.

گزینه ۱

۲-۸- افت و حرارت

اعضای بتنی، حتی اگر بارگذاری روی آنها انجام نشود، به مرور زمان کاهش حجم خواهند داشت. از جمله دلایل این کاهش حجم پدیده افت و حرارت می باشد.

افت مربوط به از دست دادن رطوبت داخل بتن و تبخیر آن از سطح بتن می باشد. هرچه سطح تماس بتن با هوای آزاد بیشتر باشد این تبخیر بیشتر خواهد بود. میزان این تبخیر مسلما به دمای محیط و رطوبت نسبی هوا وابسته است.

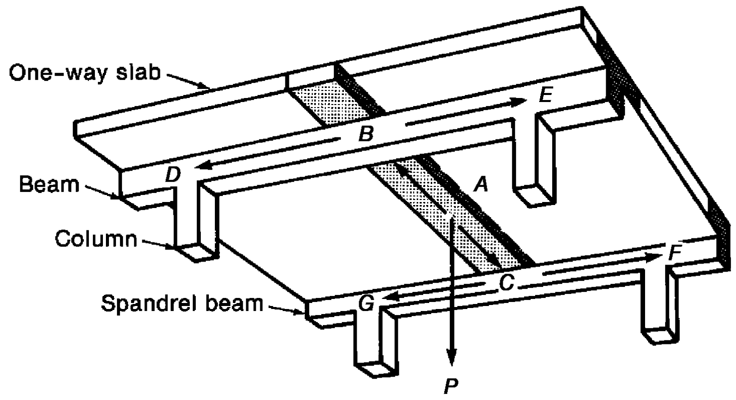
تفاوت افت با خزش؟

✓ برخلاف خزش علت افت تنش های فشاری نمی باشد. بلکه در غیاب تنش های فشاری نیز افت اتفاق می افتد.

۳-خمش

۳-۱- طراحی تیر

یکی از رایج ترین سیستم های باربر، سیستم قاب خمشی می باشد که در آن تیرها اعضایی هستند که تحت خمش و برش قرار دارند و ستونها اعضایی هستند که تحت خمش، برش و نیروی محوری قرار دارند. علاوه بر تیرها، اجزای سقف نیز تحت خمش و برش قرار دارند. در شکل زیر نیروی P توسط نواری از دال سقف (که در شکل هاشور خورده است) تحمل می شود. بار P همراه با وزن خود سقف در نقاط B و C به تیرها منتقل می شود. تیرها نیز در انتها بار را به ستون منتقل می کنند. تیر به ستون لنگر همراه با نیروی محوری وارد می کند. در شکل بار به صورت یک طرف و تنها در یک راستا به تیرها منتقل می شود و به همین جهت به آن دال "یک طرفه" گفته می شود. دقت شود که در این شکل تنها در یک جهت تیر داریم و اگر در چهار طرف دال تیر داشتیم، بار در هر دو جهت منتقل می شد و در این صورت دال "دو طرفه" داشتیم.



اساس طراحی مقاطع بر اساس رابطه زیر انجام میشود:

Reduced nominal strength ≥ factored load effects

اگر مقطع تحت لنگر خمشی باشد:

$$\varphi M_n \geq M_u$$

در رابطه فوق مقدار M_n "مقاومت خمشی اسمی" مقطع را نشان می دهد (nominal moment strength). مقدار آن بر اساس هندسه مقطع و مقاومت مصالح (استفاده شده در مقطع) تعیین می شود.

M_u *لنگر ناشی از بارهای ضریب دار* می باشد که به آن لنگر طراحی نیز گفته می شود. این لنگر از ترکیب بارها بدست می آید. برای مثال بارهای مرده، زنده، و ... هر کدام لنگری را به مقطع وارد می کنند. این لنگرها با هم ترکیب می شوند و مقدار M_u را تشکیل می دهند. بنابراین برای بدست آوردن M_u باید ابتدا تحلیل سازه انجام شود تا دیاگرام های لنگر ترسیم شوند و مشخص شود که لنگر ناشی از بارهای مختلف چقدر است.

مقدار φ ضریب کاهش مقاومت (strength-reduction factor) می باشد. در مواردی که خمش (بدون حضور نیروی محوری) داریم، مقدار این ضریب بر اساس ACI-318-2019 برابر 0.9 می باشد. این ضریب کاهش برای منظور کردن احتمال خطای اجرا (مثلا عدم اجرای دقیق ابعاد و یا کاهش مقاومت) و همچنین خطاها و تقریب های محاسباتی می باشد.

مقدار φM_n را "مقاومت اسمی کاهش یافته" و یا "مقاومت طراحی" می نامند.

۳-۱-۱- ترکیب بار

در برآورد و محاسبه لنگر وارد بر یک عضو بتنی باید اثرات بارهای مختلف باهم جمع شوند.

برای مثال فرض کنید یک تیر همزمان تحت اثر لنگرهای ناشی از بارهای **مرده، زنده و زلزله** قرار گیرد. فرض کنید لنگر وارد بر تیر تحت هر کدام از این بارها برابر مقادیر زیر باشد:

$$M_{Dead} = \mathbf{400}\ kN.m$$
$$M_{Live} = \mathbf{200}\ kN.m$$
$$M_{Earthquake} = \mathbf{300}\ kN.m$$

در این صورت جمع کل لنگر وارد بر تیر چقدر خواهد بود؟

لنگرهای فوق باید مطابق جدول زیر باهم جمع شوند. باید حالت های مختلف را در نظر گرفت. برای مثال در ترکیب بار شماره (1) در جدول زیر فرض شده است که تنها بار مرده وارد شود و در ترکیب بار شماره (2) فرض شده است که تنها بارهای مرده و زنده (و یا یکی از بارهای زنده بام، برف یا باران، در صورت وجود) وارد شود. در ترکیب بار شماره (5) و (7) زلزله نیز حضور دارد.

حداکثر لنگر وارد بر تیر باید با در نظر گرفتن تمامی ترکیب بارها محاسبه و حداکثر مقدار ممکن منظور شود. در مثال فوق جمع بارها (ترکیب بارها) بر اساس ترکیب بارهای شماره ۱، ۲ و ۵ به صورت زیر محاسبه میشود:

ترکیب بار شماره (۱):

$$1.4D = 1.4 \times \mathbf{400} = \mathbf{560}\ kN.m$$

ترکیب بار شماره (۲):

$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r\ or\ S\ or\ R) = 1.2 \times \mathbf{400} + 1.6 \times \mathbf{200} + 0 = \mathbf{800}\ kN.m$$

ترکیب بار شماره (۵):

$$1.2D + E + L + 0.2S = 1.2 \times \mathbf{400} + \mathbf{300} + \mathbf{200} + 0 = \mathbf{980}\ kN.m$$

با توجه به ترکیب بارهای فوق حداکثر لنگر وارد بر تیر باید برابر 980 kN.m در نظر گرفته شود.

۹-۷ ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری - ضریب‌های کاهش مقاومت

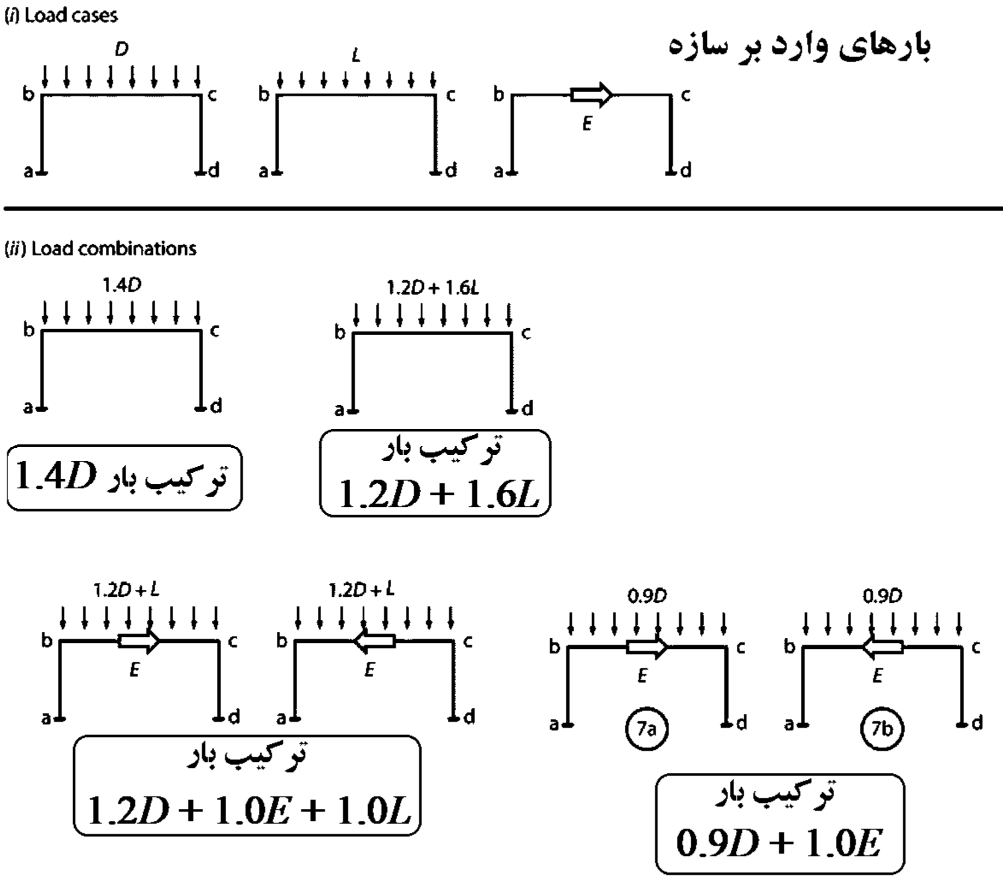
جدول ۹-۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری

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) $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5(1.6W))$
(۹-۷-۴)	W	4) $U = 1.2D + 1.0L + 1.6W + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
(۹-۷-۵)	E	5) $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$
(۹-۷-۶)	W	6) $U = 0.9D + 1.6W$
(۹-۷-۷)	E	7) $U = 0.9D + 1.0E$

در جدول فوق:

D: بار مرده،　　L: بار زنده،　　L_r: بار زنده بام،　S: بار برف،　　R: بار باران،　　W: بار باد،　　E: بار زلزله

در شکل های زیر ترکیب بارهای اول و دوم و نیز ترکیب بارهای پنجم و هفتم که شامل نیروی زلزله هستند نمایش داده شده اند.



نکات تکمیلی در رابطه با ترکیب بارها

۹-۷ ضریب‌های بار و ترکیب‌های بارگذاری- ضریب‌های کاهش مقاومت

جدول ۹-۷-۱ ترکیب‌های بارگذاری

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

- ضرایب بار باد در جدول فوق با ضرایب بار باد در ASCE7-16 تفاوت دارد. با توجه به اینکه تراز محاسباتی بار باد در مبحث ششم با تراز محاسباتی بار باد در ASCE7-16 تفاوت دارد، یک ضریب اضافی 1.6 به بار باد اضافه شده است.
- به بند زیر توجه کنید. لازم نیست اثر نیروی جانبی باد و زلزله همزمان به سازه اعمال شود. در ترکیب بارهای جدول فوق نیز اثر باد و زلزله همزمان وارد نشده است.

۹-۷-۳-۱-۲ تاثیرات یک یا چند باری که به طور هم‌زمان اثر نمی‌کنند (مثلا بار باد و بار زلزله)، باید به طور جداگانه در نظر گرفته شوند؛ ولی تاثیرات آن‌ها به طور هم‌زمان منظور نمی‌گردند.

- با توجه به بند زیر در ترکیب بارهای شامل نیروی جانبی باد یا زلزله (ترکیب بارهای شماره ۳، ۴ و ۵) میتوان ضریب بار زنده را برابر 0.5 در نظر گرفت، به شرطی که بار زنده مورد نظر بیش از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع نباشد. در سازه های با کاربری مسکونی بار زنده طبق مبحث ششم باید برابر $L = 2\frac{kN}{m^2}$ میباشد که کمتر از ۵ میباشد و بنابراین میتوان برای مثال ترکیب بار 1.2D+E+L+0.2S را به صورت 1.2D+E+0.L+0.2S نوشت.

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.

باید توجه داشت که در توضیحات فوق تنها بارهای زنده مربوط به طبقاتی که کاربری بار زنده دارند، را میتوان با ضریب 0.5 در ترکیب بار منظور کرد. اگر برای نمونه اگر یکی از طبقات سازه مسکونی کاربری پارکینگ داشته باشد، در محاسبه بار زنده وارد بر ستونهای طبقه اول سازه، ترکیبی از بارهای زنده طبقات مسکونی و پارکینگ به ستون مورد نظر وارد خواهد شد و تنها آن بخش از بارهای زنده که مربوط به کاربری مسکونی هستند را اجازه داریم با ضریب 0.5 منظور کنیم. برای توضیحات بیشتر در این مورد و نحوه اعمال آن در نرم افزار به جزوه ایتبس در صفحه زیر مراجعه کنید:

https://hoseinzadeh.net/hoseinzadeh-etabs

- در جدول فوق، نیروی زلزله E شامل زلزله های افقی و قائم میباشد. طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، در صورتی که محل ساخت سازه در شهری با خطر نسبی بسیار زیاد باشد (A=0.35) در این صورت اثر زلزله قائم باید با رابطه زیر محاسبه شده و به کل سازه اعمال شود.

$$E_V = 0.6AIW = 0.6AID$$

۹-۷-۳-۱-۴ در مواردی که بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان نیاز به منظور نمودن اثرات مولفه‌ی قائم زلزله علاوه بر اثرات مولفه‌های افقی آن باشد، ترکیب‌های بارگذاری رابطه‌های (۹-۷-۵) و (۹-۷-۷) به صورت زیر اصلاح میشوند:

$$U = (1.2 + 0.6AI)D + \rho E_h + 1.0L + 0.2S \qquad \text{(۹-۷-۸)}$$

$$U = (0.9 - 0.6AI)D + \rho E_h \qquad \text{(۹-۷-۹)}$$

در این رابطه‌ها A نسبت شتاب مبنای طرح است که بر اساس مبحث ششم برای پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد، زیاد، متوسط و کم به ترتیب معادل ۰/۳۵، ۰/۳۰، ۰/۲۵ و ۰/۲۰ منظور می‌شود؛ و I ضریب اهمیت ساختمان است که بر اساس مبحث ششم برای طبقه بندی ساختمان در گروه‌های ۱، ۲، ۳ و ۴ به ترتیب معادل ۱/۴، ۱/۲، ۱/۰، و ۰/۸ در نظر گرفته می‌شود هم‌چنین ρ ضریب نامعینی سازه است که در مبحث ششم مقررات ملی تعیین شده، و برای ساختمان‌های با میزان نامعینی کافی برابر ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود؛ و E_h تأثیرات بار نیروهای افقی زلزله و یا لنگرها و نیروهای داخلی مربوطه است.

برای مثال در صورتی که A=0.35 باشد و ضریب اهمیت سازه I=1 باشد، در شهرهایی مانند تبریز یا تهران خواهیم داشت:

$$E_V = 0.6AID = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times D = 0.21 \times D$$

در این صورت ترکیب بارهای شماره (5) و (7) در جدول ترکیب بارها، با احتساب زلزله قائم به صورت نوشته خواهد شد:

$$\begin{cases} (1.2 + 0.21)D + E + L + 0.2S & \rightarrow (1.41)D + E + L + 0.2S \\ (0.9 - 0.21)D + E & \rightarrow \ 0.69D + E \end{cases}$$

ترکیب بارهای بهره برداری

کنترل خیز تیرها از جمله کنترل های مربوط به بهره برداری (serviceability) محسوب میشود. کنترل خیز باید تحت اثر ترکیب بارهای بهره برداری انجام شود. در این ترکیب بارها ضرایب بار واحد میباشد.

۶-۲-۳-۵ ترکیب بارهای حالت‌های حدی بهره‌برداری

برای حالت‌های بهره‌برداری موضوع بند ۶-۱-۳-۲، باید ترکیب بارهای مناسب بارهای مرده، زنده و سایر بارهای مرتبط با توجه به مباحث طراحی مقررات ملّی ساختمان و یا سایر آیین‌نامه‌های طراحی مربوطه در نظر گرفته شود. در این ترکیب‌ها از بارهای کوتاه مدت نظیر زلزله طرح، باد، سیل، یخ جوی و ... استفاده نمی‌شود. ترکیب بارهای زیر باید برای حالت‌های بهره‌برداری به کار برده شود. در صورتی‌که در مباحث طراحی مقررات ملّی ساختمان و یا سایر آیین‌نامه‌های طراحی مربوطه پیشنهاد استفاده از ضرایب بار کمتر از یک را در ترکیب بارها داده باشد، باید از آن ضرایب به جای یک در ترکیب بارهای زیر استفاده گردد.

۱) D
۲) D+L
۳) D+(L_r یا S یا R)
۴) D+L+(L_r یا S یا R)
۵) D+T
۶) D+L+T+(L_r یا S)

۳-۱-۲- ضرایب کاهش مقاومت

برای اعضای میتوان مقاومت خمشی، برشی،... محاسبه نمود. مقاومت محاسبه شده را "مقاومت اسمی (nominal)" مینامیم. برای مثال مقاومت خمشی اسمی یک عضو را با M_n نشان میدهیم (اندیس n به معنای nominal میباشد).

در محاسبات و کنترل سازه مقاومتهای اسمی را با ضریب φ کاهش میدهیم:

مقاومت طراحی= مقاومت اسمی× φ

مقاومت اعضا پس از محاسبه در جهت اطمینان باید کاهش داده شوند. جدول زیر ضرایب کاهش مقاومت را نشان می دهد. برای مثال ضریب کاهش مقاومت خمشی تیرها برابر $\varphi = 0.9$ و ضریب کاهش مقاومت برشی اعضا برابر $\varphi = 0.75$ میباشد.

جدول ۹-۷-۲ ضریب‌های کاهش مقاومت ϕ بر اساس وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع

وضعیت مورد نظر در طراحی مقطع	ϕ
۱) لنگر، نیروی محوری، و یا ترکیب لنگر و نیروی محوری	
الف) مقاطع کشش- کنترل (بند ۹-۷-۴-۲)	۰/۹۰
ب) مقاطع فشار- کنترل (بند ۹-۷-۴-۳)	
- اعضای با دورپیچ	۰/۷۵
- سایر اعضا	۰/۶۵
پ) مقاطع در ناحیه‌ی انتقال (بند ۹-۷-۴-۴)	۰/۶۵-۰/۹۰
۲) برش	۰/۷۵
۳) پیچش	۰/۷۵
۴) مقاومت اتکایی (لهیدگی)	۰/۶۵
۵) نواحی مهاری پس کشیده	۰/۸۵
۶) نشیمن‌ها (براکت‌ها و کوربل‌ها)	۰/۷۵
۷) نواحی مختلف در مدل‌های بست و بند	۰/۷۵
۸) اجزای اتصالات اعضای پیش ساخته‌ای که با تسلیم عناصر فولادی در کشش کنترل می‌شوند.	۰/۹۰
۹) عناصر بتنی ساده (بدون فولاد)	۰/۶۰
۱۰) مهار در عناصر بتنی	۰/۴۵-۰/۷۵

۳-۲- دلایل استفاده از ضریب اطمینان

به چه دلیل مهندسین بارها در ترکیب بارها افزایش داده و از طرفی مقاومت اسمی مقطع را با ضریب φ کاهش می دهند؟

برخی از دلایل استفاده از ضرایب فوق عبارتند از:

۱- مقاومت واقعی اعضا با آنچه که محاسب در نظر گرفته تفاوت دارد.

a. مقاومت بتن و فولاد ممکن است متفاوت از مقدار مشخصه باشد.

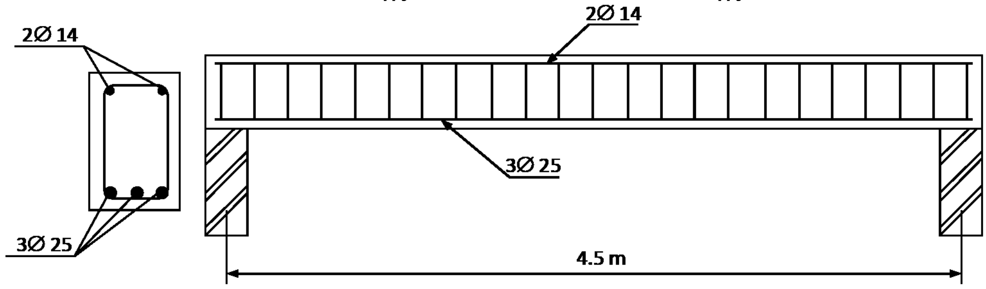
b. ابعاد اجرا شده ممکن است متفاوت باشد.

c. فرضیات و تقریب های ساده کننده در آنالیز و طراحی

۲- احتمال تغییر در بارگذاری

مثال: در تیر شکل زیر بار گسترده وارد بر تیر برابر است با:

$$q_{Dead} = 40\,\frac{kN}{m} \qquad q_{Live} = 30\,\frac{kN}{m}$$



"لنگر ضریب دار" وارد بر تیر را تحت اثر ترکیب بارهای مبحث نهم محاسبه نمایید.

بارهای مرده و زنده وارد بر به صورت زیر ترکیب شده اند:

$$q_u = Max\left\{\begin{array}{c} 1.4D = 1.4 \times 40 = 56\,\frac{kN}{m} \\ 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 40 + 1.6 \times 30 = 96\,\frac{kN}{m} \end{array}\right\} = 96\,\frac{kN}{m}$$

مقدار $q_u = 96\,\frac{kN}{m}$ را "بار ضریب دار" عضو می نامند.

لنگر ضریب دار عضو برابر است با:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{96 \times 4.5^2}{8} = \mathbf{243}\ kN.m$$

با فرض اینکه "مقاومت خمشی اسمی" مقطع برابر $M_n = 275\ kN.m$ باشد، کفایت تیر تحت خمش را بررسی کنید.

- فرض کنید تیر به صورت اتکایی بر روی تکیه گاهها قرار گرفته و دوسر مفصل عمل میکند. ضریب کاهش مقاومت خمشی طبق جدول صفحه قبل برابر $\varphi = 0.9$ میباشد.

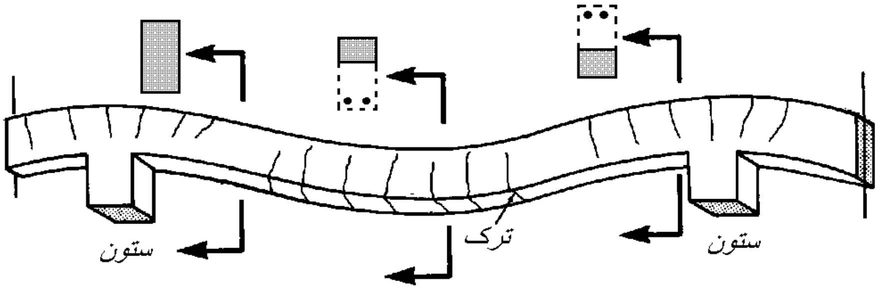
کنترل کفایت تیر به لحاظ خمشی:

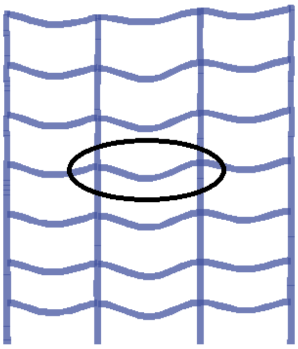
$$M_u \leq \varphi M_n \qquad \rightarrow \qquad \mathbf{243} \leq 0.9 \times \mathbf{275} = 247.5\ kN.m \qquad OK$$

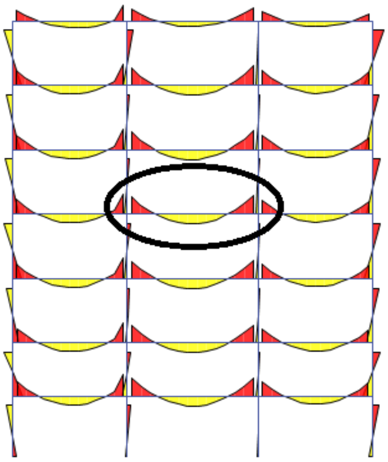
لنگر ضریب دار عضو (Mu) باید کمتر از مقاومت خمشی طراحی عضو (φM_n) باشد.

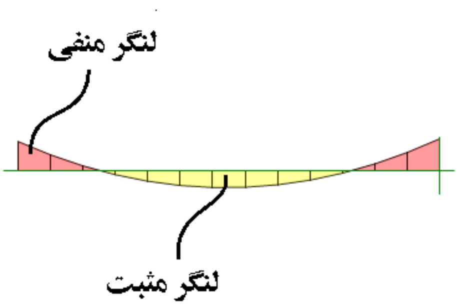
۳-۳- لنگر وارد بر تیر تحت بارهای ثقلی و لرزه ای

به شکل زیر توجه کنید. یک تیر بتن آرمه را نشان می دهد که تحت اثر بار ثقلی خم شده است.



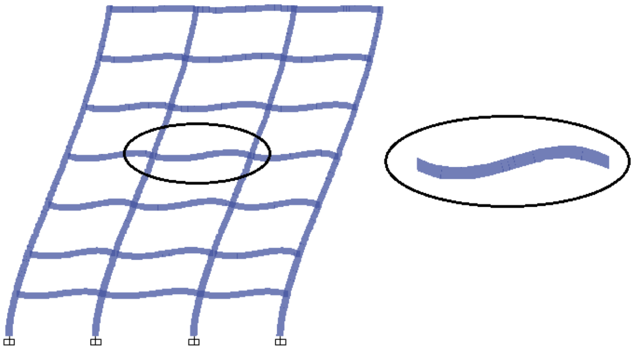




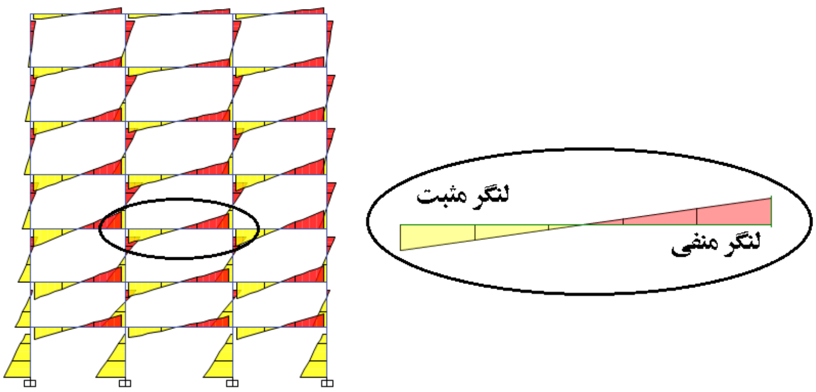


قرار داد: در این جزوه در دیاگرام لنگر منفی در بالای نمودار ترسیم می شود و مثبت در پایین نمودار.

به شکل زیر نگاه کنید. تغییرشکل سازه را تحت زلزله نشان می دهد:

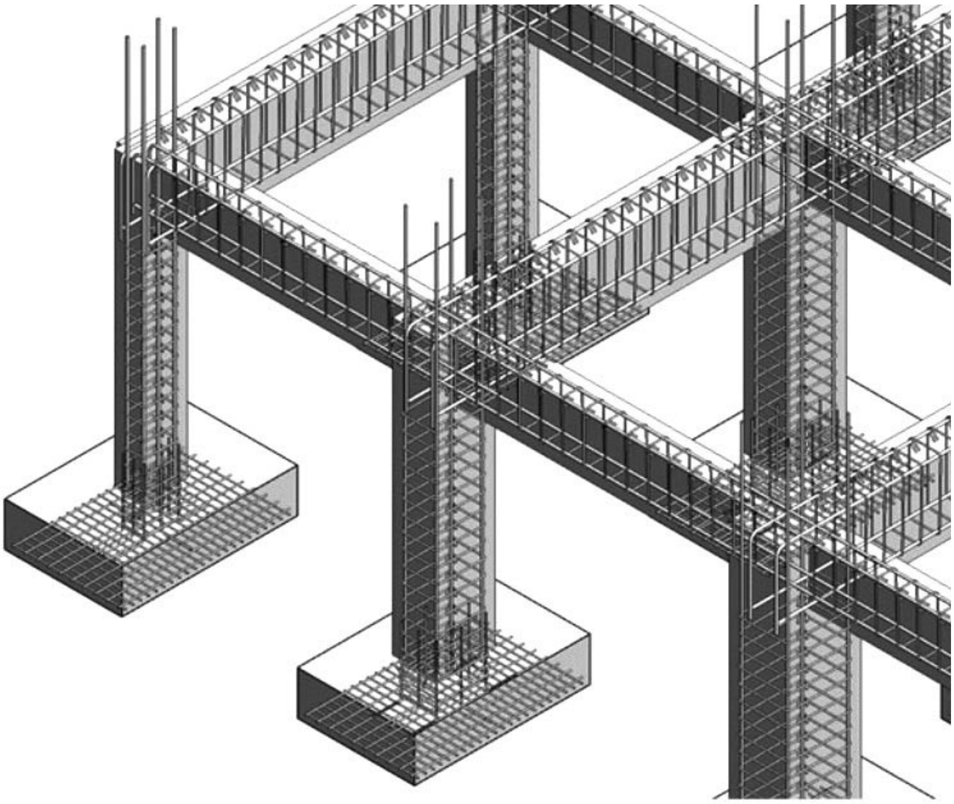


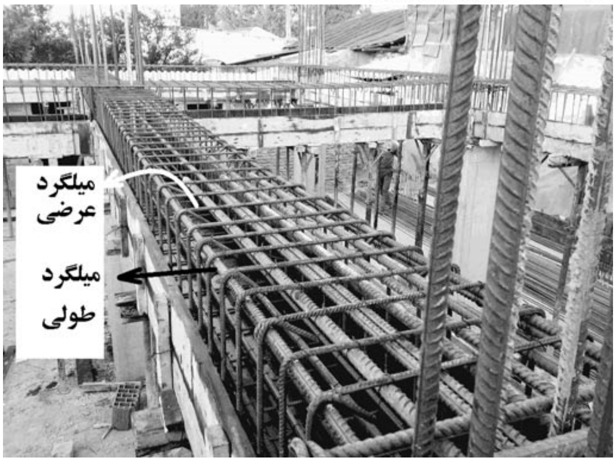
در قابهای خمشی تحت نیروی جانبی زلزله معمولا حداکثر لنگر در دو انتهای تیر اتفاق می افتد.



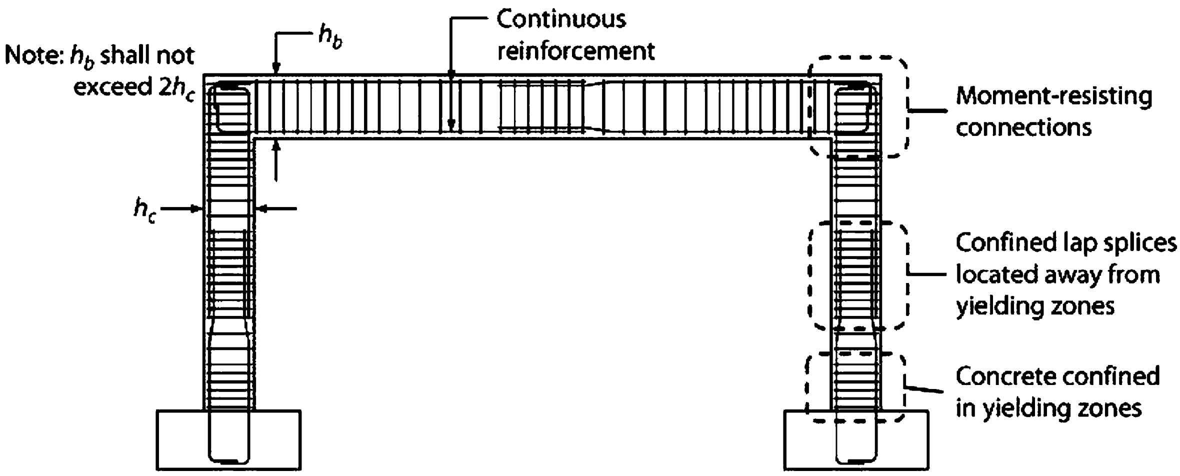
۳-۴- سازه های بتنی

به شکل های زیر توجه کنید. شکل کلی میلگردهای "طولی" و "عرضی" تیر را نشان می دهند.



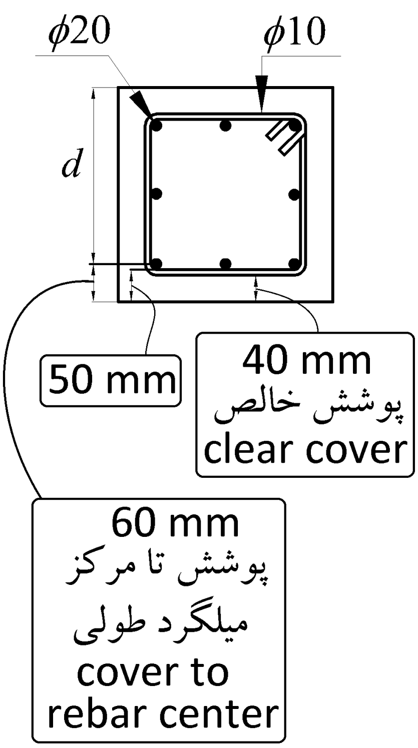


نحوه ترسیم میلگردهای طولی و عرضی در نقشه های سازه مشابه شکل زیر می باشد.



۳-۵- پوشش بتن

طبق ACI-318-2019 حداقل پوشش خالص بتن برای تیرها و ستونها برابر 40 mm می باشد به شرطی که آن تیر یا ستون در معرض عوامل جوی (هوای آزاد) و یا در تماس با خاک نباشد.



20.6.1.3 *Specified concrete cover requirements*

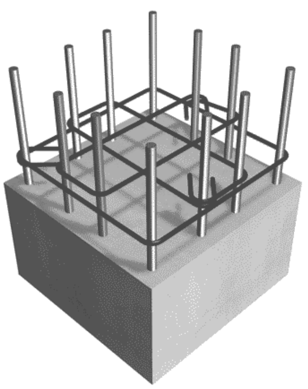
20.6.1.3.1 Nonprestressed cast-in-place concrete members shall have specified concrete cover for reinforcement at least that given in Table 20.6.1.3.1.

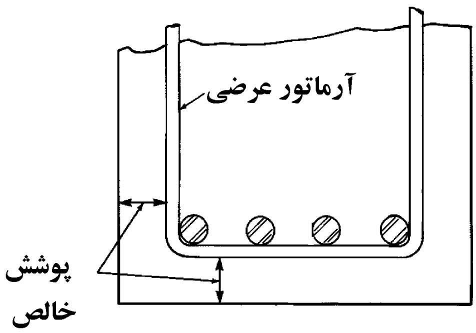
Table 20.6.1.3.1—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 19 through No. 57 bars	50
		No. 16 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 43 and No. 57 bars	40
		No. 36 bar and smaller	20
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	40

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

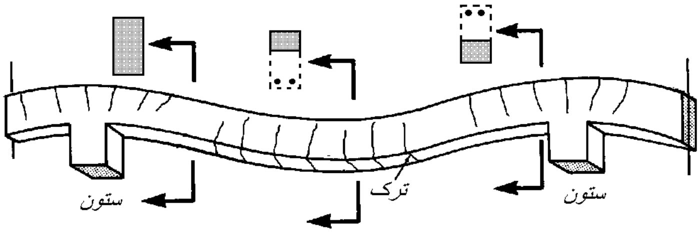




۳-۶- تحلیل و ضرایب ترک خوردگی

اعضای سازه های بتنی تحت بارهای وارد شده، ترک می خورند. پس از ترک خوردن ممان اینرسی مقطع آنها کاهش می یابد (شکل زیر).

طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و همچنین ACI-318 باید هنگام تحلیل سازه اثرات این کاهش سختی منظور شود.



طبق مبحث نهم میتوان ممان اینرسی ستونها را برابر $0.7I_g$ و ممان اینرسی تیرها را برابر $0.35I_g$ در نظر گرفت.

- I_g ممان اینرسی مقطع تیر یا ستون در حالت ترک نخورده و بدون احتساب اثر میلگردهای داخل آن می باشد. برای مثال برای یک تیر با ابعاد مقطع $400mm \times 600mm$ مقدار ممان اینرسی مقطع بتن برابر $I_g = \frac{400\times600^3}{12}$ خواهد بود. و در هنگام تحلیل سازه مقدار ممان اینرسی این تیر باید برابر $0.35I_g = 0.35 \times \frac{400\times600^3}{12}$ باید منظور شود.

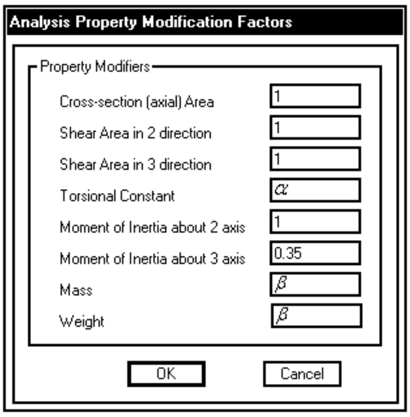
استاندارد ۲۸۰۰

۳-۵-۵ 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 P -Δ نیزصرف‌نظر کرد.

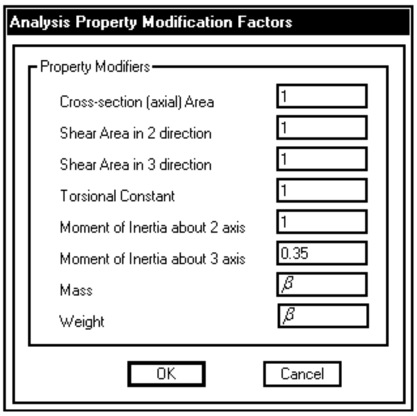
طبق بند فوق در تمامی سازه های بتنی (چه مهار شده و چه مهار نشده) ضرایب سختی تیرها برابر 0.35، ستونها برابر 0.7 و دیوارها بسته به اینکه ترک بخورند یا نه برابر 0.35 و یا 0.7 منظور خواهد شد.

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

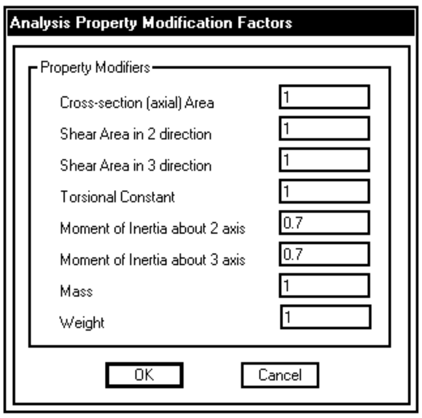
Beam (With compatibility torsion)



Beam



Column



- ضرایب β 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 axis 3 باید ضریب axis 2 نیز برابر 0.35 وارد شود. با توجه به اینکه در تیرها لنگر حول محور ضعیف عمدتا نزدیک به صفر می باشد، کاهش این ضریب در نتایج طراحی اعضا ناچیز است و در کنترل دریفت تاثیر اندکی دارد.

مبحث نهم (ویرایش ۹۹)

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		$0.7I_g$	$1.0A_g$	b_wh
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

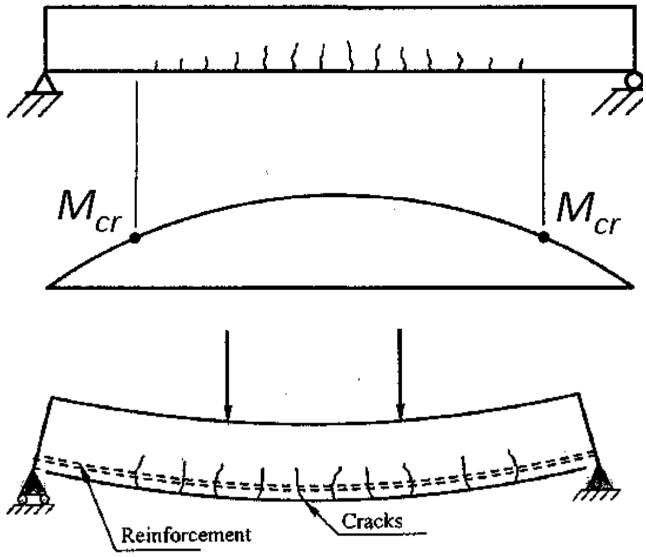
عضو	مقادیر ممان اینرسی حداقل	I	حداکثر
ستون‌ها و دیوارها	$0.35I_g$	$(0.8+25\frac{A_{st}}{A_g})(1-\frac{M_u}{P_uh}-0.5\frac{P_u}{P_0})$	$0.875I_g$
تیرها، دال‌های تخت و دال‌های قارچی	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)(1.2-0.2\frac{b_w}{d})I_g$	$0.5I_g$

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.

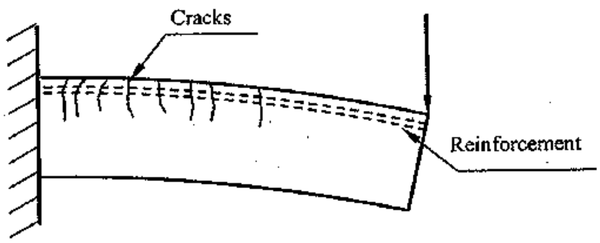
۹-۶-۵-۳-۱-۲ در تحلیل برای بارهای جانبی ضریب‌دار می‌توان ممان اینرسی کلیه‌ی اعضا را برابر $0.5I_g$ در نظر گرفت؛ یا می‌توان ممان اینرسی اعضا را با استفاده از روش‌های دقیق‌تری که سختی موثر همه اعضا تحت بار را منظور می‌نماید، محاسبه نمود.

- **در مبحث نهم ویرایش ۹۹، سه روش جهت منظور کردن اثر ترک خوردگی ارائه شده است.**
- **روش اول همان روش رایج در کشور می باشد (تیرها 0.35، ستونها 0.7 و دیوارها بسته به ترک خوردگی آنها 0.35 و 0.7)**
- **روش دوم نیاز به محاسبه دقیق عضو به عضو دارد**
- **در روش سوم پیشنهاد شده برای تمامی اعضا همزمان ضریب کاهش ممان اینرسی برابر 0.5 وارد شود.**

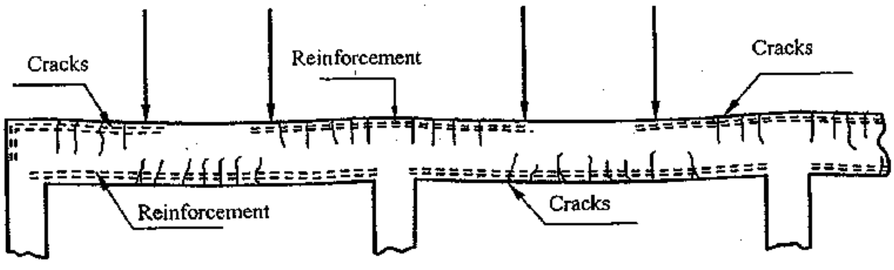
یکی از عوامل ایجاد ترک وجود لنگر در تیر است. در نقاطی که لنگر وارد شده افزایش یابد، ترک ها نیز بیشتر خواهند بود. شکل های زیر نمونه هایی از ترک های احتمالی در تیرها را نشان می دهد. یک تیر دوسر مفصل تحت بار گسترده یکنواخت را در نظر بگیرید. حداکثر لنگر در میانه تیر می باشد ($M_u = \frac{q_u L^2}{8}$) و بنابراین انتظار می رود تعداد ترک ها و نیز عمق آنها در میانه تیر بیشتر باشد. از طرفی در دو انتهای تیر به علت کاهش لنگر به صفر، ترک ها نیز حذف می شوند (شکل زیر).



A- Simple beam

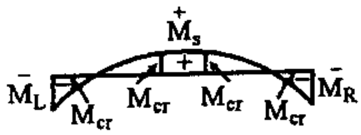


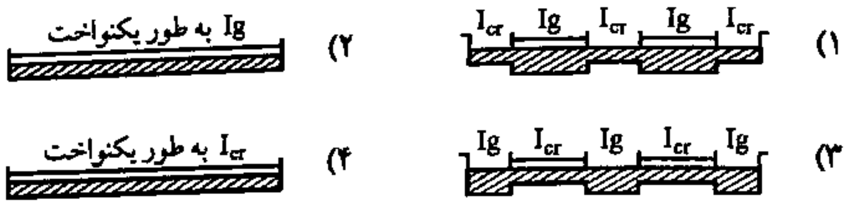
B-Cantilever beam



تمرین

۲۲-در شکل زیر دیاگرام ممان خمشی یک دهانه از تیر یکسره تحت تأثیر بارهای سرویسی (بدون ضریب) نشان داده شده است. اگر ممان ترک‌خوردگی تیر برابر M_{cr}، ممان اینرسی کل مقطع بتنی با صرفنظر از آرماتور برابر I_g و ممان اینرسی مقطع ترک خورده تیر برابر I_{cr} باشد، کدام گزینه تغییرات ممان اینرسی در طول دهانه تیر را بهتر نشان می‌دهد؟ (مهندسی عمران ۷۷)





گزینه ۱

سراسری ۹۰

۱۲۰- مهم‌ترین عامل غیرخطی بودن رفتار تغییر شکل کوتاه مدت تیر بتن آرمه تحت بار سرویس کدام است؟

۱) رفتار غیرخطی بتن
۲) وقوع ترک در بتن
۳) استفاده از آرماتور در بتن
۴) پارامترهای ثانویه از جمله خزش و جمع‌شدگی

گزینه ۲

۳-۷- مکانیزم تحمل خمش در تیرهای بتنی

۳-۷-۱- نمودار لنگر انحنا

- در اعضای کششی رابطه بین تغییرشکل و نیرو را به صورت زیر میتوان نوشت:

$$F = K\Delta \quad \rightarrow \quad F = \frac{EA}{L}\Delta \quad \rightarrow \quad F = EA\left(\frac{\Delta}{L}\right) \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{F} = EA(\boldsymbol{\varepsilon})$$

- در اعضای خمشی رابطه بین تغییرشکل و لنگر را به صورت زیر میتوان نوشت:

$$M = K\theta \quad \rightarrow \quad M = \frac{EI}{L}\theta \quad \rightarrow \quad M = \frac{EI}{L}\left(\frac{\theta}{L}\right) \quad \rightarrow \quad M = EI(\varphi)$$

- پارامتر φ "انحنا" نامیده میشود. انحنا تغییر زاویه در واحد طول تیر می باشد. این پارامتر در شکل زیر سمت راست برای تیر تحت خمش نشان داده شده است.

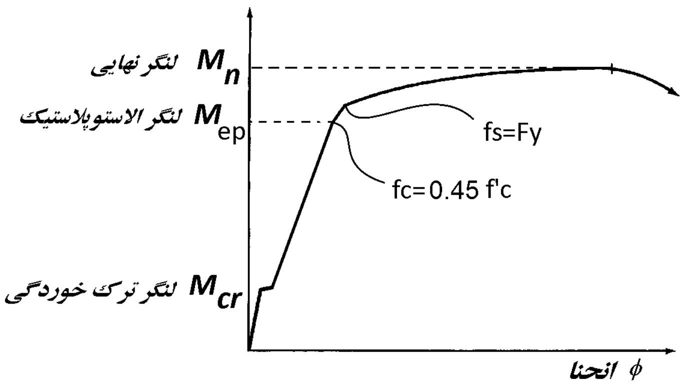
در اعضای خمشی برای سنجش تغییر شکل عضو از مفهوم انحنا (curvature) استفاده می شود:

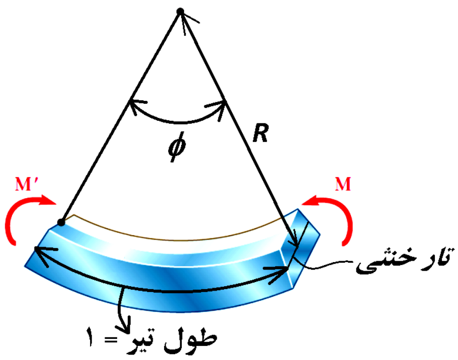
$$\text{انحنا} = \varphi = \frac{1}{R}$$

در تیرهای فاقد خمش مقدار انحنا صفر خواهد بود. با افزایش لنگر، مقدار انحنا افزایش می یابد.

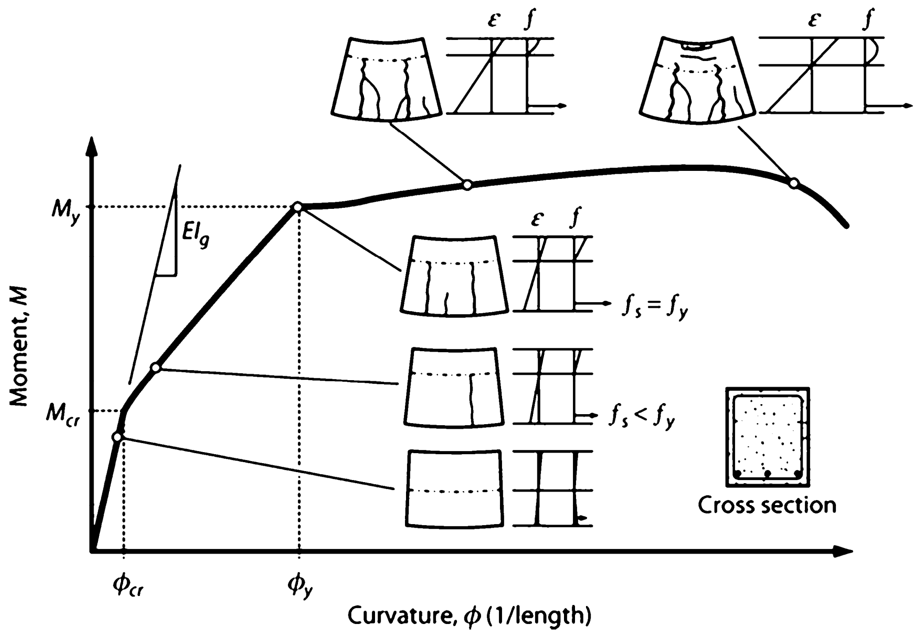
در شکل زیر مقدار انحنا و شعاع انحنا در یک تیر نشان داده شده است.

- توجه کنید که زاویه نشان داده شده در وارد طول تیر (۱ متر در شکل) میباشد.
- در بررسی رفتار خمشی یک عضو به جای نمودار "نیرو- تغییر مکان" می توان از نمودار "لنگر – انحنا" مطابق شکل زیر استفاده کرد.





- در نمودار شکل فوق و نیز شکل زیر می توان مراحل بارگذاری تیر بتنی تحت خمش را در ۳ مرحله مختلف طبقه بندی کرد. این ۳ مرحله در صفحات بعدی تشریح شده اند.



سه مرحله مختلف در نمودار لنگر انحنا داریم:

۱- مرحله یک (الاستیک):

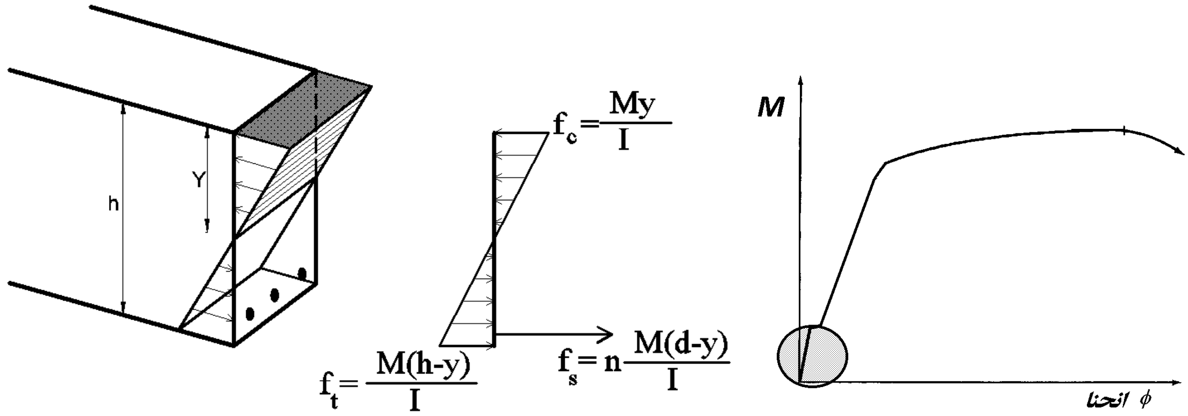
- در این مرحله سه عامل زیر در تحمل لنگر مشارکت دارند:

  ۱- بتن کششی

  ۲- فولاد کششی

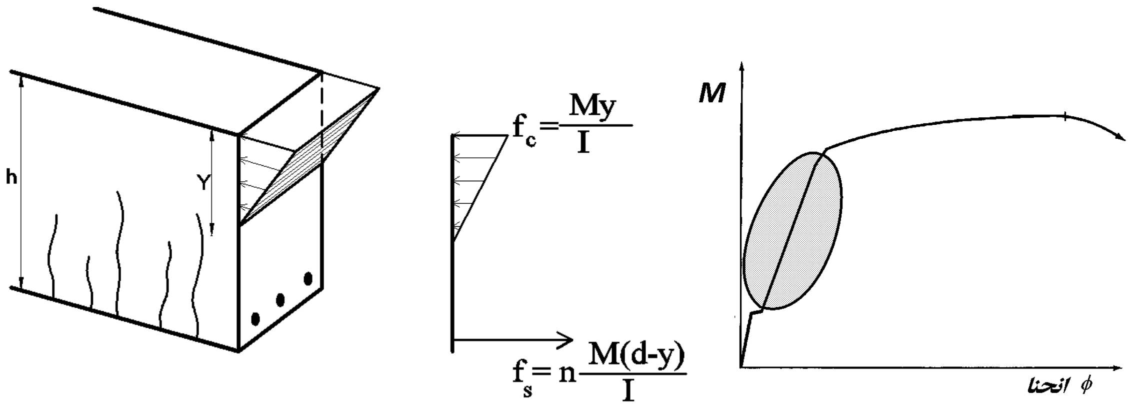
  ۳- بتن فشاری

وقتی لنگر وارد بر تیر کم باشد، بتن کششی ترک نخواهد خورد. در این مرحله مطابق شکل زیر لنگر توسط سه عامل بتن کششی+ فولاد کششی + بتن فشاری تحمل می شود.



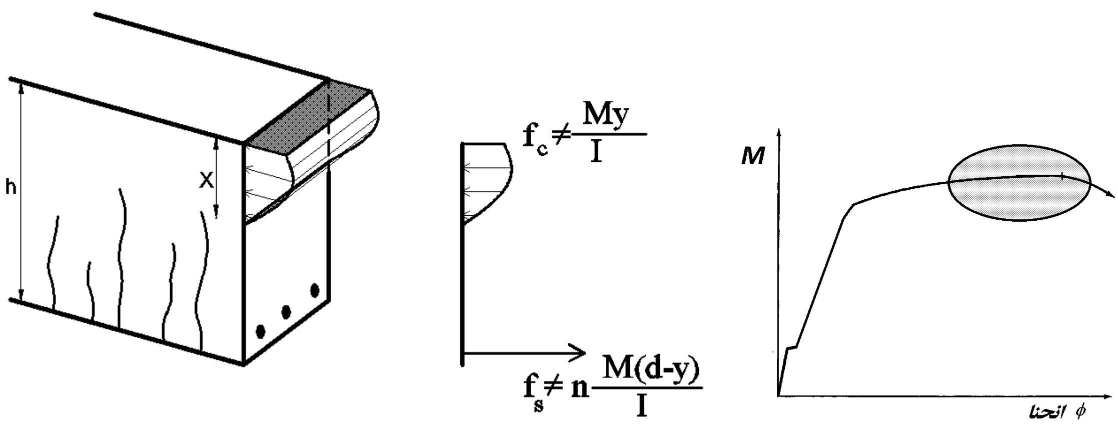
۲- مرحله دو (الاستوپلاستیک):

- به علت افزایش لنگر، بتن در کشش ترک خورده و کششی حذف میشود.
- لنگر توسط دو عامل میلگرد کششی و بتن فشاری تحمل می شود.
- در این مرحله میلگردها هنوز به تسلیم نرسیده اند ($f_s < F_y$) و بتن فشاری نیز از ناحیه خطی خارج نشده است ($f_c <$ $0.45f_c'$).



۳- مرحله سه (پلاستیک):

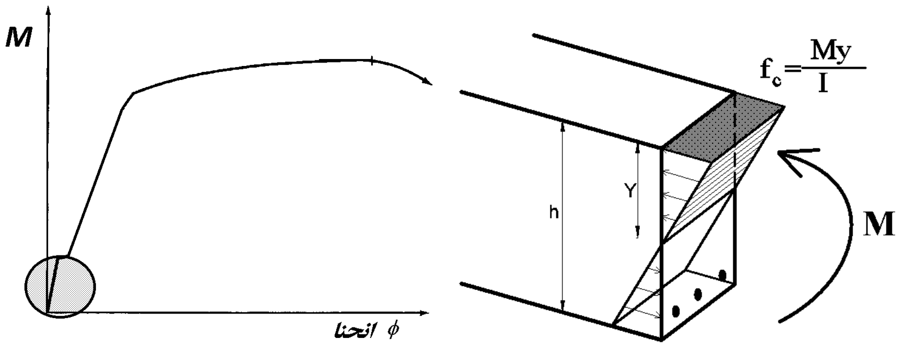
- در این مرحله بتن و یا فولاد و یا هر دو از ناحیه خطی عبور کرده اند.



۳-۸- لنگر مقاوم ترک خوردگی (Mcr)

تا زمانی که تنش (ناشی از لنگر) در دورترین تار کششی از مقاومت کششی بتن (مدول گسیختگی) کمتر باشد، بتن کششی ترک نخواهد خورد.

در شکل زیر لنگر وارد بر مقطع کمتر از لنگر ترک خوردگی می باشد (قسمت هاشور خورد در نمودار). بنابراین بتن کششی حذف نشده است.



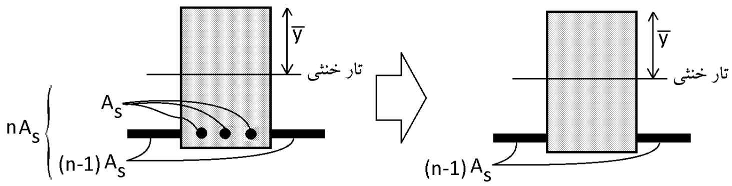
جهت محاسبه تنش ها (و استفاده از رابطه $\frac{My}{I}$) باید مقدار ممان اینرسی (I) مقطع محاسبه شود.

مقطع بتن آرمه "غیرهمگن" است و نمی توان مستقیما مقدار I را محاسبه کرد.

جهت محاسبه I باید مقطع "معادل" ساخته شود.

در مقطع معادل به جای میگردها، بتن معادل با میلگرد قرار می گیرد. با توجه به اینکه سختی فولاد $n=\frac{E_s}{E_c}\approx 8$ برابر بتن می باشد، می توان مطابق شکل زیر به جای میلگردها بتنی با مساحت $nA_s\approx 8A_s$ قرار داد:

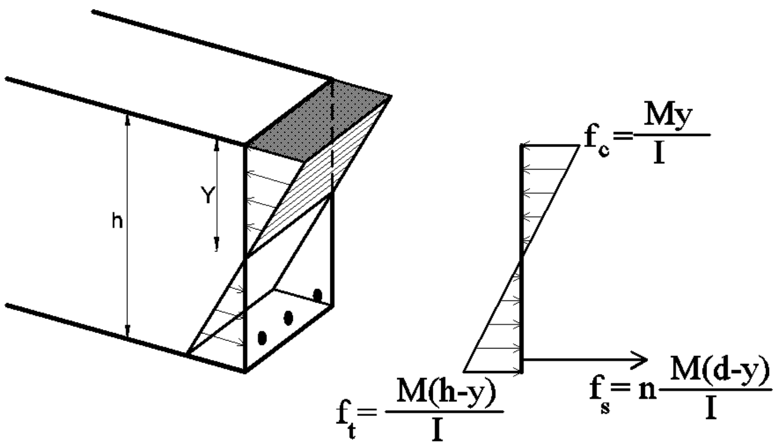
تشکیل مقطع معادل:



در شکل فوق n نسبت سختی فولاد به بتن می باشد:

$$n=\frac{E_s}{E_c}$$

تنش در دورترین تار فشاری، دورترین تار کششی و نیز در میلگردها به صورت زیر خواهد بود:



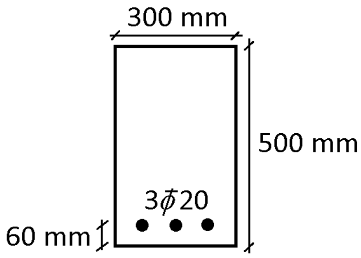
اگر مقاومت کششی بتن برابر f_r باشد، لنگر مقاوم ترک خوردگی به صورت زیر بدست می آید.

$$\frac{M_{cr}(h-Y)}{I}=f_r \quad\rightarrow\quad M_{cr}=\frac{f_r I}{h-Y}$$

در رابطه فوق I ممان اینرسی مقطع تبدیل یافته می باشد. Y عمق تار خنثی در مقطع تبدیل یافته می باشد.

در مقطع زیر فرض کنید مدول الاستیسیته بتن حدودا برابر $E_c = 2 \times 10^4 MPa$ می باشد و مدول الاستیسیته فولاد نیز $E_s = 2 \times 10^5 MPa$ می باشد. همچنین فرض کنید تنش فشاری مقاوم بتن برابر $f'_c = 20MPa$ می باشد.

لنگر مقاومت ترک خوردگی را بیابید.

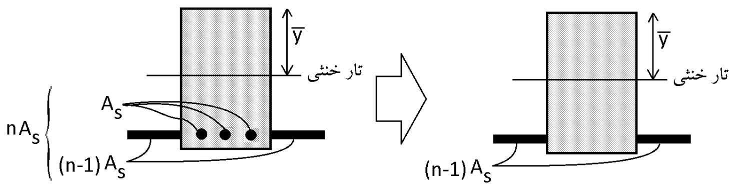


راه حل:

۱- ابتدا باید مقطع معادل سازی شود. برای این منظور نسبت سختی فولاد به بتن باید محاسبه شود:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

جایگزینی میلگردهای فولادی با بتن معادل:



۲- محاسبه مرکز سطح مقطع معادل:

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{(bh) \times \frac{h}{2} + (n-1) \times A_s \times (440)}{bh + (n-1) \times A_s} = \frac{(500 \times 300) \times 250 + (10-1) \times 942 \times 440}{500 \times 300 + (10-1) \times 942} = 260.16$$

۳- محاسبه ممان اینرسی مقطع معادل:

$$I = \left(\frac{bh^3}{12} + A(260.16 - 250)^2\right) + (n-1)A_s(440 - 260.16)^2$$
$$= \frac{300 \times 500^3}{12} + 300 \times 500 \times 10.16^2 + 9 \times 942 \times 179.84^2$$
$$I = 3.415 \times 10^9 \ mm^4$$

۴- اگر تنش در دورترین تار کششی مقطع معادل از مقاومت کششی بتن (f_r) فراتر رود، بتن ترک خواهد خورد. مقاومت کششی بتن را می توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه کرد:

۹-۳-۵ مدول گسیختگی بتن، f_r

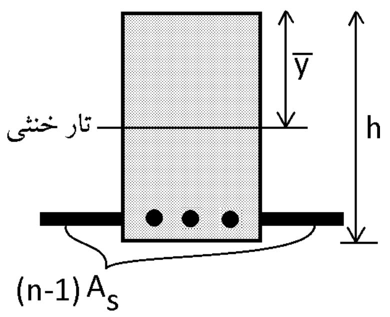
۹-۳-۵-۱ مدول گسیختگی بتن، از رابطه‌ی (۹-۳-۱) محاسبه می شود.

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \qquad \text{(۹-۳-۱)}$$

$$f_r = 0.62\sqrt{20} = 2.77 \ MPa$$

۵- محاسبه لنگر مقاوم ترک خوردگی مقطع

$$\frac{M_{cr}(h-\bar{y})}{I}=f_r \quad \rightarrow \quad M_{cr}=\frac{f_r I}{h-\bar{y}}=\frac{2.77\times 3.415\times 10^9}{500-260.16}=39441085\ \mathrm{N.mm}=39.44\ \mathrm{kN.m}$$



از لنگر ترک خوردگی در محاسبات خیز اعضای بتنی استفاده میشود. در نقاطی از عضو که لنگر وارد شده بیش از لنگر ترک خوردگی می باشد، عضو ترک خواهد خورد. پس از ترک خوردگی ممان اینرسی مقطع کاهش خواهد یافت.

طبق **ACI-318** می توان لنگر ترک خوردگی را ***بدون توجه به اثر میلگردها*** محاسبه کرد. رابطه زیر در بند **24.2.35** از **ACI-318** می باشد:

$$M_{cr}=\frac{f_r I_g}{y_t} \qquad \text{(24.2.3.5b)}$$

در رابطه فوق I_g ممان اینرسی مقطع بتنی (بدون توجه به میلگردها) میباشد.

محاسبه لنگر ترک خوردگی با رابطه ارائه شده توسط آیین نامه:

$$M_{cr}=\frac{f_r\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}}=f_r\frac{bh^2}{6}=2.77\times\frac{300\times 500^2}{6}=34.62\ kN.m$$

محاسبات ۸۹

لنگر خمشی ترک خوردگی تیر با مقطع مستطیل به عرض ۳۰ سانتیمتر و ارتفاع کل ۴۰ سانتیمتر از بتن با مقاومت فشاری مشخصه $f_c=25\ MPa$ چقدر است؟

۱) 18 kN.m ۲) 48 kN.m

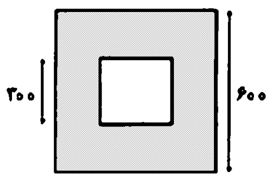
۳) 36 kN.m ۴) 24 kN.m

گزینه ۴

$$M_{cr}=\frac{f_r I_g}{y_t}=\frac{0.6\sqrt{25}\times\frac{300\times 400^3}{12}}{200\ mm}=24000000\mathrm{mm}=24\ \mathrm{kN.m}$$

سراسری۹۶

مقطع مجوف تیر بتن آرمه به صورت مربع خارجی با هر ضلع به طول $۶۰۰mm$ و مربع داخلی به طول هر ضلع ۲۰۰ میلیمتر و ضخامت جداره در هر چهار طرف برابر $۱۵۰mm$ میباشد. بدون در نظر گرفتن اثر میلگردهای مقطع، لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع تیر، M_{cr}، چند $kN.m$ است؟ (مدول شکست بتن برابر $f_r=4\ MPa$).



۱) ۹۶

۲) ۱۲۶

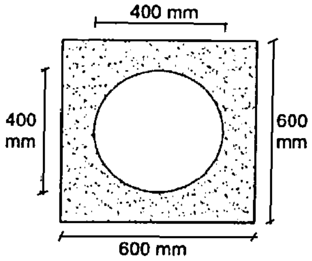
۳) ۱۳۵

۴) ۱۴۴

$$M_{cr}=\frac{f_r I_g}{y_t}=\frac{4\times\left(\frac{600^4}{12}-\frac{300^4}{12}\right)}{300}=135\ kN.m$$

محاسبات ۹۵

۳۲-مقطع مجوف تیر بتن مسلح به صورت شکل از مربع با اضلاع به طول 600 mm و دایره توخالی در وسط به شعاع 200 mm تشکیل شده است. با فرض اینکه مدول گسیختگی بتن برابر f_r=3 MPa باشد، بدون لحاظ اثر میلگردهای مقطع، لنگر خمشی ترک‌خوردگی تیر حول محور تقارن افقی (برحسب kN.m) حدوداً چقدر خواهد بود؟



۱) 78

۲) 83

۳) 95

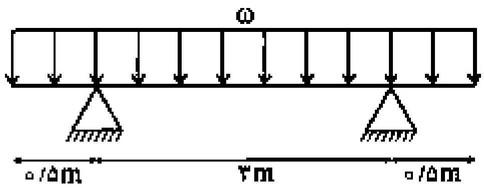
۴) 108

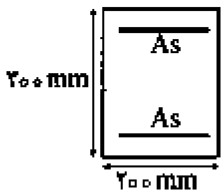
گزینه ۳

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3\left(\frac{600^4}{12} - \frac{\pi \times 200^4}{4}\right)}{300} = 95.44\ kN.m$$

سراسری ۹۶

-۱۲۲ در تیر شکل زیر حداکثر مقدار شدت بار (ω) حدوداً چند $\frac{kN}{m}$ باشد تا ترک خمشی در تیر ایجاد نگردد؟ (مدول گسیختگی بتن $f_r = ۳$ MPa می‌باشد)





۱) ۳

۲) ۹

۳) ۱۵

۴) ۲۷

گزینه ۲

لنگر وارد بر تیر بر روی تکیه گاه برابر است با:

$$M_{neg} = \frac{wL^2}{2} = \frac{w \times 0.5^2}{2} = \frac{w}{8}$$

لنگر وارد بر تیر در وسط تیر برابر است با:

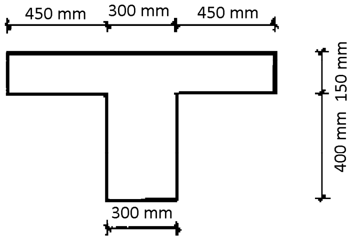
$$M_{pos} = R \times 1.5^m - \frac{w \times 2^2}{2} = 3w - 2w = w$$

حداکثر لنگر وارد بر تیر باید کمتر از لنگر ترک خوردگی باشد:

$$(M = \omega) < \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3 \times \frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = 3 \times \frac{bh^2}{6} = 3 \times \frac{200 \times 300^2}{6} = 9\ kN.m$$

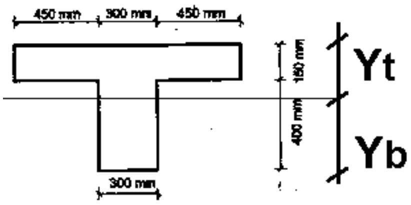
محاسبات ۹۳

۵۸- نسبت لنگر خمشی منفی ترک‌خوردگی به لنگر خمشی مثبت ترک‌خوردگی مقطعی مطابق شکل، به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟ (محور خمش موازی بال مقطع می‌باشد و رده بتن C25 فرض شود)



۱) 0.75
۲) 1.0
۳) 1.5
۴) 2.0

گزینه ۴

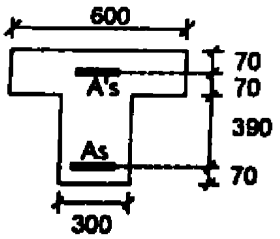


$$y_b=\frac{1200\times150\times475+300\times400\times200}{1200\times150+300\times400}=365\quad\rightarrow y_t=550-365=185$$

$$\left.\begin{aligned}M_{cr}^{+}&=\frac{f_rI_g}{y_b}\\M_{cr}^{-}&=\frac{f_rI_g}{y_t}\end{aligned}\right\}\frac{M_{cr}^{-}}{M_{cr}^{+}}=\frac{y_b}{y_t}=\frac{365}{185}=1.97$$

محاسبات ۹۳

۳۰- در صورتیکه در مقطع مطابق شکل $A_s=A'_s=5\Phi25$ و رده بتن C25 و نوع فولاد S400 باشد، نسبت لنگر خمشی ترک‌خوردگی منفی (قسمت فوقانی مقطع تحت اثر کشش) به لنگر خمشی ترک‌خوردگی مثبت (قسمت پائینی مقطع تحت اثر کشش) به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟ (واحدها در شکل برحسب میلی‌متر است و $\Phi_c=0.65$)



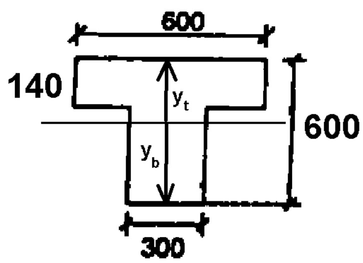
۱) 0.90
۲) 1.60
۳) 0.75
۴) 1.35

گزینه ۴

$$y_t=\frac{140\times300\times70+300\times600\times300}{140\times300+300\times600}=256.48\,mm$$

$$y_b=600-y_t=343.52\,mm$$

$$\left.\begin{aligned}\frac{M_{NEG}y_t}{I}&<f_r\quad\rightarrow M_{NEG}=\frac{If_r}{y_t}\\\frac{M_{POS}y_b}{I}&<f_r\quad\rightarrow M_{POS}=\frac{If_r}{y_b}\end{aligned}\right\}\frac{M_{NEG}}{M_{POS}}=\frac{y_b}{y_t}=\frac{343.52}{256.48}=1.339$$



سراسری ۹۵

۱۲۴- برای تیر بتنی با مقطع مستطیل شکل به ابعاد مقطع ۴۰۰×۶۰۰ میلی‌متر نسبت لنگر خمشی ترک خوردگی حول محور خمشی قوی به لنگر خمشی ترک خوردگی حول محور خمشی ضعیف حدوداً چقدر است؟

۱) ۱

۲) ۱/۵

۳) ۱/۲۵

۴) ۲/۲۵

$$\left.\begin{aligned}(M_{cr})_x &= \frac{f_r I_g}{y_t} = f_r\frac{bh^2}{6}\\ (M_{cr})_y &= \frac{f_r I_g}{y_t} = f_r\frac{b^2h}{6}\end{aligned}\right\} \frac{(M_{cr})_x}{(M_{cr})_y} = \frac{h}{b} = \frac{600}{400} = 1.5$$

محاسبات ۹۸

۳۳- دال بتن مسلح یک طرفه با تکیه‌گاه‌های ساده و به ضخامت 200 میلی‌متر از بتن رده C25 ساخته شده است، علاوه بر بار ناشی از وزن، حدوداً به ازای چه میزان بار گستردهٔ یکنواخت اضافی بر روی دال برحسب kN/m^2، مقطع از نظر خمش ترک‌خورده محسوب می‌شود؟ (دهانهٔ مؤثر تیر 4 متر بوده و از بتن معمولی استفاده شده است. همچنین مقدار مدول گسیختگی بتن را برابر 3 مگاپاسکال در نظر بگیرید).

۱) 10

۲) 5

۳) 3

۴) 2

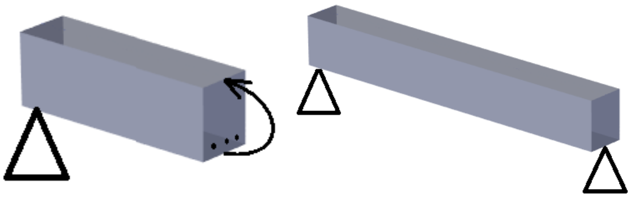
گزینه ۲ (سطح سوال متوسط)

اگر لنگر ناشی از بارها (مرده و زنده بدون ضریب) بیش از لنگر ترک خوردگی باشد، مقطع ترک می خورد. وزن مترمربع مرده بتن برابر $0.2 \times 25 = 5\frac{kN}{m^2}$ می باشد بنابراین:

$$M_{D+L} > M_{cr} \rightarrow \left\{\begin{aligned} M_{D+L} &= \frac{(q)L^2}{8} = \frac{\left(5+q_{\text{اضافی}}\right)4^2}{8} = 10 + 2q_{\text{اضافی}} \quad kN.m\\ M_{cr} &= \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{3\times\left(\frac{1000\times200^3}{12}\right)}{100} = 20\times10^6 N.mm = 20\,kN.m\end{aligned}\right\} 10 + 2q > 20$$

$$\rightarrow q > 5\frac{kN}{m^2}$$

در شکل زیر یک تیر دوسر ساده نشان داده شده است. فرض کنید بار وارد بر آن به صورت گسترده یکنواخت باشد (uniform load). در وسط تیر حداکثر لنگر برابر $M_u = \frac{q_u L^2}{8}$ خواهد بود و در وسط تیر در تارهای فوقانی تنش فشاری و در پایین مقطع تنش کششی ایجاد می کند.

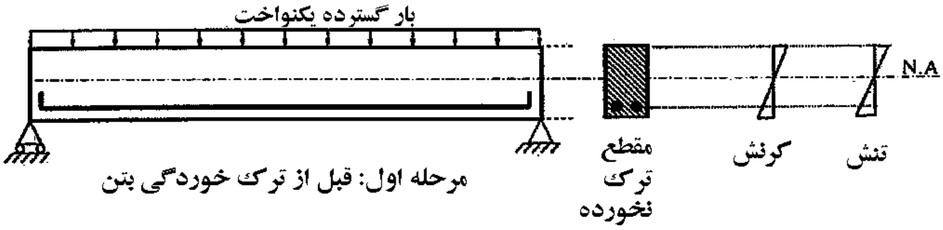


بتن در فشار قوی و در کشش ضعیف است بنابراین می تواند فشار را در بالای مقطع به خوبی تحمل کند ولی در کشش نیازمند کمک فولاد کششی می باشد.

مراحل بارگذاری تیر و خرابی را می توان به سه مرحله مجزا تقسیم کرد:

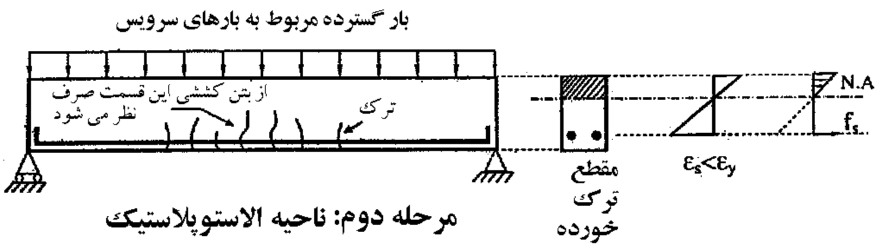
۱- در این مرحله بار گسترده ناچیز و کم است.

- دیاگرام تنش و کرنش در ارتفاع مقطع خطی می باشد.
- تنش های کششی کم هستند و بنابراین بتن کششی ترک نمی خورد. مقدار تنش ها در دورترین تار کششی کمتر از مدول گسیختگی بتن (f_r) می باشد.
- تنش فشاری بتن کمتر از $0.45f_c'$ می باشد و بنابراین تنش ها در بتن فشاری نیز در محدوده خطی می باشد.



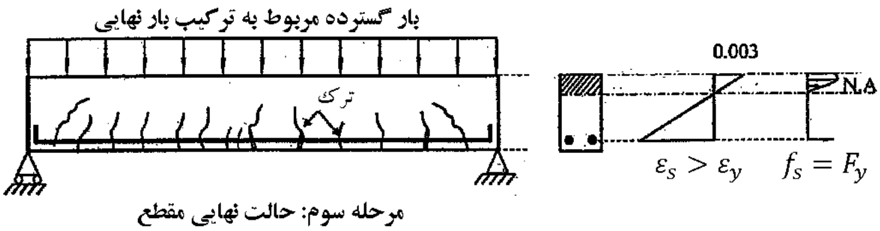
۲- در این مرحله بارها در حد بار بهره برداری (سرویس) می باشد. ترکیب بارهای بهره برداری در صفحات قبلی آمده است.

- دیاگرام کرنش خطی است.
- دیاگرام تنش در ناحیه کششی غیر خطی است. ولی در ناحیه فشاری خطی می باشد.
- فولادها هنوز به تسلیم نرسیده اند و در ناحیه خطی قرار دارند و بنابراین $\varepsilon_s \le \varepsilon_y$ و $f_s \le F_y$ می باشد.
- تنش فشاری بتن کمتر از $0.45f_c'$ می باشد و بنابراین تنش ها در بتن فشاری در محدوده خطی می باشد.

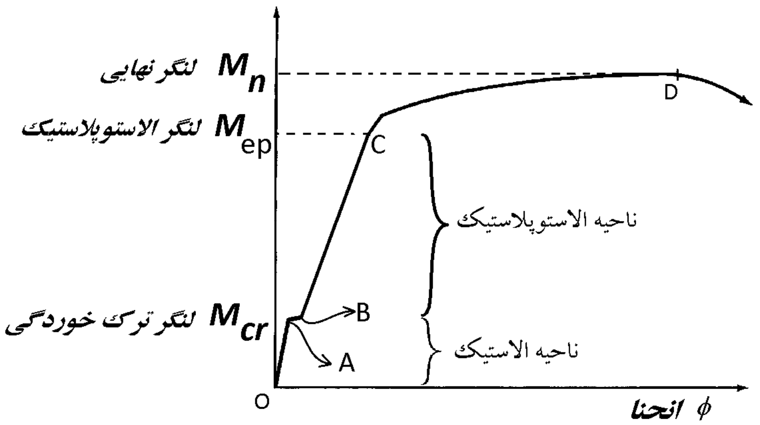


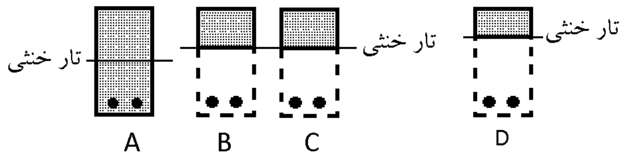
۳- در این مرحله بارها در حد نهایی می باشد. ترکیب بارهای طراحی در حد نهایی در صفحات قبلی جزوه امده است.

- دیاگرام کرنش خطی است.
- دیاگرام تنش در ناحیه فشاری غیر خطی است.
- فولادها هنوز به تسلیم رسیده اند و بنابراین $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ و $f_s = F_y$ می باشد.



بررسی محل تار خنثی:





در انتقال از نقطه A به نقطه B، بتن کششی به تدریج حذف میشود و بنابراین:

۱- ممان اینرسی مقطع به شدت کاهش می یابد.
۲- تنش فولادهای کششی به شدت افزایش می یابد.
۳- تار خنثی به سمت بالا حرکت می کند.

اگر مقطع در ناحیه الاستیک باشد، آیا با افزایش لنگر محل تار خنثی تغییر می کند؟

با عبور از ناحیه الاستیک به ناحیه الاستوپلاستیک تار خنثی چه تغییری می کند؟

اگر مقطع در ناحیه الاستوپلاستیک باشد، آیا با افزایش لنگر محل تار خنثی تغییر می کند؟

آزاد ۸۲

زمانی که در یک تیر بتن مسلح مستطیلی، بتن ترک خورده باشد اما کرنش حداکثر فشاری در بتن محدود به 0.5 در هزار و کرنش حداکثر در فولاد محدود به حد تسلیم باشند، می توان گفت که:

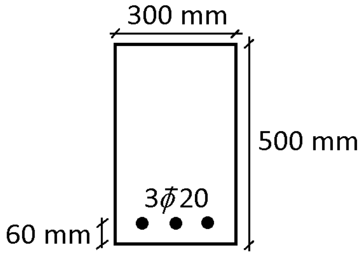
۱) محل محور خنثی تابع تغییرات لنگر خمشی نیست و ثابت است.
۲) هرچه لنگر خمشی بیشتر باشد، محل محور خنثی به تارهای فشاری نزدیک تر است.
۳) هرچه لنگر خمشی بیشتر باشد، محل محور خنثی به فولادهای کششی نزدیک تر است.
۴) در مورد تغییر محل محور خنثی نمی توان قضاوت کرد و با افزایش لنگر خمشی ممکن است محور خنثی به بالا یا پایین حرکت کند که تابع عوامل مختلفی نظیر درصد فولاد و مقاومت بتن و تنش تسلیم فولاد می باشد.

گزینه ۱

۳-۹- لنگر الاستوپلاستیک مقطع

در مقطع زیر فرض کنید مدول الاستیسیته بتن برابر $E_c = 2 \times 10^4 MPa$ می باشد و مدول الاستیسیته فولاد نیز $E_s = 2 \times 10^5 MPa$ می باشد. همچنین فرض کنید تنش فشاری مقاوم بتن برابر $f_c' = 20MPa$ می باشد.

لنگر مقاوم الاستوپلاستیک را بیابید.

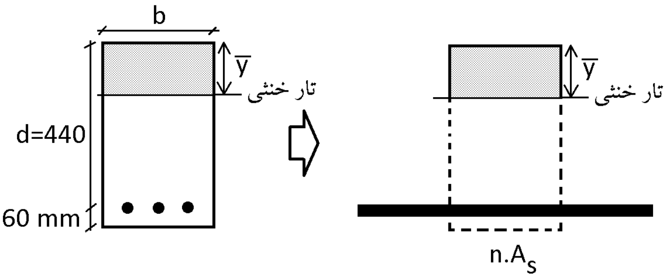


راه حل:

۱- ابتدا باید مقطع معادل سازی شود. برای این منظور نسبت سختی فولاد به بتن باید محاسبه شود:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

جایگزینی میلگردهای فولادی با بتن معادل:



۲- سپس باید مرکز سطح مقطع معادل بدست آید:

$$\bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{(\bar{y} \times b) \times \frac{\bar{y}}{2} + nA_s d}{(\bar{y} \times b) + nA_s} \rightarrow \bar{y}^2 + \frac{2nA_s}{b}\bar{y} - \frac{2nA_s d}{b} = 0$$

$$\bar{y}^2 + \frac{2 \times 10 \times 942}{300}\bar{y} - \frac{2 \times 10 \times 942 \times 440}{300} = 0$$

$$\bar{y} = 138\ mm$$

۳- محاسبه ممان اینرسی مقطع معادل:

$$I = \frac{1}{3} b\bar{y}^3 + nA_s(d - \bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 138^3}{3} + 10 \times 942 \times (440 - 138)^2 = 1.122 \times 10^9\ mm^4$$

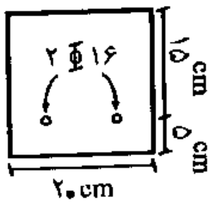
۴- تنش در فولاد کششی نباید از Fy فراتر رود. از طرفی تنش در بتن فشاری نیز نباید از $0.45f_c'$ فراتر رود.

$$\left(f_c = \frac{M\bar{y}}{I}\right) < 0.45f_c' \rightarrow M_{ep} < \frac{0.45f_c' I}{\bar{y}} = \frac{0.45 \times 20 \times 1.122 \times 10^9}{138} = 73.17\ kN.m$$

$$\left(f_s = n\frac{M(d - \bar{y})}{I}\right) < F_y \quad \rightarrow \quad M_{ep} < \frac{F_y I}{n(d - \bar{y})} = \frac{400 \times 1.122 \times 10^9}{10 \times (440 - 138)} = 148.6\ kN.m$$

$$M_{ep} = Min(73.17, 148.6) = 73.17\ kN.m$$

تیر بتن مسلحی که در شکل زیر نشان داده شده است تحت اثر خمش خالص بدون نیروی محوری قرار دارد. حداکثر لنگر اسمی (nominal) که این مقطع می‌تواند تحمل کند بدون آنکه بتن در فشار و یا فولاد در کشش وارد بخش رفتار غیرخطی شوند، چه مقدار است؟ (مهندسی عمران آزاد ۸۱)



$f_y = ۴۰۰۰ kg/cm^۲$

$f'_c = ۲۲۵ kg/cm^۲$

۱) حدود ۱/۶ تن متر

۲) حدود ۱/۸ تن متر

۳) حدود ۲/۱ تن متر

۴) حدود ۲/۴ تن متر

$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700\sqrt{22.5}} = 8.97$$

$$nA_s = 8.97 \times 2 \times \pi \times 8^2 = 3605\, mm^2$$

$$x(200) \times \frac{x}{2} = 3605 \times (150 - x) \rightarrow x = 57.7mm$$

$$I = 3605 \times (150 - 58)^2 + \frac{1}{3}(200 \times 58^3) = 4.35 \times 10^7$$

$$M < \frac{0.45 f'_c I}{58} \cong 7.7 \times 10^6 N.mm = 0.77\, t.m$$

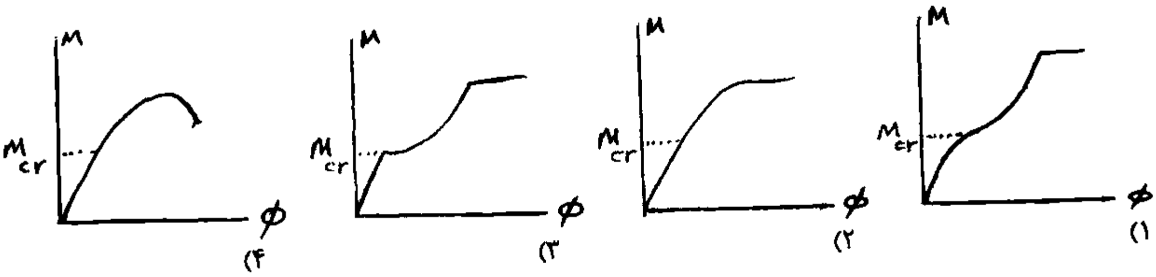
$$M < \frac{f_y I}{n(150 - 58)} \cong 21 \times 10^6 N.mm = 2.1\, t.m$$

$$M_{ep} = Min(0.77, 2.1) = 0.77\, t.m$$

- پاسخ 0.77 t.m میباشد که در گزینه ها موجود نیست.

سراسری ۹۲

۱۱۴- کدام گزینه، تغییرات لنگر انحنای یک تیر بتنی از شروع بارگذاری را نشان می‌دهد؟



گزینه ۳

سراسری ۹۷

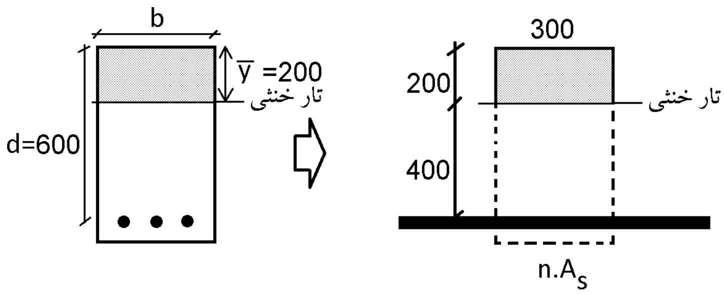
۱۲۳- در مقطع تیر بتن آرمه با عرض ۳۰۰ میلی‌متر و عمق مؤثر ۶۰۰ میلی‌متر و فقط با آهن کششی بر اثر اعمال لنگر خمشی M، تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری برابر ۱۰MPa و محل تار خنثی تا دورترین تار فشاری ۲۰۰ میلی‌متر است. با فرض رفتار خطی برای مصالح و مقطع ترک خورده، مقدار M حدوداً چند kN.m است؟ (بتن از رده C۳۰ می‌باشد)

۱) ۱۸۰

۲) ۱۶۰

۳) ۱۲۰

۴) ۸۰



با توجه به اینکه محل تار خنثی مشخص است، می توان مقدار nAs را بدست آورد:

$$(300 \times 200) \times \frac{200}{2} = nA_s \times 400 \qquad \rightarrow nA_s = 15000\ mm^2$$

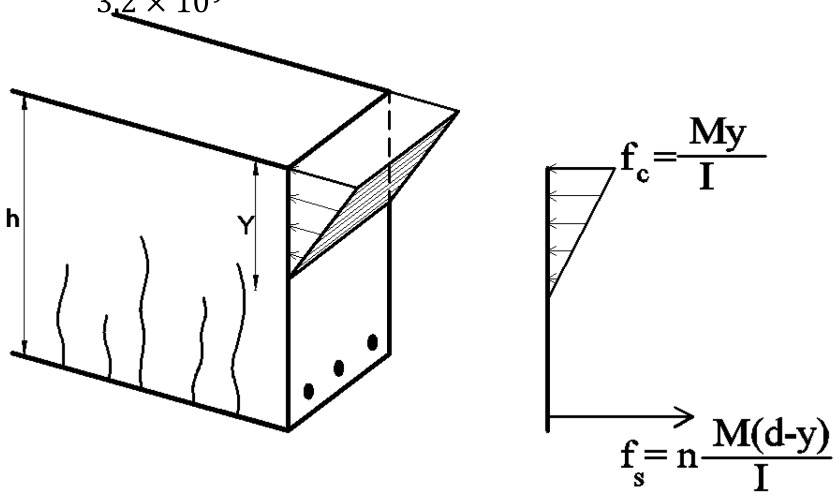
محاسبه ممان اینرسی مقطع معادل:

$$I = \frac{1}{3} b\bar{y}^3 + nA_s(d-\bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 200^3}{3} + 15000 \times (400)^2 = 3.2 \times 10^9\ mm^4$$

محاسبه مقدار لنگر:

$$f_c = \frac{My}{I} \qquad \rightarrow \qquad 10 = \frac{M \times 200}{3.2 \times 10^9} \qquad \rightarrow \qquad M = 160\ kN.m$$



تمرین

۱ـ در اکثر تیرهای بتن آرمه لنگر ترک‌دهندگی: (مهندسی عمران ۸۱)

۱) کمی کمتر از لنگر مقاوم نهایی است.
۲) درصد کمی از لنگر مقاوم نهایی است.
۳) درصد زیادی از لنگر مقاوم نهایی است.
۴) حدوداً نصف لنگر مقاوم نهایی است.

گزینه ۲

تمرین

۲۶ـ وقتی که بارهای حداکثر سرویس (بهره‌برداری) به یک تیر بتن آرمه وارد می‌شود لنگر حداکثر ایجاد شده در تیر: (مهندسی عمران ۷۴)

۱) بیشتر از لنگر ترک‌خوردگی است.
۲) کمتر از لنگر ترک‌خوردگی است.
۳) خیلی کمتر از لنگر ترک‌خوردگی است.
۴) برابر لنگر ترک‌خوردگی است.

گزینه ۱

سراسری ۹۱

۱۲۱ـ وضعیت یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی به عرض ۳۰۰ میلی‌متر و عمق کل ۴۰۰ mm با مقدار فولاد کششی و فشاری یکسان و مقاومت فشاری بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال تحت لنگر خمشی ضریب‌دار بار مرده به میزان ۳۰ kN.m چگونه می‌باشد؟ (مدول گسیختگی بتن برابر $0{,}6\sqrt{f'_c}$ و ضریب بار مرده ۱٫۲۵ فرض شود.)

۱) تیر ترک خورده است و میلگردها در باربری مشارکت می‌کنند.
۲) تیر ترک خورده و در آستانه مقاومت نهائی قرار دارد.
۳) تیر در آستانه ترک خوردگی قرار دارد.
۴) تیر ترک نخورده است و در حالت بهره‌برداری به صورت ارتجاعی عمل می‌کند.

گزینه ۳

لنگر مقاوم ترک خوردگی برابر است با:

$$M_{cr}=\frac{f_rI_g}{y_t}=\frac{0.6\sqrt{25}\times\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}}=0.6\sqrt{25}\times\frac{bh^2}{6}=0.6\sqrt{25}\times\frac{300\times400^2}{6}=24\,kN.m$$

لنگر وارد بر تیر برابر است با:

$$1.25M_D=30$$

بنابراین لنگر بدون ضریب وارد بر تیر برابر است با:

$$M_D=24\,kN.m$$

با توجه به اینکه لنگر وارد بر تیر برابر لنگر ترک خوردگی است، تیر در آستانه ترک خوردگی خواهد بود.

محاسبات ۹۴

۳۳- تیری با ابعاد مقطع b = 300 mm و h = 500 mm و d = 430 mm با آرماتور کششی 3Φ25 مفروض است. در صورتی‌که نوع بتن C25 و نوع فولاد S400 و نسبت مدول الاستیسیته فولاد به مدول الاستیسیته بتن n = 8 فرض شود، ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده با درنظر گرفتن اثر آرماتورها برحسب mm^4 به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 1260×10^6

۲) 1560×10^6

۳) 1860×10^6

۴) 960×10^6

گزینه ۱

$$(\bar{y}b)\frac{\bar{y}}{2} = nA_s(d-\bar{y})$$

$$(\bar{y} \times 300)\frac{\bar{y}}{2} = 8(3 \times 3.14 \times 12.5^2)(430-\bar{y})$$

$$\bar{y} = 149\ mm$$

$$I = \frac{1}{3}b\bar{y}^3 + nA_s(d-\bar{y})^2$$

$$I = \frac{300 \times 149^3}{3} + 8 \times (3 \times 3.14 \times 12.5^2) \times (430-149)^2 = 1261 \times 10^6\ mm^2$$

محاسبات ۹۷

۵۰- در یک ساختمان با سازه بتن آرمه و سیستم قاب‌های مهار نشده، یکی از تیرهای اصلی دارای مقطع عرضی b×h=400×600 mm، عمق موثر 530 mm و آرماتورهای کششی 4Φ28 می‌باشد. بتن سازه از رده C30 و نسبت مدول الاستیسیته فولاد به بتن 10 فرض می‌شود. نسبت ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده با در نظر گرفتن آرماتورهای کششی (I_{cr}) به ممان اینرسی ترک‌نخورده بدون در نظر گرفتن اثر آرماتور (I_g) به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟

۱) 0.35 ۲) 0.5 ۳) 0.7 ۴) 1.5

گزینه ۲

$$(\bar{y} \times 400)\frac{\bar{y}}{2} = 10 \times \left(4 \times 3.14 \times \frac{28^2}{4}\right)(530-\bar{y}) \quad \rightarrow \quad \bar{y} = 201\ mm$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3}b\bar{y}^3 + nA_s(d-\bar{y})^2 = \frac{400 \times 201^3}{3} + 10 \times \left(4 \times 3.14 \times \frac{28^2}{4}\right) \times (530-201)^2$$

$$= 3.747 \times 10^9$$

$$\left.\begin{array}{l} I_{cr} = 3.747 \times 10^9\ mm^4 \\ I_g = \dfrac{bh^3}{12} = \dfrac{400 \times 600^3}{12} = 7.2 \times 10^9\ mm^4 \end{array}\right\} \frac{I_{cr}}{I_g} = 0.52$$

۳-۱۰- لنگر نهایی مقطع

آیا ضوابط مقاومت مصالح در ناحیه پلاستیک صادق است؟

فرضیات اساسی خمش:

۱- اصل برنولی: مقاطع قبل و بعد از خمش مسطح باقی می مانند.

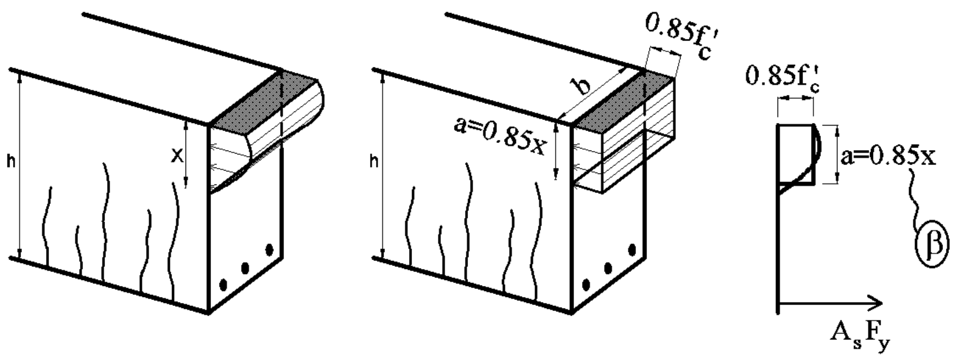
۲- معیار خرابی بتن رسیدن به f'_c نیست. بلکه رسیدن کرنش ها به $\varepsilon_{cu}=0.003$ است. بنابراین علاوه بر بررسی تنش های وارد شده بر مقطع مقادیر کرنش ها نیز باید بررسی شوند و خرابی مقطع بر اساس مقادیر کرنش ها در بتن و فولاد تعیین شود.

۳- فولاد و بتن پیوسته هستند. یعنی فولاد آجدار در داخل بتن نمی لغزد و بنابراین کرنش طولی فولاد و بتن با هم برابر هستند.

۳-۱۱- بلوک معادل تنش ویتنی (**Whitney Stress Block**)

جهت ساده سازی محاسبات، ACI-318 اجازه میدهد برای محاسبه مقاومت خمشی نهایی مقطع به جای استفاده از دیاگرام تنش سهمی شکل، از دیاگرام تنش مستطیلی یکنواخت (شکل زیر) استفاده شود. بلوک معادل مستطیلی اولین بار توسط Whitney معرفی شد.

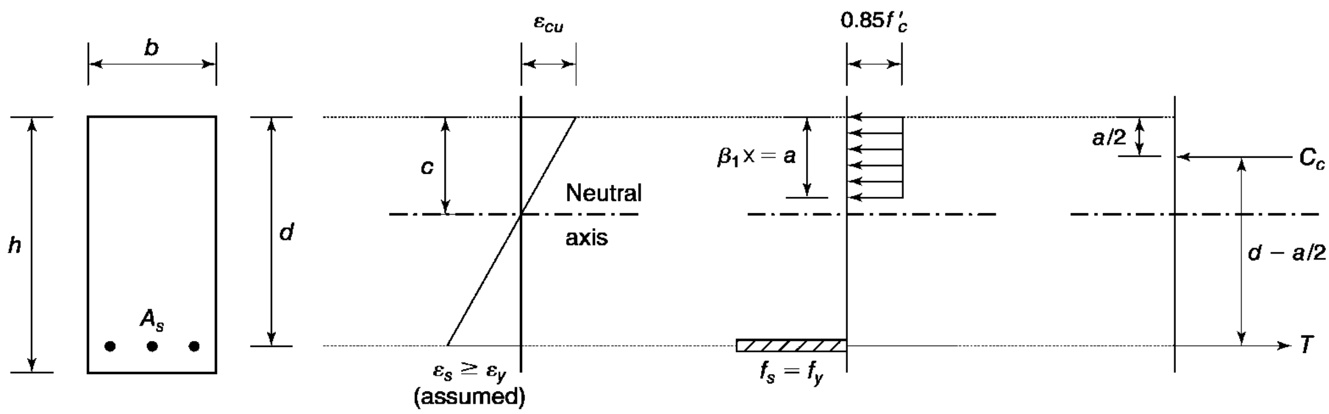
- در این روش به جای تنش متغیر، تنش یکنواخت به شدت $0.85f'_c$ در ارتفاع معادل با $a = \beta_1 \times x$ در نظر گرفته میشود.



بلوک معادل سازی شده فوق بر اساس دو شرط زیر ارائه شده است:

۱- مساحت زیر منحنی در بلوک تنش با مساحت زیر منحنی در تنش واقعی برابر باشد.

۲- مرکز سطح بلوک معادل با مرکز سطح دیاگرام تنش واقعی برابر باشد.

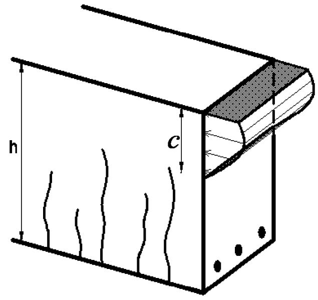


(a) Singly reinforced section. (b) Strain distribution. (c) Stress distribution. (d) Internal forces.

در بندهای زیر نحوه محاسبه ضریب β ارائه شده است. برای بتن های با مقاومت فشاری کمتر از 28MPa مقدار این ضریب ثابت و برابر $\beta = 0.85$ می باشد.

۹-۸-۲ مقاومت خمشی

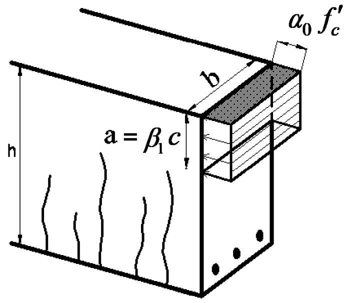
۹-۸-۲-۲ فرضیات طراحی



۹-۸-۲-۲-۶ تنش فشاری بتن برابر با $0.85 f_c'$ و با توزیع یک‌نواخت در ناحیه‌ی فشاری معادل که به وجوه جانبی مقطع و یک خط موازی با تار خنثی و به فاصله‌ی a از دورترین تار فشاری مقطع محدود می‌گردد، فرض می‌شود. عمق بلوک فشاری بتن، a، از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$a = \beta_1 c \qquad (۹-۸-۲)$$

در این رابطه:

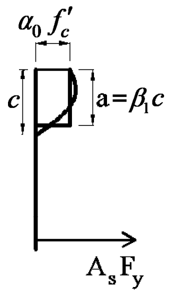


c عمق تار خنثی، یعنی فاصله‌ی موقعیت تار بتنی با حداکثر کرنش فشاری تا تار خنثی در راستای عمود بر تار خنثی است.

ضریب β_1 که ضریب عمق بلوک مستطیل معادل تنش فشاری است، به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\beta_1 = 0.85 \qquad \text{برای } : 17 \le f_c' \le 28\,\text{MPa} \qquad (۹-۸-۳\text{-الف})$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f_c' - 28) \ge 0.65 \qquad \text{برای } : f_c' > 28\,\text{MPa} \qquad (۹-۸-۳\text{-ب})$$



۹-۸-۲-۲-۷ در صورتی که از بتن با مقاومت بیش از ۵۵ مگاپاسکال استفاده شود، تنش فشاری بتن را می‌توان برابر با $\alpha_0 f_c'$ و با توزیع مشابه بند قبلی در نظر گرفت. در این حالت ضریب α_0 به صورت زیر تعیین می‌گردد.

$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{0.022}{7}(f_c' - 55) \ge 0.7 \qquad (۹-۸-۴)$$

f_c'	β
20	0.85
25	0.85
28	0.85
30	0.84
35	0.80
40	0.76
45	0.73
50	0.69
55	0.65
60	0.65
65	0.65
70	0.65
75	0.65

سراسری ۸۱

۱۰۴- با توجه به تئوری خمش بتنی آرمه، دلیل استفاده از بلوک تنش مستطیلی معادل برای توزیع تنش فشاری در بتن، کدام است؟
۱) ارتفاع این بلوک تنش مستطیلی معادل برابر است با موقعیت تار خنثی در مقطع
۲) این توزیع مقدار تنش واقعی مشاهده شده در آزمایشات است.
۳) با توجه به توزیع یکنواخت تنش کشش در فولاد، این توزیع برای بتنی انتخاب شده است.
۴) این توزیع معادل برای منظور نمودن اثرات تنش واقعی (نیروی فشاری بتن و نقطه اثر آن) پاسخی با دقت کافی ارائه می‌دهد.

گزینه ۴

۱۰- در طراحی مقاطع بتن آرمهٔ تحت خمش، در کدامیک از حالات زیر، نمودار کرنشها به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود؟ **(مهندسی عمران ۷۹)**

۱) حالات حدی **۲) مقاومت نهایی** **۳) تنش‌های مجاز** **۴) هرسه روش مذکور**

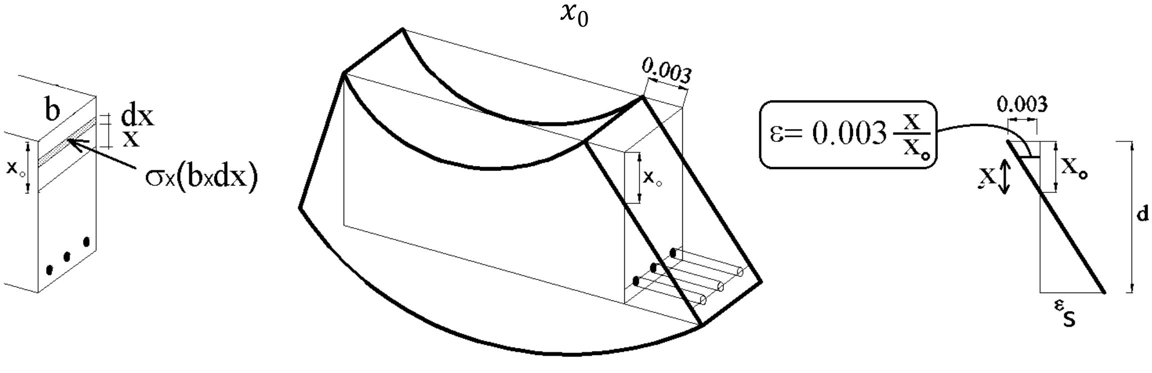
گزینه ۴

سراسری ۹۳

۱۱۹- در صورتی که بتوان منحنی تنش ـ کرنش بتنی با مقاومت مشخصه $40\ \text{MPa}$ را در محدوده $0 < \varepsilon < 0/003$ با معادله $f_c(\varepsilon) = -4/5 \times 10^6 \varepsilon^2 + 2/5 \times 10^4 \varepsilon$ تقریب زد، ضریب تنش متوسط α_1 برای تبدیل بلوک تنش فشاری واقعی وارد بر مقطع به بلوک تنش مستطیلی معادل به ارتفاع $0/75x$ که در آن x، ارتفاع تار خنثی از بالای مقطع می‌باشد، چقدر است؟ (کرنش تار انتهایی فشاری درست قبل از خرابی $0/003$ فرض می‌گردد)

۱) ۰/۷۵ ۲) ۰/۷
۳) ۰/۸ ۴) ۰/۸۵

$$\varepsilon = 0.003 \times \frac{x}{x_0}$$



نیروی وارد بر قسمت فشاری مقطع بر اساس معادله تنش واقعی:

$$\int_0^{x_0} \sigma \times b \times dx = \int_0^{x_0} (-4.5 \times 10^6 \varepsilon^2 + 2.5 \times 10^4 \varepsilon) \times b \times dx =$$

$$= \int_0^{x_0} \left(-4.5 \times 10^6 \left(0.003 \times \frac{x}{x_0}\right)^2 + 2.5 \times 10^4 \left(0.003 \times \frac{x}{x_0}\right)\right) bdx$$

$$\left(-\frac{13.5}{x_0^2} x_0^3 + \frac{37.5}{x_0} x_0^2\right) b = (-13.5x_0 + 37.5x_0)b = 24bx_0$$

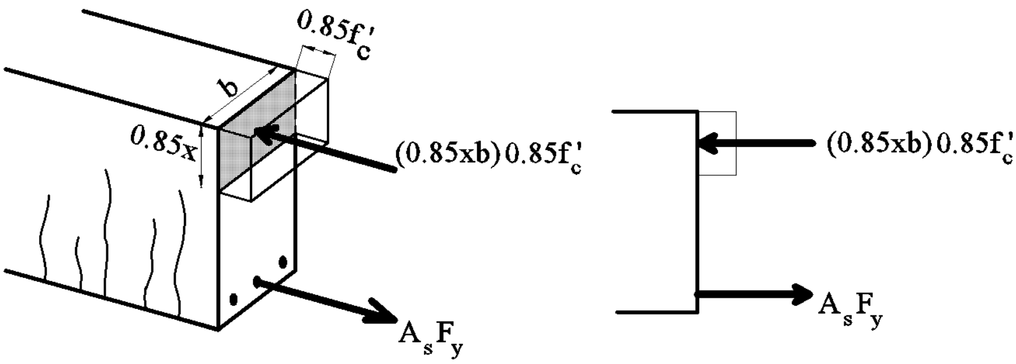
نیروی وارد بر قسمت فشاری مقطع بر اساس بلوک فشاری تنش:

$$(\alpha_1 f_c') \times (0.75x_0 \times b) = (\alpha_1 \times 40) \times (0.75x_0 \times b) = 30b\alpha_1 x_0$$

مساوی قرار دادن دو نیرو:

$$30b\alpha_1 x_0 = 24bx_0 \qquad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0.8$$

۱۲-۳- محاسبه محل تار خنثی تحت لنگر نهایی



- در شکل فوق فرض شده است که تنش بتن کمتر از 28MPa میباشد و بنابراین مقدار $\beta = 0.85$ فرض شده است.
- در شکل فوق فرض شده است که آرماتورهای کششی به تسلیم می رسند.

$$C = T \quad \rightarrow \quad A_sF_y = (\beta x)(b)(0.85f_c')$$
$$x = \frac{A_sF_y}{\beta(b)(0.85f_c')}$$

محاسبات-۹۱

۱۹- در یک مقطع مستطیل(d=50 cm , b=30 cm) تحت اثر لنگر خمشی چنانچه آرماتورهای کششی 4Φ20 و رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد، فاصله محور خنثی در حالت حدی نهائی از دورترین تار فشاری مقطع به کدام یک از اعداد زیر برحسب میلیمتر نزدیکتر است؟

۱) 90 ۲) 130

۳) 100 ۴) 120

با توجه به اینکه تنش مقاوم بتن کمتر از 28MPa میباشد، مقدار ضریب $\beta = 0.85$ خواهد بود.

با فرض اینکه در لحظه نهایی مقاومت تنش در میلگردها برابر Fy باشد داریم:

$$A_sF_y = (\beta x)(b)(0.85f_c')$$

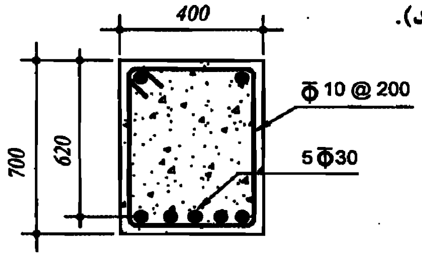
$$\rightarrow \quad 4 \times 314 \times 400 = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25) \quad \rightarrow \quad x = 92.7\ mm$$

بس از یافتن x باید کنترل شود که آیا میلگردهای کششی به تسلیم رسیده اند یا نه:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \times \frac{d-x}{x} = 0.003 \times \frac{500-92.7}{92.7} = 0.013 > (\varepsilon_y = 0.002) \quad OK$$

محاسبات ۹۴

۲۹- با فرض خطی بودن توزیع کرنش در ارتفاع مقطع تیر با شکل مقابل، کرنش فولاد تحت لنگر خمشی مقاوم مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ بتن از رده C70 و رده فولاد میلگردها S400 و Es= 200 GPa می‌باشد. در محاسبات از آرماتور فشاری صرفنظر گردد. (ابعاد به میلی‌متر و پنج میلگرد پایین تحت کشش هستند).



۱) 0.0152
۲) 0.0028
۳) 0.0020
۴) 0.0128

با توجه به اینکه تنش مقاوم بتن برابر 70MPa میباشد، داریم:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7}(f_c' - 28) = 0.65$$

$$\alpha_0 = 0.85 - \frac{.022}{7}(f_c' - 55) = 0.803$$

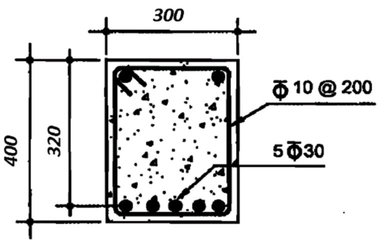
با فرض اینکه در لحظه نهایی مقاومت تنش در میلگردها برابر Fy باشد داریم:

$$A_s F_y = (\beta x)(b)(\alpha_0 f_c')$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times 400 = (0.65 \times x)(400)(0.8 \times 70) \quad \rightarrow \quad x = 97\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \times \frac{d - x}{x} = 0.003 \frac{620 - 97}{97} = 0.0161$$

با توجه به اینکه کرنش در میلگردهای کششی بیش از $\varepsilon_y = 0.002$ بدست آمده است، فرض اولیه مبنی بر تسلیم میلگردهای کششی صحیح بوده است.



سوال قبل را برای شکل مقابل مجدد تکرار نمایید.

$$f_c' = 25MPa$$

$$F_y = 400MPa$$

ابتدا فرض می کنیم تنش در میلگردها برابر Fy باش

$$A_s F_y = (\beta x)(b)(0.85 f_c')$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times 400 = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25) \quad \rightarrow \quad x = 260\ mm$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \times \frac{d - x}{x} = 0.003 \times \frac{320 - 260}{260} = 0.00069 < \quad \varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{400}{2 \times 10^5} = 0.002$$

بنابراین فرض اولیه صحیح نیست و فولادها جاری نمی شوند.

تکرار مساله با فرض عدم جاری شدن فولادها:

$$A_s f_s = (\beta x)(b)(0.85 f_c')$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times (E_s \varepsilon_s) = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25)$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times \left(E_s \varepsilon_{cu} \times \frac{d - x}{x}\right) = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25)$$

$$5 \times 3.14 \times 15^2 \times \left(600 \times \frac{320 - x}{x}\right) = (0.85 \times x)(300)(0.85 \times 25)$$

جهت یافتن مقدار X باید معادله درجه ۲ فوق را حل کرد. مقدار X از رابطه فوق برابر است با:

$$x = 208.7\ mm$$

آزاد۸۹

۱۳۱- کدام گزینه در مورد مقطع تیر بتنی با فولاد کششی تحت اثر لنگر خمشی مثبت صحیح می‌باشد؟

۱) با افزایش مقاومت مشخصه بتن، محور خنثی به سمت فولاد کششی نزدیک می‌شود.

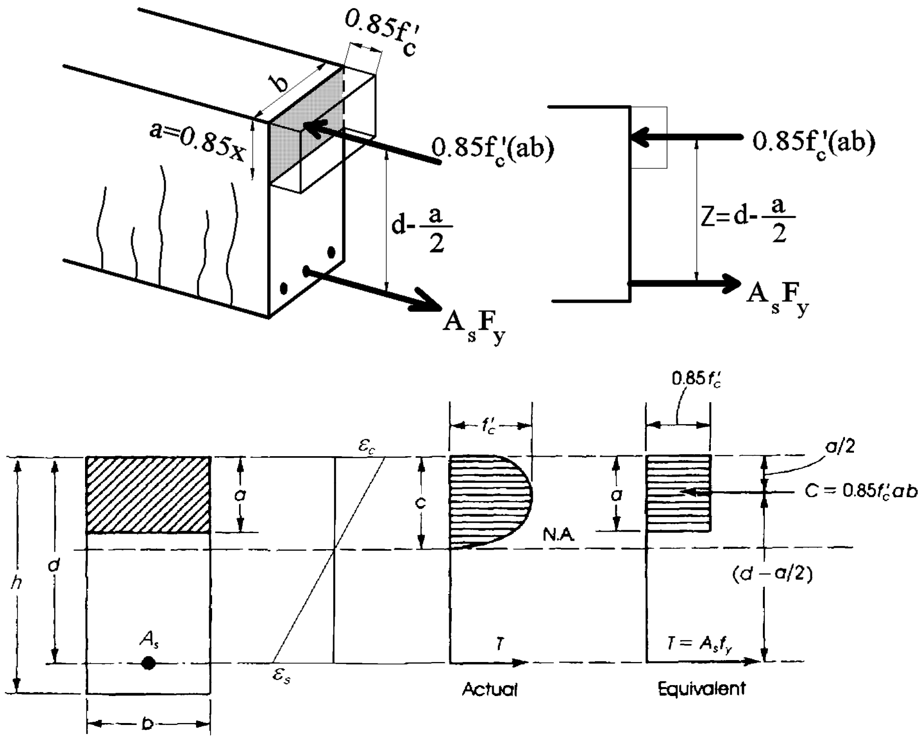
۲) با کاهش میلگرد مقطع، محور خنثی به سمت دورترین تار فشاری بتن حرکت می‌کند.

۳) با تبدیل میلگردهای مقطع از نوع AII به AIII ، محور خنثی در ناحیهٔ پلاستیک به سمت بالا حرکت می‌کند.

۴) در هر وضعیت بارگذاری، توزیع تنش فشاری غیر خطی در بتن ایجاد می‌شود.

گزینه ۲

۳-۱۳- ظرفیت خمشی مقطع کم فولاد

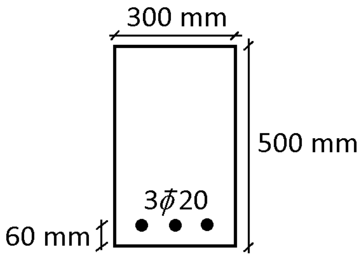


$$M_n = A_s F_y Z = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = A_s F_y \left(d - \frac{A_s F_y}{2 \times 0.85(b)(f_c')}\right)$$

$$M_n = A_s F_y d \left(1 - 0.59\rho \frac{F_y}{f_c'}\right)$$

مثال:

در مقطع زیر لنگر مقاوم نهایی مقطع را بیابید.



$$f_c' = 20MPa$$
$$F_y = 400MPa$$

راه حل:

مقاومت خمشی نهایی مقطع برابر است با:

$$\varphi M_n = \varphi A_s F_y Z$$

۱- محاسبه As

$$A_s = 3 \times 314 = 942\ mm^2$$

۲- محاسبه Z

$$A_s F_y = abf_c' \quad \rightarrow \quad 942 \times 400 = a \times 300 \times 0.85 \times 20 \quad \rightarrow \quad a = 73.88\ mm$$
$$\rightarrow \quad Z = d - \frac{a}{2} = 440 - \frac{73.88}{2} = 403.05\ mm$$

۳- محاسبه $\boldsymbol{\varphi A_s F_y Z}$

$$\varphi M_n = \varphi A_s F_y Z = 0.9 \times 942 \times 400 \times 403.05 = 136.68\ kN.m$$

محاسبات-۹۱

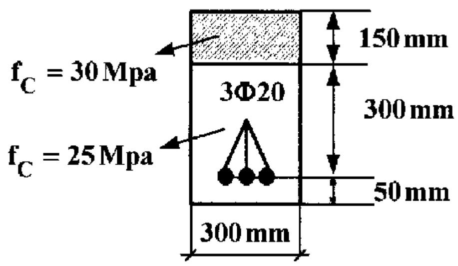
مقطع تیر بتون آرمه به ابعاد ۳۰۰×۳۵۰ mm موجود است. برای تقویت مقاومت خمشی آن به ضخامت ۱۵۰ mm، بتون با مقاومت فشاری ۳۰ MPa روی آن اجرا شده است. افزایش لنگر خمشی مقاوم مقطع کدام است؟

۱) ۱/۲

۲) ۱/۶

۳) ۲

۴) ۲/۴



گزینه ۲

قبل از تقویت:

$$C = T \quad \rightarrow \quad ab \times 0.85 f_c' = A_s F_y \quad \rightarrow \quad a \times 300 \times 0.85 \times 25 = 942 \times 400 \quad \rightarrow \quad a = 59.1\ mm$$

$$\varphi M_{n1} = \varphi A_s F_y Z = 0.9 \times 942 \times 400 \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 339120 \times \left(300 - \frac{59.1}{2}\right) = 91.71\ kN.m$$

پس از تقویت:

$$C = T \quad \rightarrow \quad ab \times 0.85 f_c' = A_s F_y \quad \rightarrow \quad a \times 300 \times 0.85 \times 30 = 942 \times 400 \quad \rightarrow \quad a = 49.25\ mm$$

$$\varphi M_{n2} = \varphi A_s F_y Z = 0.9 \times 942 \times 400 \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 339120 \times \left(450 - \frac{49.25}{2}\right) = 144.25\ kN.m$$

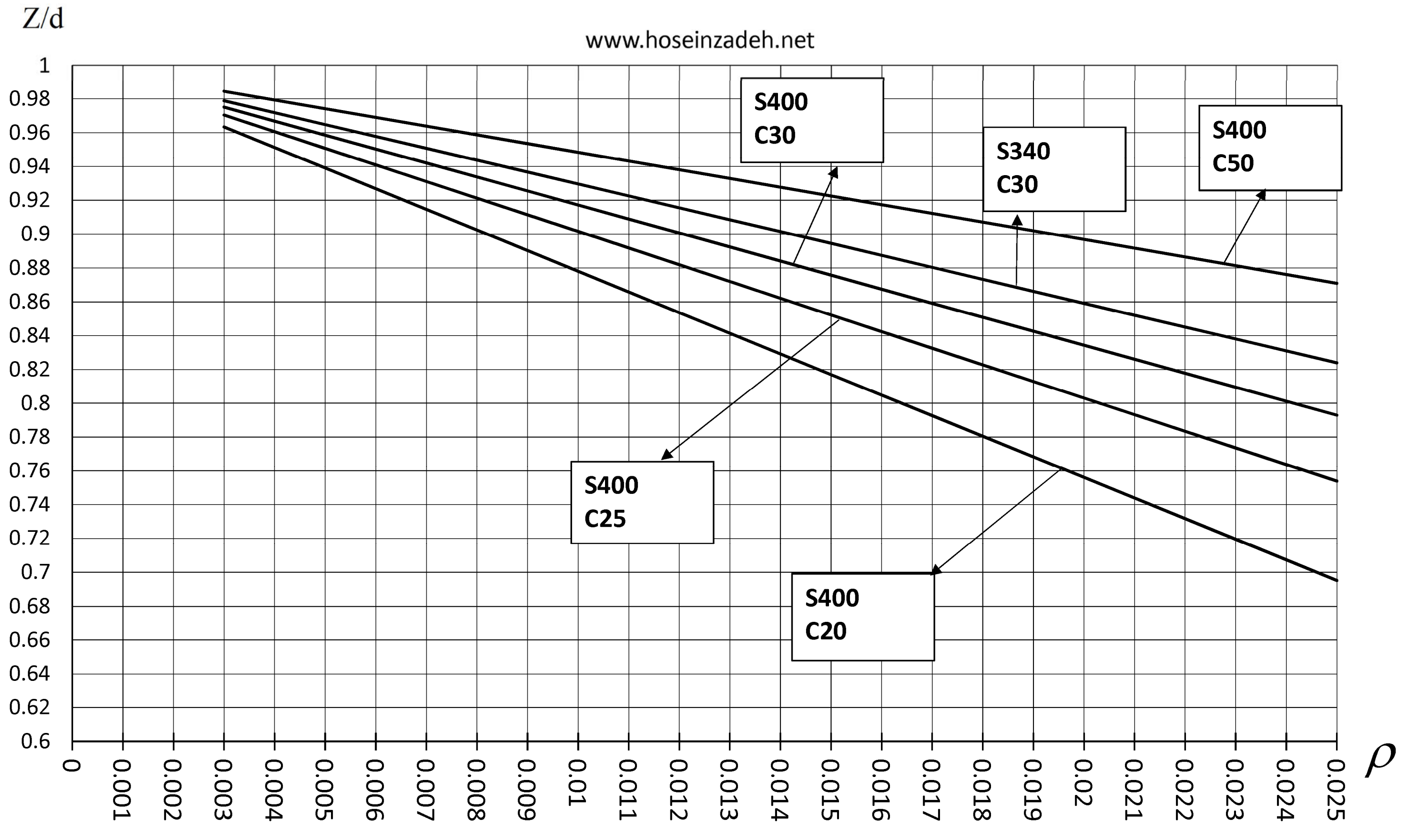
$$\frac{\varphi M_{n2}}{\varphi M_{n1}} = \frac{144.25}{91.71} = 1.57$$

با توجه به رابطه مربوط به مقاومت خمشی تیرهای تک آرمه (تیرهای بدون میلگرد فشاری) مقدار بازوی خمش (Z) تابعی از درصد میلگرد طولی تیر می باشد.

$$M_n = A_s F_y Z = A_s F_y d\left(1 - 0.59\rho\frac{F_y}{f_c'}\right)$$

در نمودار زیر برای درصد های مختلف از درصد میلگرد طولی تیر، ضریب بازوی خمش ارائه شده است.

برای مثال در یک تیر با بتن C25 و میلگرد S400 و درصد میلگرد طولی برابر با $\rho = 0.01$ مقدار ضریب بازو (محور قائم نمودار) تقریبا 0.9 می باشد. بنابراین مقاومت خمشی اسمی تیر برابر $M_n = A_s F_y Z = A_s F_y \times 0.9d$ خواهد بود.



سراسری ۹۵

۱۱۷- مقاومت حدّی فولاد کششی در طراحی اعضای خمشی بتن مسلح کدام‌یک از موارد زیر است؟

۱) تنش حد تسلیم

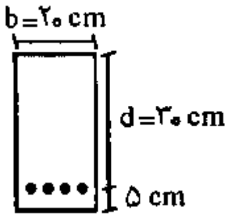
۲) حداکثر تنش کششی

۳) حداکثر کرنش کششی

۴) کرنش متناظر با تنش کششی ماکزیمم

گزینه ۱

اگر مقاومت تسلیم کششی فولاد $f_y = ۴۲۰۰ kg/cm^۲$ مقاومت فشاری ۲۸ روزه سیلندری بتن $f'_c = ۲۱۰ kg/cm^۲$ و مقدار فولاد کششی برابر با $\rho = ۰/۰۰۵$ باشد، در آن صورت ظرفیت نهایی اسمی خمشی مقطع شکل روبرو برابر است با چه مقداری؟ (مهندسی عمران آزاد ۸۰)



۱) نزدیک به ۲ تن ـ متر

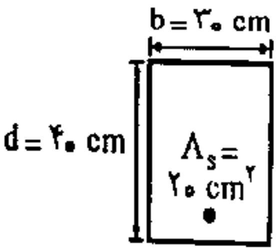
۲) نزدیک به ۴ تن ـ متر

۳) نزدیک به ۵ تن ـ متر

۴) نزدیک به ۲/۵ تن ـ متر

$$M_{n1} = A_s F_y Z = (0.005 \times 200 \times 300) \times 420 \times (0.9 \times 300) = 34\ kN.m$$

۱۶- تیر بتن مسلح به عرض $۳۰cm$ و عمق مؤثر $۴۰cm$ را در نظر بگیرید. اگر تنش جاری شدن فولاد $f_y = ۳۰۰۰ kg/cm^۲$ فرض شود، و مقاومت فشاری بتن $f'_c = ۲۱۰ kg/cm^۲$ باشد ظرفیت خمشی مقطع برابر M_u محاسبه شده است. حال اگر مقاومت فشاری بتن از $۲۱۰ kg/cm^۲$ به $۵۶۰ kg/cm^۲$ (۲/۶۶ برابر) افزایش یابد، ظرفیت خمشی حدوداً چقدر خواهد شد؟



۱) $۲/۶M_u$

۲) $۲M_u$

۳) $۱/۵M_u$

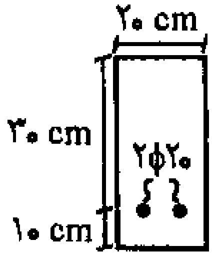
۴) $۱/۱M_u$

گزینه ۴

۵۰ ـ ظرفیت نهایی خمشی مقطع شکل روبرو چه مقدار است؟ **(مهندسی عمران آزاد ۸۶)**

$f_y = 4000\ kg/cm^2$ (تنش تسلیم فولاد)

$f'_c = 200\ kg/cm^2$ (تنش مقاومت ۲۸ روزه بتن)



۱) حدود ۹ تن متر

۲) حدود ۳ تن متر

۳) حدود ۱۲ تن متر

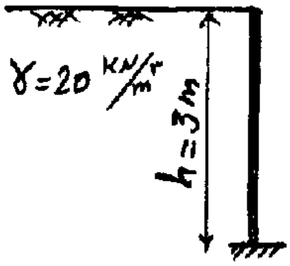
۴) حدود ۶ تن متر

گزینه ۴

$$\varphi M_{n1} = \varphi A_s F_y Z = 0.9(2 \times 314) \times 400 \times (0.9 \times 300) = 61\ kN.m$$

سراسری ۹۳

۱۱۷- دیوارهای حائل بتن آرمه زیرزمین برای مقابله با فشار جانبی خاک مورد استفاده قرار می‌گیرند. در شکل زیر یک دیوار حائل بتن آرمه نشان داده شده است. اگر عملکرد طره‌ای برای این دیوار فرض شود و فشار جانبی خاک به صورت $\sigma_h = 0/6\gamma h$ بر روی آن اثر کند و تمامی ضرایب بار برابر واحد فرض شود با فرضیات زیر مقدار فولاد طولی مورد نیاز برای واحد عرض این دیوار چند میلی‌متر مربع است؟



$\phi_s = 1$ (ضریب کاهش مقاومت فولاد)

$f_y = 400$ مگا پاسکال (تنش تسلیم فولاد)

میلی‌متر ۵۰ = مقدار پوشش آرماتور تا مرکز سطح

میلی‌متر ۳۰۰ = ضخامت دیوار

$z = 0/9 \times$ عمق موثر دیوار (بازوی لنگر مقاوم در دیوار)

۱) ۶۰۰   ۲) ۴۰۰

۳) ۸۰۰   ۴) ۱۲۰۰

گزینه ۱

لنگر وارد بر واحد طول دیوار در انتهای تحتانی آن برابر است با:

$$q_{\text{فشار جانبی خاک}} = 0.6\gamma h = 0.6 \times 20 \times 3 = 36 \quad \rightarrow \quad M_u = \frac{qh^2}{6} = \frac{36 \times 3^2}{6} = 54\ kN.m$$

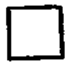
لنگر مقاوم دیوار برابر است با:

$$\varphi M_n = 1M_n = A_s F_y Z = A_s \times 400 \times (0.9 \times 250)$$

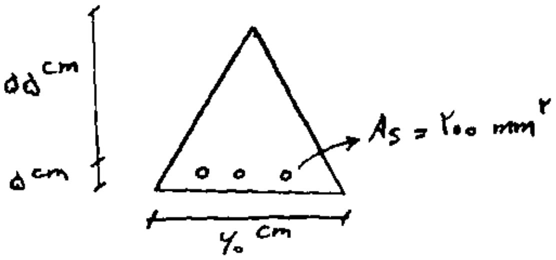
$$M_u < \varphi M_n \quad \rightarrow \quad 54 \times 10^6 < A_s \times 400 \times 0.9 \times 250 \quad \rightarrow 600 < A_s$$

آزاد ۸۸

در شرایط یکسان بودن سطح مقطع، ارتفاع و عمق موثر مقاطع نشان داده شده و با فرض استفاده از روش ویتنی (بلوک تنش معادل) مقدار فولاد کدام مقطع تحت لنگر خمشی مثبت بیشتر میباشد؟ (کلیه خصوصیات مصالح مقاطع یکسان است).

۱)  ۲)  ۳)  ٤) 

گزینه ۳



۱۰۳- در مقطع زیر با فرض جاری شدن میلگرد، اگر سطح مقطع فولاد نصف شود، مقاومت خمشی چند درصد کاهش می یابد؟

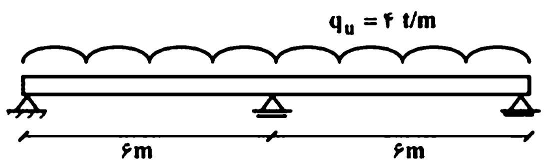
$$f_c = 200\frac{kg}{cm^2} \quad \text{و} \quad f_y = 3000\frac{kg}{cm^2}$$

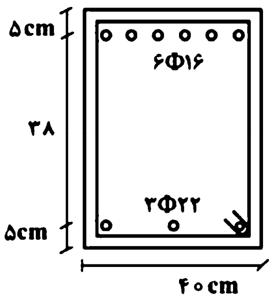
۱) بیش از ۵۰ درصد ۲) کمتر از ۵۰ درصد ۳) ۵۰ درصد ٤) تقریباً ثابت می ماند.

گزینه ۲

سراسری ۹۸

۱۲۱- در تیر دودهانه نشان داده شده، در مقطع بحرانی، طراحی آرماتور برابر مشخصات نشان داده، انجام شـده اسـت. نسبت لنگر ظرفیت به لنگر تقاضا به کدام پاسخ نزدیکتر است؟ (ضرائب کاهش مقاومت برابر یک و مقاومت بـتن و فولاد به‌ترتیب ۲۳٫۵ و ۴۰۰ مگاپاسکال و ضریب بلوک تنش ۰٫۸۵ می‌باشند)





مقطع تیر

۱) ۰٫۹۰
۲) ۱٫۰۶
۳) ۱٫۲۰
۴) ۱٫۲۵

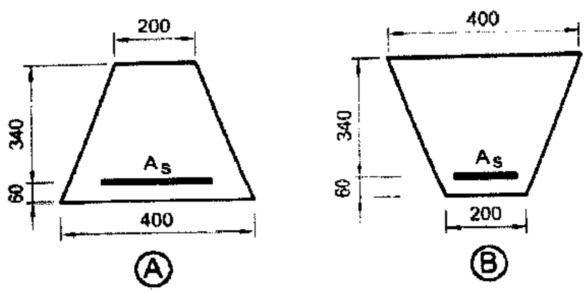
گزینه ۲

$$M_u = \frac{q_uL^2}{8} = \frac{4\times6^2}{8} = 18\,t.m = 180\,kN.m$$

$$M_n = A_sF_yZ = (6\times3.14\times8^2)\times400\times0.9d = 186.6\,kN.m$$

محاسبات ۹۴

۴۵- در صورتی‌که مقدار آرماتور کششی در هر دو مقطع شکل زیر برابر $A_s = 4\Phi20$ باشد، نسبت لنگر خمشی مقاوم مقطع A به لنگر خمشی مقاوم مقطع B به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟
(بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 و ابعاد به میلی متر می‌باشد.)



۱) 1.20
۲) 0.8
۳) 1.1
۴) 0.9

گزینه ۴

با توجه به رابطه $M = A_sF_yZ$ و از آنجا هر دو مقطع As یکسان دارند، تنها تفاوت آنها مقدار Z می باشد. مقدار Z نیز بسته به شکل مقطع و درصد میلگرد بین 0.75d تا 0.95d می تواند تغییر کند.

در این سوال باید مقدار Z در هر دو مقطع محاسبه شود.

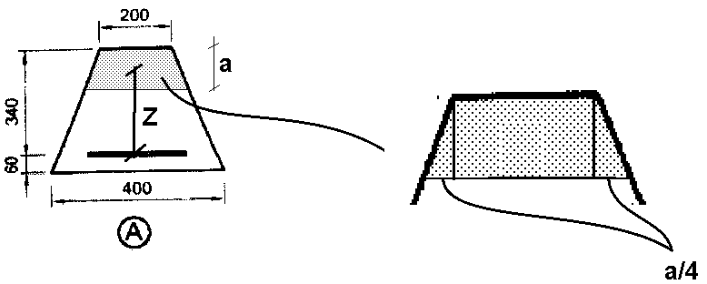
مقطع A:

$$C = T \rightarrow \left(200a + \frac{a^2}{4}\right)0.85f_c' = A_sF_y \qquad \rightarrow \qquad \left(200a + \frac{a^2}{4}\right)0.85 \times 30 = 4 \times 314 \times 400$$

$$a = 88.7\ mm$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

$$Z_A = 340 - \frac{a}{2} = 296\ mm$$



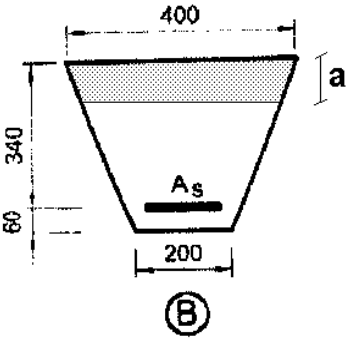
مقطع B:

$$C = T \rightarrow \left(400a - \frac{a^2}{4}\right)0.85f_c' = A_sF_y \qquad \rightarrow \qquad \left(400a - \frac{a^2}{4}\right)0.85 \times 30 = 4 \times 314 \times 400$$

$$a = 50.9\ mm$$

با فرض اینکه مرکز سطح قسمت هاشور خورده به صورت تقریبی در میانه مقطع باشد، داریم:

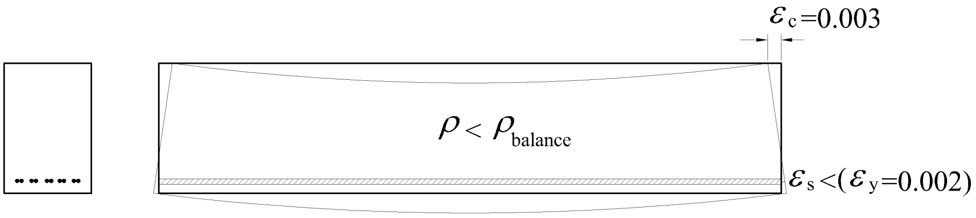
$$Z_B = 340 - \frac{a}{2} = 314.5\ mm$$



$$\frac{M_A}{M_B} = \frac{Z_A}{Z_B} = \frac{296}{314} = 0.94$$

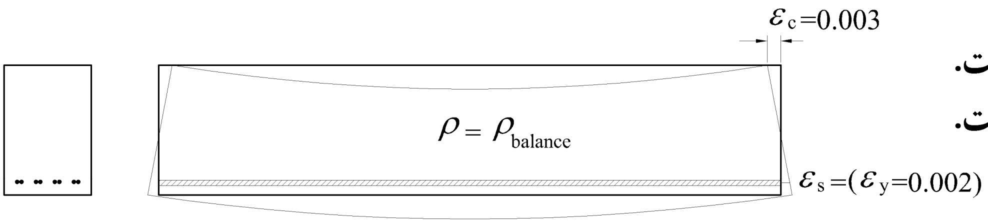
۳-۱۴- حداکثر فولاد کششی مجاز در تیرها

به شکل های زیر توجه کنید. کدامیک از تیرها شکل پذیری بیشتری دارد؟



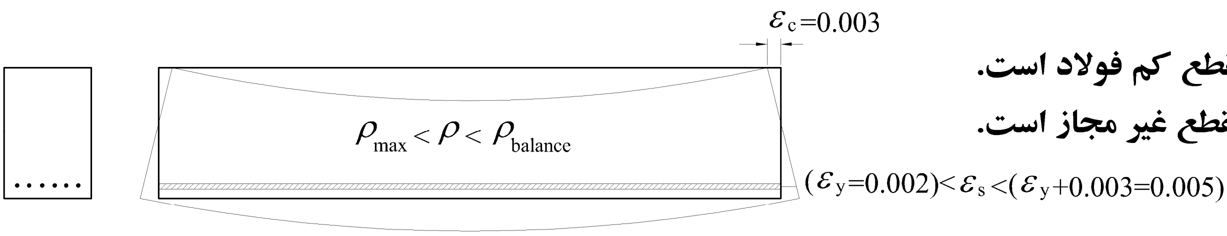
مقطع پرفولاد است

این مقطع غیر مجاز است.



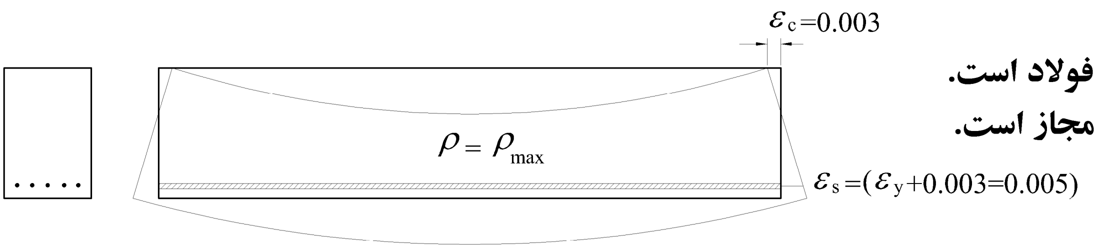
مقطع در حالت بالانس است.

این مقطع غیر مجاز است.



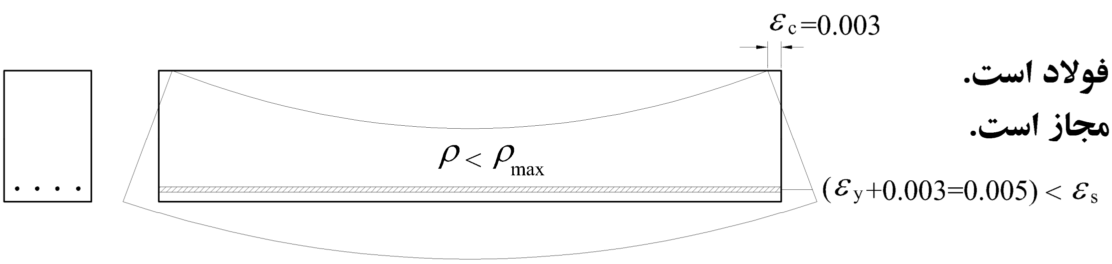
مقطع کم فولاد است.

این مقطع غیر مجاز است.



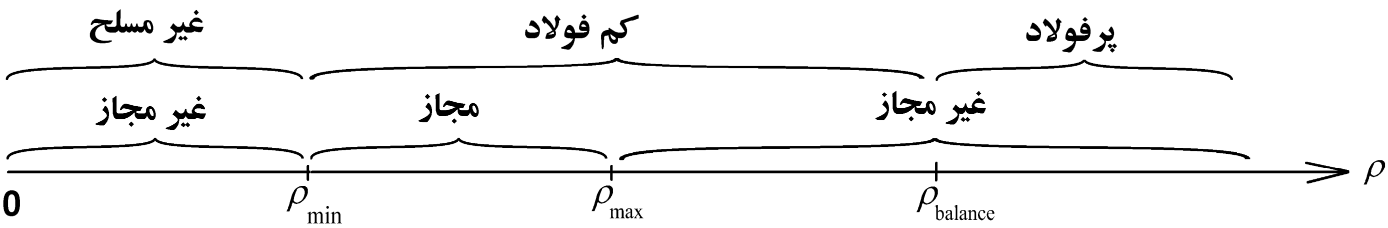
مقطع کم فولاد است.

این مقطع مجاز است.



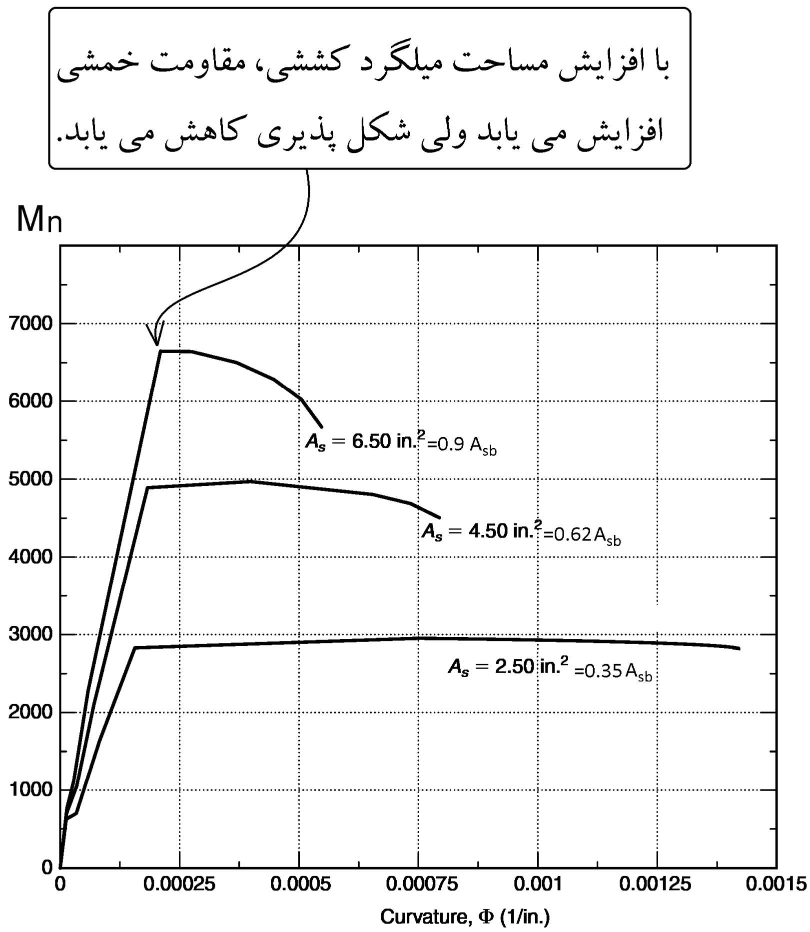
مقطع کم فولاد است.

این مقطع مجاز است.

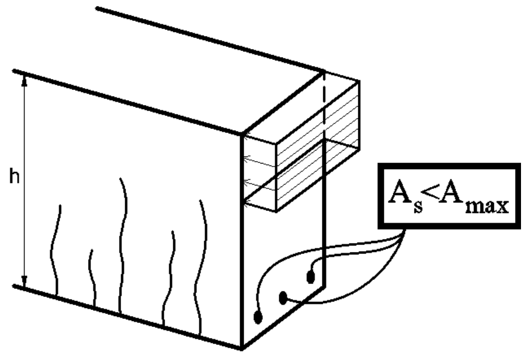


- تیرهایی که درصد میلگرد کمتری دارند، کرنش در آرماتور کششی بیشتر می باشد و بنابراین شکل پذیری بیشتری دارند.

۱- در نمودارهای شکل زیر نقطه ای را که در آن بتن کششی حذف میشود (مقطع ترک می خورد) بیابید.
۲- نقطه ای را که فولاد کششی به تسلیم می رسد بیابید.
۳- نقطه ای که بتن فشاری منهدم می شود بیابید.



b= 12 in, d= 21.5 in, f'c=4000 psi, Fy=60 ksi

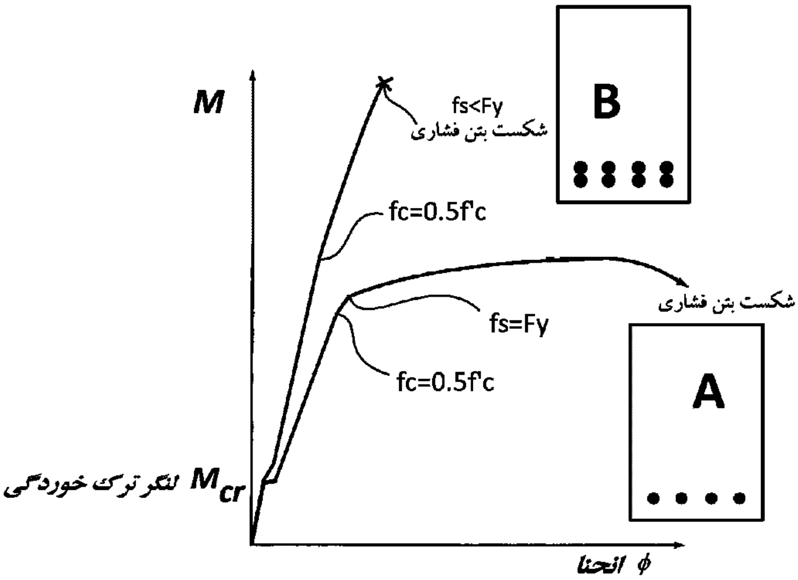


با توجه به نمودارهای فوق:

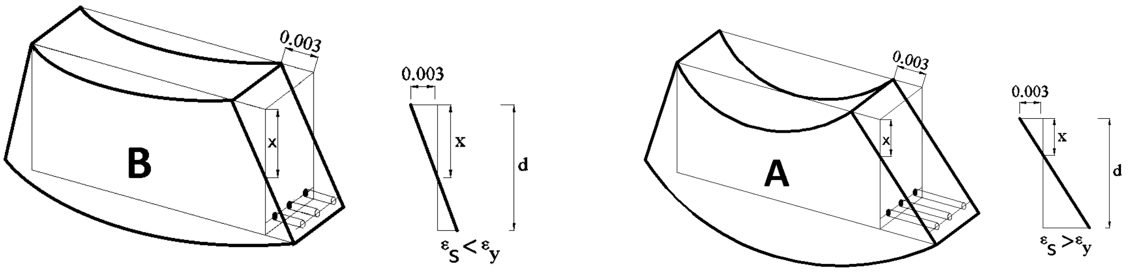
- با افزایش مساحت میلگردها مقاومت خمشی مقطع افزایش می یابد.
- با افزایش مساحت میلگردها شکل پذیری کاهش می یابد و مقطع قبل از انجام تغییر شکلهای زیاد دچار شکست می شود.

در مقطع B در شکل زیر با دو برابر شدن مساحت میلگردهای کششی مقاومت خمشی نهایی مقطع تقریبا دو برابر شده است.

- در شکل B مقطع "پرفولاد" می باشد. در مقاطع پر فولاد در لحظه نهایی خرابی خمشی مقطع، دورترین ردیف فولادهای کششی به تسلیم نمی رسند.
- شکل پذیری مقاطع پرفولاد پایین می باشد. این مقاطع ترد شکل هستند.



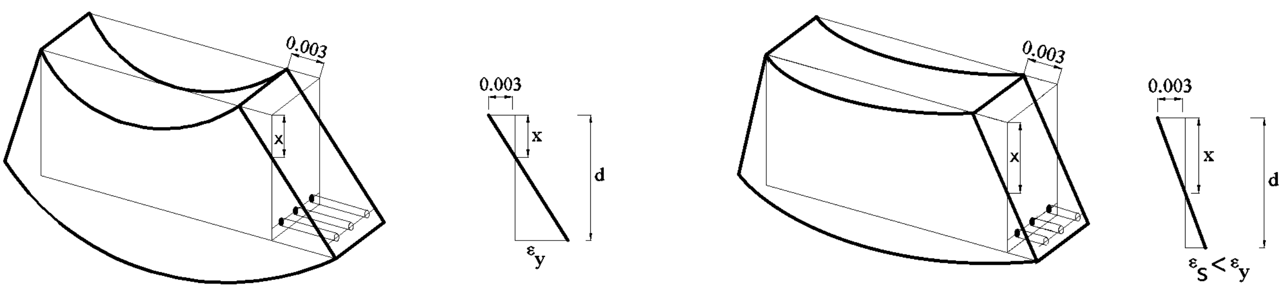
در مقطع A مطابق شکل زیر میلگردهای کششی تغییر طول (و کرنش طولی) بیشتری نسبت به مقطع B دارند.



در لحظه نهایی کرنش بتن فشاری برابر $\varepsilon_{cu} = 0.003$ فرض می شود.

در شکل زیر:

- در صورتی که کرنش دورترین ردیف میلگردهای کششی بزرگتر از ε_y باشد، مقطع را **کم فولاد** مینامیم
- در صورتی که کرنش دورترین ردیف میلگردهای کششی کمتر از ε_y باشد، مقطع را **پر فولاد** مینامیم (شکل سمت راست)
- در صورتی که کرنش دورترین ردیف میلگردهای کششی برابر با ε_y باشد، خواهیم گفت مقطع در حالت **متوازن (بالانس)** قرار دارد (شکل سمت چپ)



مقطع متوازن (بالانس) **مقطع پر فولاد**

کرنش کششی میلگردهای کششی تابع x (عمق ناحیه فشاری و یا همان فاصله تار خنثی از دورترین تار فشاری)می باشد. به مثالهای زیر توجه کنید:

محاسبات ۹۷

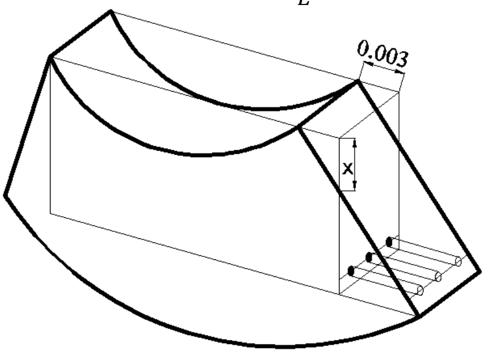
۴۰- در یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیلی در حالت حدی نهایی تحت اثر خمش، کرنش در مرکز سطح آرماتور کششی دو و نیم برابر کرنش نظیر جاری شدن فولاد می‌باشد. اگر عمق موثر مقطع تیر (فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتورهای کششی طولی) برابر 680 میلی‌متر بوده و بتن از رده C30 و آرماتورها از رده S400 باشد، فاصله تار خنثی از دورترین تار فشاری مقطع حدوداً چند میلی‌متر خواهد بود؟

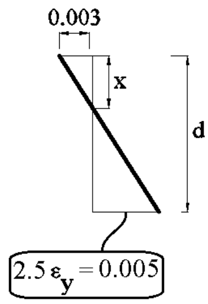
۱) 320 ۲) 250 ۳) 230 ۴) 140

گزینه ۲

$$x = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} d = \frac{3}{8} \times 680 = 255\, mm$$

شکل زیر لحظه نهایی شکست تیر را نشان میدهد. در لحظه شکست کرنش فشاری بتن به 0.003 می رسد و طبق گفته مسئله کرنش فولادهای کششی نیز 2.5 برابر کرنش تسلیم فولاد ($\varepsilon_y = \frac{F_y}{E} = 0.002$) می باشد.





سراسری ۹۵

۱۲۳- یک ستون بتن آرمه با مقطع مربع ۷۰۰×۷۰۰mm² و با پوشش بتن از مرکز میلگرد برابر ۶۰mm تحت اثر نیروی محوری فشاری لنگر خمشی حول یکی از دو محور متوازی با لبه‌های ستون قرار گرفته به طوری که کرنش در دورترین تار فشاری برابر ۰٫۰۰۳ و در دورترین میلگرد کششی برابر ۰٫۰۰۱ است. کرنش در دورترین میلگرد فشاری حدوداً چقدر است؟

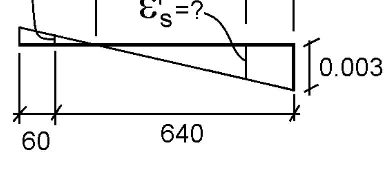
۱) ۰٫۰۰۱۰

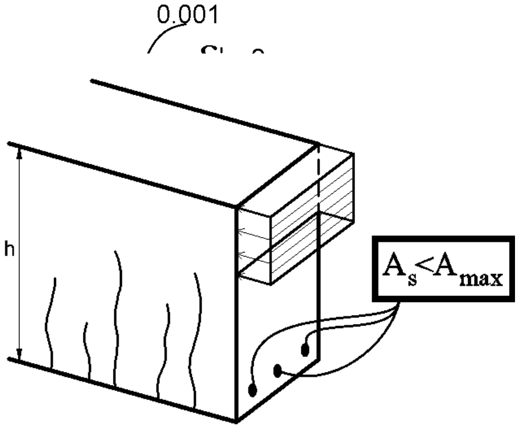
۲) ۰٫۰۰۲۳

۳) ۰٫۰۰۲۶

۴) ۰٫۰۰۲۸

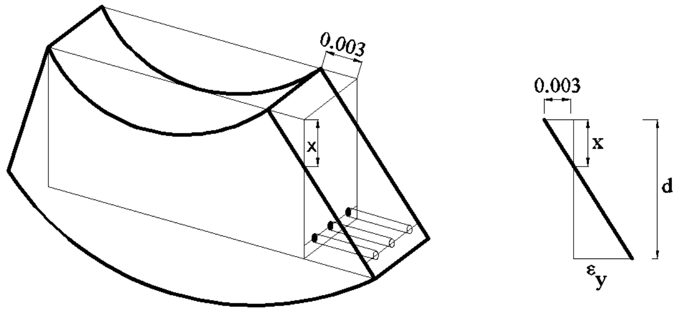
$$x = \frac{0.003}{0.003 + 0.001} \times 640 = 480\, mm \quad \rightarrow \quad \varepsilon'_s = \frac{x - 60}{x} 0.003 = \frac{420}{480} \times 0.003 = 0.002625$$





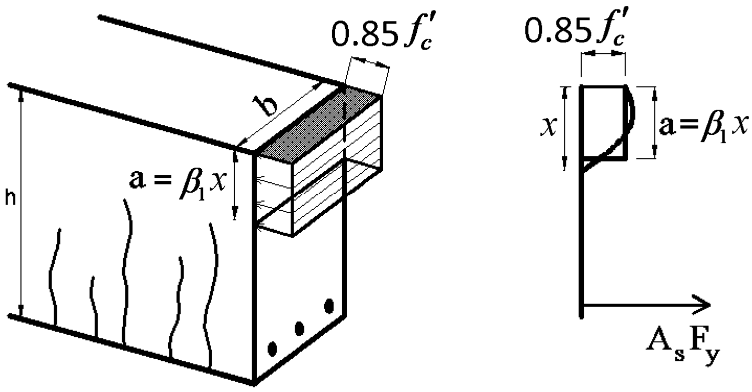
۳-۱۴-۱- محاسبه درصد میلگرد متوازن (بالانس)

به شکل زیر توجه کنید. مساحت فولادهای کششی طوری انتخاب شده است که هنگام خرابی مقطع (رسیدن بتن به $\varepsilon_u = 0.003$) کرنش در فولادهای کششی برابر $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}$ می باشد. در این حالت عمق تار خنثی (x) از دیاگرام کرنش (حرکت) بدست می آید:



مقطع متوازن (بالانس)

$$\frac{x}{0.003} = \frac{d}{0.003+\varepsilon_y} \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.003}{0.003+\left(\frac{f_y}{E}\right)} d \quad \rightarrow \quad x = \frac{600}{600+f_y} d$$



$$A_s f_y = (\beta_1 x b) 0.85 f'_c = \left(\beta_1 \frac{600}{600+f_y} db\right) 0.85 f'_c \quad \rightarrow \quad \frac{A_s}{bd} = \left(\beta_1 \frac{600}{600+f_y}\right) \frac{0.85 f'_c}{f_y}$$

$$\rightarrow \quad \rho_b = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600+f_y}\right)$$

- در صورتی که مساحت میلگرد کششی برابر مقدار محاسبه شده در رابطه فوق باشد، مقطع در مرحله خرابی به صورت متوازن (بالانس) خراب شود. به $\rho_b = \frac{A_{sb}}{bd}$ درصد میلگرد بالانس گفته می شود. برای مثال اگر رده بتن C25 و رده میلگردهای طولی S400 باشد، نسبت میلگرد بالانس برابر خواهد بود با:

$$C25, S400 \quad \rightarrow \quad \rho_b = \frac{0.85 \times 25}{400} \times 0.85 \left(\frac{600}{600+400}\right) = 0.027$$

سراسری ۹۷

۱۲۱- یک مقطع تیر بتن مسلح به گونه‌ای طراحی شده است که در حالت حد نهایی کرنش در فولاد کششی سه برابر کرنش جاری شدن فولاد است. نسبت عمق تار خنثی در این مقطع نسبت به عمق تار خنثی در حالت شکست متعادل (بالانس) به کدام مورد نزدیک است؟ (کرنش بتن در لحظه گسیختگی برابر ۰/۰۰۳۵ و کرنش جاری شدن فولاد برابر ۰/۰۰۲ می‌باشد)

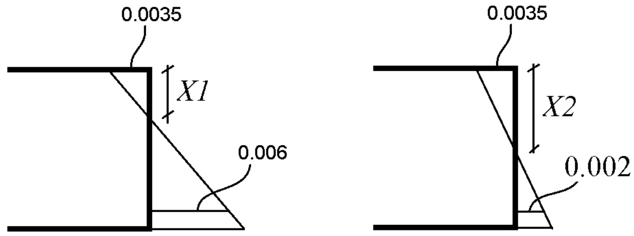
۱) ۰/۶۶

۲) ۰/۵۸

۳) ۰/۴۸

۴) ۰/۳۳

$$\left.\begin{aligned} X1 &= \frac{0.0035}{0.0035+0.006}d = \frac{35}{95}d \\ X2 &= \frac{0.0035}{0.0035+0.002}d = \frac{35}{55}d \end{aligned}\right\} \quad \frac{X1}{X2} = \frac{55}{95} = 0.58$$



سراسری ۸۱

۱۰۲- در مقطع T شکل مقابل چنانچه در لحظهٔ گسیختگی نهایی، توزیع تنشی مستطیلی با شدت $0/85 f'_c$ و در ارتفاعی معادل ۰/۸۵ ارتفاع تار خنثی فرض گردد، فولاد متوازن مقطع A_{sb} چند میلی متر مربع (mm^2) می‌باشد؟ ($\phi_c = \phi_s = 1/0$ فرض شود.)

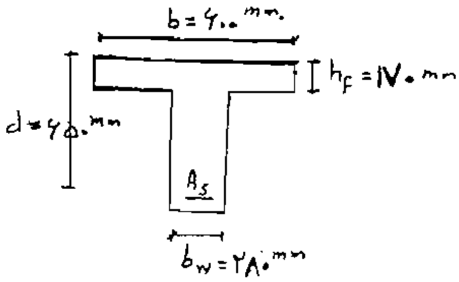
$f'_c = 30$ MPa ، $f_y = 400$ MPa ، کرنش بتن در لحظهٔ نهایی $\varepsilon_{cu} = 0/003$ ، $E_s = 200000$ MPa

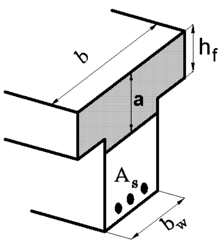
۱) ۸۵۳۵

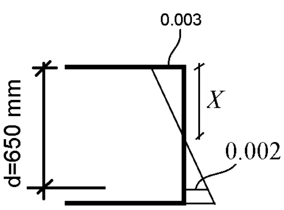
۲) ۹۳۸۵

۳) ۹۸۷۵

۴) ۱۰۱۱۵







$$\frac{3}{5} \times 650 = 390\ mm \quad \rightarrow \quad a = 0.85X = 331.5\ mm$$

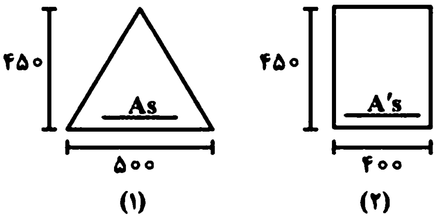
با توجه به اینکه ضخامت بال $170\ mm$ می باشد، ناحیه فشاری شاه جان نیز خواهد بود ($a>hf$) و بنابراین معادله تعادل به صورت زیر خ

$$\text{فشار بتن} = \text{کشش فولاد} \rightarrow \left((b-b_w)\times h_f + b_w a\right)\left(0.85 f'_c\right) = A_s F_y$$

$$(320 \times 170 + 280 \times 331.5)(0.85 \times 30) = A_{s-bal} \times 400 \quad \rightarrow \quad A_{s-bal} = 9385\ mm^2$$

سراسری ۹۸

۱۲۵- در شکل زیر دو مقطع بتن آرمه را که از مصالح یکسان ساخته شده است درنظر بگیرید. کدام‌یک از موارد زیر در خصوص عمق تار خنثی در حالت متوازن (بالانس) صحیح است؟ (ابعاد برحسب میلی‌متر است.)



۱) عمق تار خنثی در هر دو مقطع یکسان است.
۲) عمق تار خنثی مقطع (۱) از مقطع (۲) بیشتر است.
۳) عمق تار خنثی مقطع (۱) از مقطع (۲) کمتر است.
۴) عمق تار خنثی تابعی از میزان آرماتور کششی مقطع (۱) و (۲) می‌باشد.

گزینه ۱

در حالت بالانس کرنش در دورترین تار کششی ثابت و برابر ε_y می باشد.

$$X = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d$$

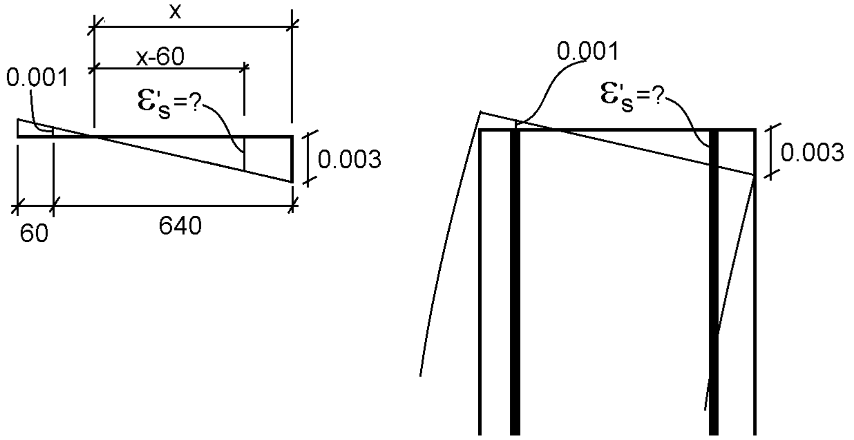
با توجه به اینکه در هر دو شکل d یکسان می باشد، عمق تار خنثی یکسان خواهد بود.

سراسری ۹۵

۱۲۳- یک ستون بتن آرمه با مقطع مربع $۷۰۰\times۷۰۰\,mm^2$ و با پوشش بتن از مرکز میلگرد برابر $۶۰\,mm$ تحت اثر نیروی محوری فشاری لنگر خمشی حول یکی از دو محور متوازی با لبه‌های ستون قرار گرفته به طوری که کرنش در دورترین تار فشاری برابر ۰/۰۰۳ و در دورترین میلگرد کششی برابر ۰/۰۰۱ است. کرنش در دورترین میلگرد فشاری حدوداً چقدر است؟

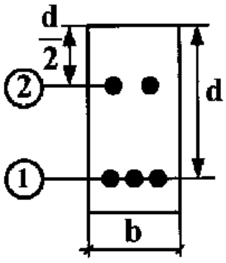
۱) ۰/۰۰۱۰
۲) ۰/۰۰۲۳
۳) ۰/۰۰۲۶
۴) ۰/۰۰۲۸

$$x = \frac{0.003}{0.003+0.001} \times 640 = 480\ mm \quad \rightarrow \quad \varepsilon'_s = \frac{x-60}{x} 0.003 = \frac{420}{480} \times 0.003 = 0.002625$$



محاسبات ۹۱

۳۶- مقطع تیر بتون آرمه‌ی زیر، در حالت متوازن (بالانس) قرار دارد. نیروی کل آرماتورهای ردیف ۱ چند برابر نیروی کل آرماتورهای ردیف ۲ می‌باشد؟ (۰/۰۰۳ = کرنش نهایی بتون و ۰/۰۰۲ = کرنش تسلیم فولاد) جنس و سطح مقطع کلیه‌ی آرماتورها یکسان فرض شود. $\phi_c = \phi_s = 1$



۱) ۴-

۲) ۴+

۳) ۶-

۴) ۶+

گزینه ۳

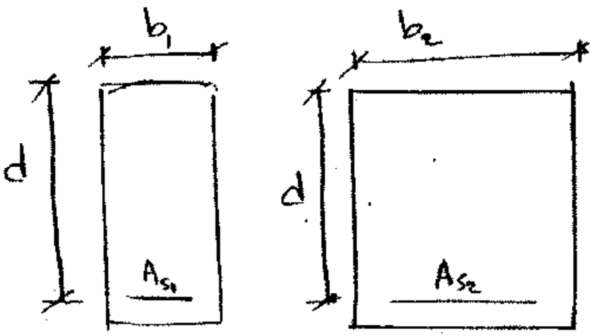
$$x=\frac{0.003}{0.003+0.002}d=0.6d$$

آرماتورهای ردیف ۲ در ناحیه فشاری قرار دارند.

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_1&=0.002\\ \varepsilon_2&=\frac{(0.6-0.5)d}{0.6d}\times 0.003=0.0005\end{aligned}\right\}\rightarrow \frac{f_1}{f_2}=\frac{(E\varepsilon_1)A_{s1}}{(E\varepsilon_2)A_{s2}}=\frac{(\varepsilon_1)3\pi r^2}{(\varepsilon_2)2\pi r^2}=\frac{3(\varepsilon_1)}{2(\varepsilon_2)}=\frac{3\times 0.002}{2\times -0.0005}=-6$$

- سراسری ۸۹

در صورتی که در دو مقطع نشان داده شده، جنس مصالح بتنی و فولادی یکسان باشد، با فرض $b_1 < b_2$ کدام حالت در مورد نسبت $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}}$ صحیح است؟ (ρ_b نسبت آرماتورهای متوازن (بالانس) می‌باشد)



۱) $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}}=1$

۲) $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}}<1$

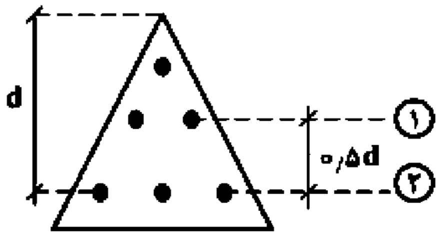
۳) $\frac{\rho_{b1}}{\rho_{b2}}>1$

۴) اطلاعات کافی نمی‌باشد.

گزینه ۱

سراسری ۹۵

۱۲۲- مقطع زیر تحت لنگر خمشی مثبت M_u در حالت بالانس قرار دارد. اندازه نسبت نیروی آرماتورهای ردیف (۲) به نیروی آرماتورهای ردیف (۱) کدام است؟ ($\varepsilon_{cu}=0/003$، $f_y=400 Mpa$، $E_s=2\times 10^5 Mpa$ و قطر آرماتورها یکسان است)



۱) ۲

۲) ۴

۳) ۶

۴) ۸

محاسبات ۸۹

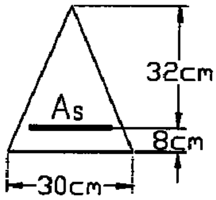
۴۲- در صورتی که $f_c = ۲۰$ MPa $f_y = ۳۰۰$ MPa باشد سطح مقطع A_s نظر حالت بالانس چقدر است؟

۱) ۸/۸۶ cm^2

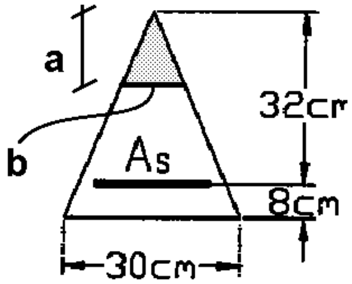
۲) ۷/۲۶ cm^2

۳) ۸/۲۶ cm^2

۴) ۷/۸۶ cm^2



$$x_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0015} d = \frac{2}{3} d = 21.333\ cm$$
$$a = 0.85x = 18.13\ cm$$
$$b = \frac{3}{4} a = 13.6\ cm$$

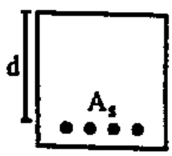


$$C = T \quad \rightarrow \quad \frac{ab}{2}(0.85 f_c') = A_s F_y$$
$$\frac{18.13 \times 13.6}{2} \times 0.85 \times 20 = A_s \times 300 \quad \rightarrow \quad A_s = 6.98\ cm^2$$

تمرین

۸ـ مقدار فولاد A_s در تیر (مقطع شکل زیر) به اندازه‌ای است، که کرنش آن در موقع شکست خمشی تیر برابر با کرنش جاری شدن فولاد یعنی $\varepsilon_s = \varepsilon_y = ۰/۰۰۲$ می‌باشد. چنانچه بخواهیم کرنش فولاد در موقع شکست $\varepsilon_s = ۳\varepsilon_y$ باشد، مقدار فولاد لازم تقریباً چند برابر A_s خواهد بود؟ (مهندسی عمران ۸۰)

(کرنش نهایی بتن برابر ۰/۰۰۳ اختیار شود).



۱) ۰/۴۵

۲) ۰/۳

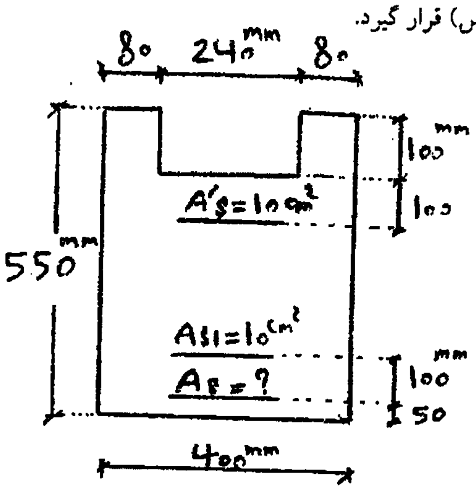
۳) ۰/۵۵

۴) ۱

$$x_{b1} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} d = \frac{3}{5} d \quad \rightarrow \quad A_{sb1} F_y = (\beta \times x_{b1} \times b)(0.85 f_c') \quad \rightarrow \quad A_{sb1} = \frac{(\beta \times x_{b1} \times b)(0.85 f_c')}{F_y}$$
$$x_{b2} = \frac{0.003}{0.003 + 0.006} d = \frac{3}{9} d \quad \rightarrow \quad A_{sb2} F_y = (\beta \times x_{b2} \times b)(0.85 f_c') \quad \rightarrow \quad A_{sb2} = \frac{(\beta \times x_{b2} \times b)(0.85 f_c')}{F_y}$$
$$\rightarrow \frac{A_{sb2}}{A_{sb1}} = \frac{x_{b2}}{x_{b1}} = \frac{5}{9} = 0.55$$

آزاد۸۹

۱۳۲- در مقطع نشان داده شده مقدار As چقدر باشد تا مقطع در حالت متوازن (بالانس) قرار گیرد.



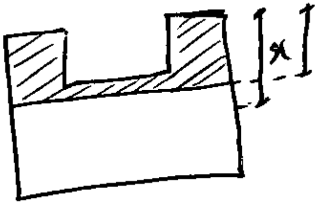
$E_S = 2\times10^6 kg/cm^2$ $\varepsilon_{cu} = 0.003$ $\beta_1 = 0.7$ $A_{S1} = A'_S = 10cm^2$

$f_y = 4000kg/cm^2$ $f'_c = 500kg/cm^2$

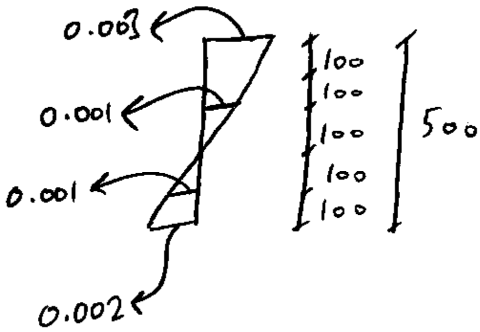
۱) $20\ cm^2$ ۲) $30cm^2$

۳) $55cm^2$ ۴) $45\ cm^2$

$$x_b = \frac{0.003}{0.003+0.002}d = \frac{3}{5}d = 300\ mm$$



$a = x \times \beta_1 = 300 \times 0.7 = 210\ mm$



$$\begin{cases} C_c = \text{مساحت بتن} \times (0.85f'_c) = (160\times100+110\times400)\times0.85\times50 = 2550\ kN \\ C_s = A'_s \times f_s = 1000\times200 = 200\ kN \\ T_{S1} = A_{s1}\times f_s = 1000\times200 = 200\ kN \\ T_S = A_s \times F_y = A_s \times 400 \end{cases}$$

$$C_c + C_s = T_{s1} + T_s \quad \rightarrow \quad 2550000 + 200000 = 200000 + 400A_s \quad \rightarrow \quad A_s = 6375mm^2$$

تمرین

۳۱-در یک مقطع خمشی منظور از حالت بالانس (متعادل) چیست؟ **(مهندسی عمران ۷۶)**

۱) بین نیروی فشاری بتن و نیروی کششی فولاد تعادل برقرار باشد.

۲) هنگامی که بتن فشاری به تغییر شکل نهایی خود می‌رسد فولاد کششی نیز به تغییر شکل نهایی خود برسد.

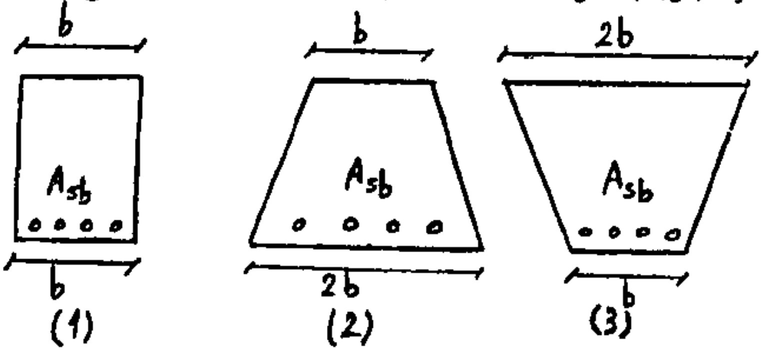
۳) هنگامی که بتن فشاری به تغییر شکل نهایی خود می‌رسد فولاد کششی به تغییر متناظر با مقاومت تسلیم مشخصه برسد.

۴) هیچکدام

گزینه ۳

آزاد ۸۶

در صورتیکه فولاد متوازن مقطع با A_{sb} معرفی گردد، باتوجه به شکل، کدامیک از روابط زیر برقرار می باشد (خصوصیات مصالح و عمق مؤثر در هر سه مقطع یکسان است)؟



۱) $(A_{sb})_1 = (A_{sb})_2 = (A_{sb})_3$

۲) $(A_{sb})_1 > (A_{sb})_2 = (A_{sb})_3$

۳) $(A_{sb})_3 > (A_{sb})_2 > (A_{sb})_1$

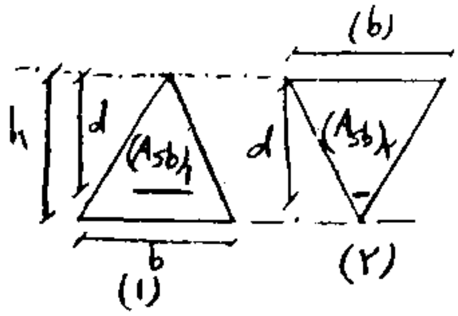
۴) $(A_{sb})_2 > (A_{sb})_3 > (A_{sb})_1$

گزینه ۳

آزاد ۸۷

۱۳۲– باتوجه به مقاطع تیر بتن آرمه نشان داده شده در شکل، فولاد متوازن مقطع (۱) چند برابر فولاد متوازن مقطع (۲) می باشد؟

($\varepsilon_{cu} = ۳\times۱۰^{-۳}$ ، $\varepsilon_y = ۲\times۱۰^{-۳}$ ، $\beta = ۰/۸$ و $d = \frac{5}{6}h$ ، کلیه خصوصیات مصالح در هردو مقطع یکسان است)



۱) 1

۲) $\frac{1}{2}$

۳) $\frac{1}{4}$

۴) $\frac{1}{3}$

گزینه ۳

تمرین

۲۵ـ در مورد گسیختگی کششی (شکل‌پذیر) تیرهای بتنی کدامیک از گزینه‌های زیر مناسبتر است؟

(مهندسی عمران ۷۴)

۱) قبل از رسیدن بتن به کرنش گسیختگی خود، فولاد کششی به حد گسیختگی می‌رسد.

۲) کرنش گسیختگی فولاد و بتن توأماً در یک زمان اتفاق می‌افتد.

۳) فولاد کششی به حد جاری شدن (تسلیم) نمی‌رسد.

۴) قبل از رسیدن بتن به کرنش گسیختگی خود، فولاد کششی به حد جاری شدن می‌رسد.

گزینه ۴

تمرین

۱۳۴- مقاومت خمشی متزازن نهایی یک مقطع مستطیلی با فولاد کششی تنها 4.8 ton.m می باشد. در صورتیکه عرض مقطع 250 mm باشد ارتفاع مؤثر مقطع چه مقدار است؟ ($\beta_1 = 1$)

$0.85 f_c' = 20\,MPa$

$f_y = 400\,MPa$

۱) 200 mm
۲) 400 mm
۳) 300 mm
۴) 630 mm

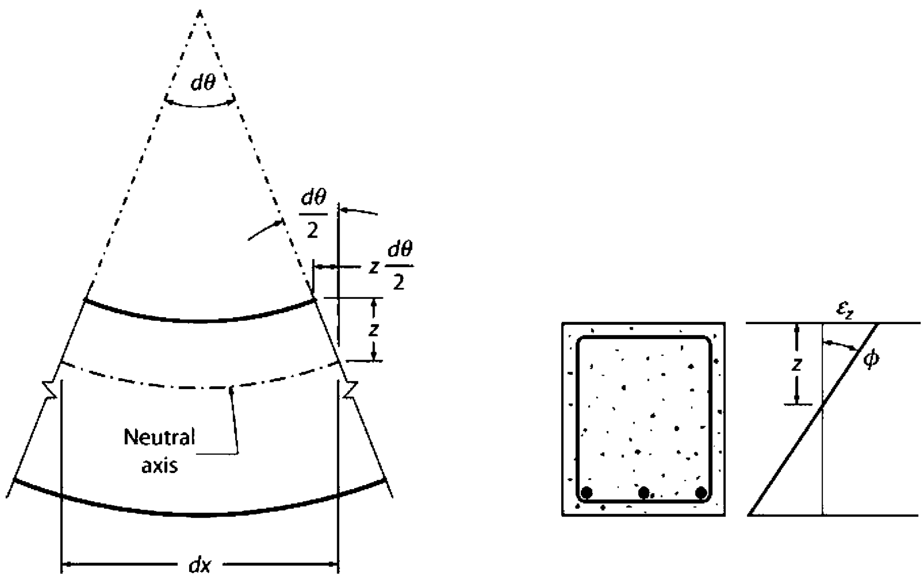
دیاگرام کرنش (حرکت) $\rightarrow x_b = \frac{3}{5}d = 0.6d \quad \rightarrow \quad a = \beta_1 x_b = 0.6d$

دیاگرام تنش (نیرو) $\rightarrow A_{sb}F_y = ab \times 0.85 f_c' \quad \rightarrow \quad 400A_{sb} = 0.6d \times 250 \times 20 \quad \rightarrow \quad A_{sb} = 7.5d$

$\varphi M_n = \varphi A_{sb}F_y\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \rightarrow \quad 48\,kN.m = 0.9 \times 7.5d \times 400 \times (d - 0.3d) \quad \rightarrow \quad d = 159\,mm$

یکی از فرضیات مهم در تئوری خمش اعضا، توسط برنولی (Bernoulli) ارائه شده است:
مقاطع مسطح عمود بر محور طولی یک عضو، پس از اعمال خمش نیز مسطح و عمود و بر محور طولی عضو باقی می مانند.
در اعضای بتنی این اصل بدین معناست که هیچ لغزشی بین بتن و فولاد رخ نمی دهد و در نتیجه تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع به صورت خطی تغییر می کند (مطابق شکل زیر)
با توجه به شکل زیر داریم مقدار "انحنا" تیر را می توان به صورت زیر محاسبه کرد:

$$\varphi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{zd\theta}{zdx} = \frac{\varepsilon_z}{z}$$



(a) Flexural deformations (b) Strain diagram

سراسری ۹۶

۱۱۶- اگر بر اثر خمش، در مقطع تیر بتن مسطح به عمق مؤثر d=۶۰۰mm، کرنش در دورترین تار فشاری به ۰٫۰۰۲۵ و کرنش در مرکز سطح میلگردهای کششی به ۰٫۰۰۳۵ رسیده باشد، شعاع انحنای تیر در مقطع مزبور حدوداً چند متر است؟

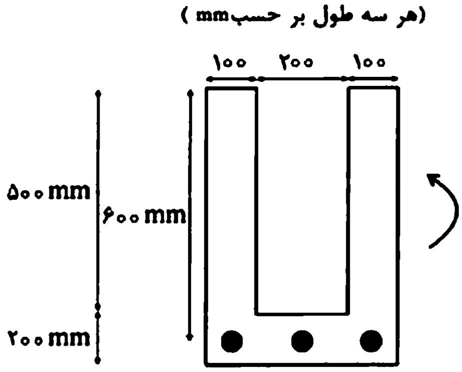
۱) ۶۰
۲) ۱۰۰
۳) ۲۰۰
۴) ۶۰۰

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon}{h} \qquad \rightarrow \frac{1}{R} = \frac{0.0025 + 0.0035 = 0.006}{600} \qquad \rightarrow \qquad R = 100000\,mm = 100\,m$$

سراسری ۹۶

۱۱۹- برای مقطع خمشی بتن آرمه نشان داده شده در شکل، مقدار انحنا مقطع در حد نهایی (ϕ_u) بر حسب $\frac{1}{m}$ کدام است؟ بتن رده C۲۵ و فولاد کششی رده S۴۰۰ شامل سه میلگرد ۲۵ϕ(A_S =۱۴۷۰mm^2) می‌باشد. فرض کنید ۱= ϕ_s = ϕ_c ,۰/۰۰۳= ε_{cu} و ۰/۸۵ = α_1 = β_1. توزیع تنش فشاری در حد نهایی را به‌صورت بلوک تنش یکنواخت در نظر بگیرید.

۱) ۱۴۵
۲) ۱۸۵
۳) ۲۲۵
۴) ۴۹۵

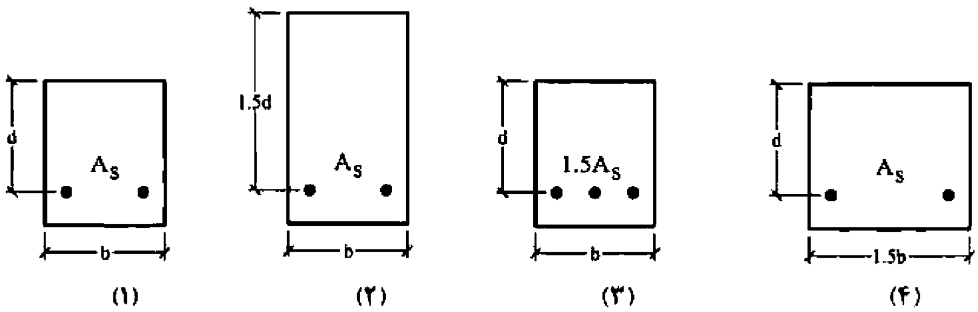


$$C = T \rightarrow (0.85x)b \times 0.85f_c' = A_sF_y \rightarrow (0.85 \times 200x) \times 0.85 \times 25 = 1470 \times 400 \rightarrow x = 163\ mm$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon}{h} = \frac{0.003}{0.163} = 0.0184\frac{1}{m}$$

سراسری ۹۴

۱۱۵- چهار مقطع تیر بتنی زیر با رفتار شکل‌پذیر را در نظر بگیرید. اگر میزان انحنای تیر در لحظه شکست با Φ نشان داده شود، کدام یک از روابط زیر صحیح است؟ (A_s مساحت فولادکششی می‌باشد)



۱) $\Phi_4 \ge \Phi_1 \ge \Phi_2 \ge \Phi_3$
۲) $\Phi_3 \ge \Phi_4 \ge \Phi_2 \ge \Phi_1$
۳) $\Phi_2 \ge \Phi_3 \ge \Phi_4 \ge \Phi_1$
۴) $\Phi_2 \ge \Phi_1 \ge \Phi_4 \ge \Phi_3$

سراسری ۹۷

۱۲۰- تیر با مقطع مستطیلی شکل به عرض b، ارتفاع مؤثر d، سطح فولاد کششی A_s و مقاومت جاری شدن فولاد f_y مفروض است. با افزایش کدام پارامتر درصورت ثابت بودن سایر پارامترها، هم لنگر مقاوم خمشی مقطع و هم انحنای مقطع در حالت مقاومت نهایی افزایش می‌یابد؟ (مقطع طوری است که در لنگر نظیر مقاومت خمشی نهایی، میلگرد تسلیم می‌شود و کرنش دورترین تار فشاری بتن به مقدار مشخص ε_{cu} می‌رسد)

۱) b
۲) d
۳) A_s
۴) f_y

افزایش تمامی پارامترها موجب افزایش مقاومت خمشی می شود.

افزایش b موجب افزایش انحنا می شود.

تغییر d تاثیری در مقدار انحنا ندارد.

افزایش As موجب کاهش انحنا می شود.

افزایش fyموجب کاهش انحنا می شود.

۳-۱۵- تعاریف قراردادی برای هندسه تیر بتنی

قرارداد علامت در تیرهای بتنی:

ارتفاع کلی مقطع را با h نشان می دهیم.

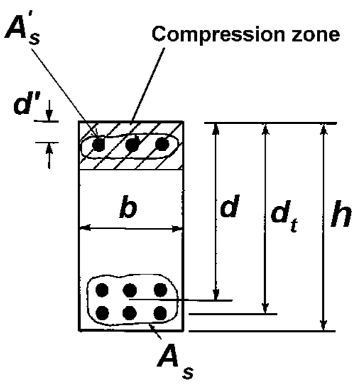
عمق موثر مقطع را با d نشان میدهیم. d برابر فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح میلگردهای کششی می باشد.

'd فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز میلگردهای فشاری می باشد.

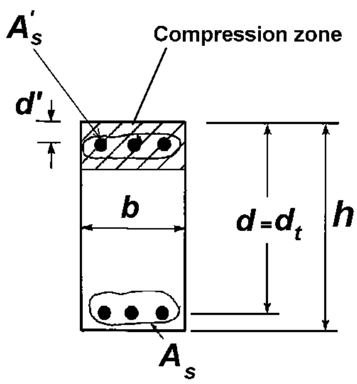
d_t فاصله دورترین تار فشاری تا دورترین ردیف از میلگردهای کششی می باشد.

مساحت میلگردهای کششی را با As نشان می دهیم.

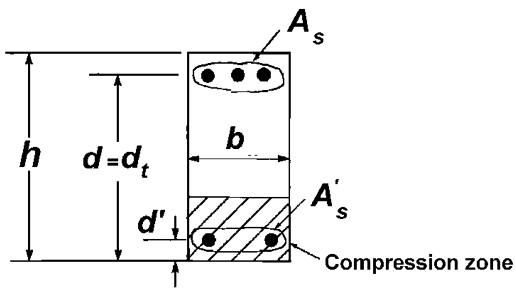
مساحت میلگردهای قرار گرفته در ناحیه فشاری را با A_s' نشان میدهیم.



مقطع تحت لنگر مثبت



مقطع تحت لنگر مثبت



مقطع تحت لنگر منفی

۳-۱۶- ضریب کاهش مقاومت خمشی

$$\boldsymbol{\varphi} M_n$$

ضریب کاهش مقاومت ($\boldsymbol{\varphi}$) در محاسبه مقاومت خمشی چقدر باید در نظر گرفته شود؟
مطابق جدول زیر اعضای خمشی به سه دسته تقسیم میشوند:

۱- کنترل شونده توسط کشش (Tension controlled):

a. در این اعضا در لحظه شکست کرنش در آخرین ردیف میلگردهای کششی بزرگتر و یا مساوی $\varepsilon_y + 0.003$ خواهد بود
برای مثال اگر کرنش تسلیم فولاد برابر $\varepsilon_y = 0.002$ باشد، کرنش در فولاد های کششی باید بزرگتر و یا مساوی 0.005 باشد.

b. در این اعضا شروع خرابی مقطع با تسلیم میلگردهای کششی شروع میشود. و پس از تغییر شکل های بزرگ (ناشی از کش آمدن میلگردهای کششی) بتن فشاری منهدم میشود. با توجه به اینکه **شروع خرابی با تسلیم میلگرد کششی** میباشد، این مقاطع **کنترل شونده توسط کشش** نامیده میشود.

c. خرابی این اعضا با تغییرشکلهای بزرگ همراه است.

d. در مقاطعی که تحت خمش هستند، در صورتیکه درصد میلگرد کششی از یک حدی کمتر باشد، مقطع کنترل شونده توسط کشش خواهد بود.

e. در این مقاطع به علت شکل پذیری بالا، ضریب کاهش مقاومت را میتوان برابر $\boldsymbol{\varphi = 0.9}$ در نظر گرفت:

$$\varepsilon_y + 0.003 \le \varepsilon_t \qquad \rightarrow \boldsymbol{\varphi = 0.9}$$

۲- کنترل شونده توسط فشار (Compression controlled):

a. در این اعضا در لحظه شکست کرنش در آخرین ردیف میلگردهای کششی کمتر و یا مساوی کرنش تسلیم خواهد بود
$(\varepsilon_t \le \varepsilon_y)$

b. در این اعضا بدون اینکه میلگردها در کشش به تسلیم برسند، خرابی مقطع با متلاشی شدن بتن در فشار انجام میشود (بدون آسیب دیدن میلگردهای کششی) به همین جهت به این مقاطع **کنترل شونده توسط فشار** گفته میشود.

c. این اعضا ترد شکن هستند.

d. در ستونها که علاوه بر خمش نیروی محوری فشاری هم داریم و هر چه نیروی فشاری (نسبت به خمش) افزایش یابد، کشش در میلگردها کاهش می یابد. در ستونهایی که خمش (نسبت به فشار) کم باشد، اصولا تمامی نقاط مقطع تحت فشار خواهد بود و میلگرد کششی نخواهیم داشت.

e. در اعضایی که تحت خمش خالص هستند (فاقد نیروی محوری فشاری) در صورتی که مقطع پرفولاد باشد، مقطع کنترل شونده توسط فشار محسوب میشود.

f. در این مقاطع به علت شکل پذیری پایین، ضریب کاهش مقاومت را باید برابر $\boldsymbol{\varphi = 0.65}$ (برای مقاطع بدون دورپیچ) و برابر $\boldsymbol{\varphi = 0.75}$ (برای مقاطع با دورپیچ) در نظر گرفت.

$$\varepsilon_t \le \varepsilon_y \qquad \rightarrow \text{در مقاطع بدون دورپیچ}\ \boldsymbol{\varphi = 0.65}$$

۳- انتقالی (Transition):

در صورتی که کرنش آخرین ردیف میلگردهای کششی به صورت رابطه زیر حالت بینابین باشد، ضریب کاهش مقاومت با درون یابی بدست می آید.

$$\varepsilon_y < \varepsilon_t < \varepsilon_y + 0.003 \quad \rightarrow \text{در مقاطع بدون دورپیچ}\ \boldsymbol{\varphi = 0.65 + 0.25\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_y}{0.003}}$$

مطالب صفحه قبل در ACI به شکل جدول زیر خلاصه شده است:

Table 21.2.2—Strength reduction factor ϕ for moment, axial force, or combined moment and axial force

Net tensile stain ε_t	Classification	ϕ — Type of transverse reinforcement: Spirals conforming to 25.7.3		ϕ — Type of transverse reinforcement: Other	
$\varepsilon_t \le \varepsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003$	Transition[1]	$0.75 + 0.15\dfrac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25\dfrac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\varepsilon_t \ge \varepsilon_{ty} + 0.003$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

[1]For sections classified as transition, it shall be permitted to use ϕ corresponding to compression-controlled sections.

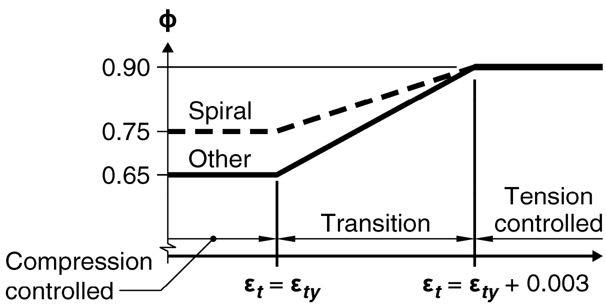


***Fig. R21.2.2b**—Variation of ϕ with net tensile strain in extreme tension reinforcement, ε_t.*

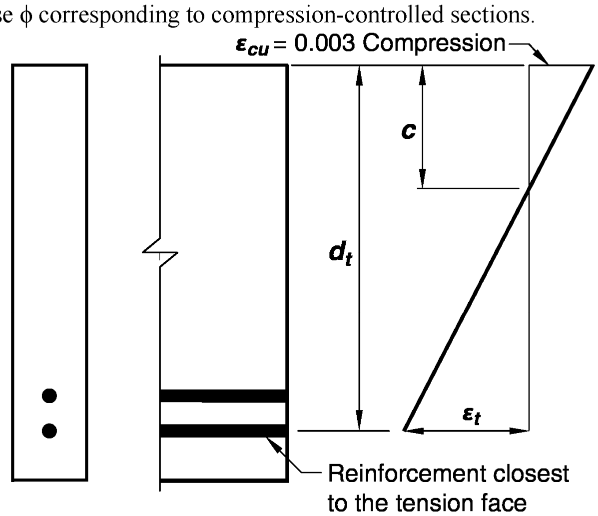


***Fig. R21.2.2a**—Strain distribution and net tensile strain in a nonprestressed member.*

CHAPTER 9—BEAMS

9.3—Design limits

9.3.3 *Reinforcement strain limit in nonprestressed beams*

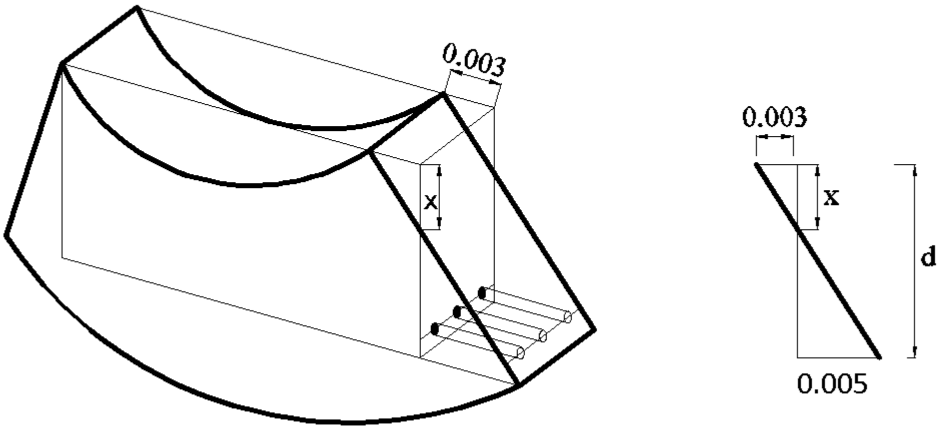
9.3.3.1 Nonprestressed beams with $P_u < 0.10f_c'A_g$ shall be tension controlled in accordance with Table 21.2.2.

توجه داشته باشید که مطابق بند فوق تیرهایی که در آنها $P_u < 0.10f_c'A_g$ می باشد، باید مطابق جدول زیر از نوع کنترل کشش (Tension controlled) باشند.

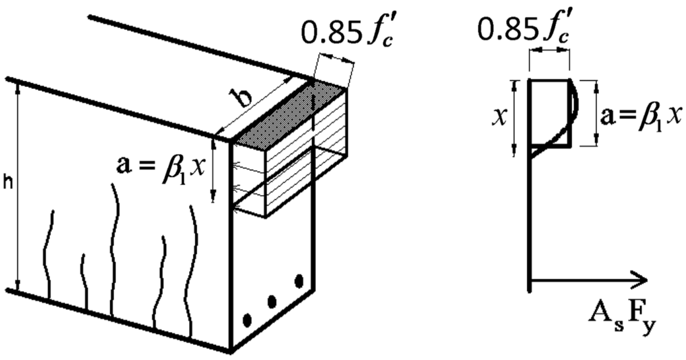
در لحظه نهایی شکست تیر، کرنش در دورترین ردیف میلگرد کششی حداقل $(\varepsilon_{ty} + 0.003)$ باشد. اگر میلگرد طولی از نوع S400 باشد، مقدار $\varepsilon_{ty} = 0.002$ خواهد بود و در نتیجه در تیرهایی که میلگرد آنها از نوع S400 می باشد، کرنش در اخرین ردیف فولادهای کششی باید حداقل 0.005 باشد.

در شکل زیر مقدار ρ_{max} برای یک تیر مستطیلی تک آرمه محاسبه شده است.

به شکل زیر توجه کنید. مساحت فولادهای کششی طوری انتخاب شده است که هنگام خرابی مقطع (رسیدن بتن به $\varepsilon_u = 0.003$) کرنش در فولادهای کششی برابر $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}$ می باشد. در این حالت عمق تار خنثی (x) از دیاگرام کرنش (حرکت) بدست می آید:



$$\frac{x}{0.003} = \frac{d-x}{0.003+0.005} \quad \rightarrow \quad x = \frac{3}{8}d$$



$$A_s f_y = (\beta_1 x b)0.85f_c' = \left(\beta_1 \frac{3}{8}\ db\right)0.85f_c' \quad \rightarrow \quad \frac{A_s}{bd} = \left(\beta_1 \frac{3}{8}\right)\frac{0.85f_c'}{f_y}$$

$$\rightarrow \quad \rho_{max} = \frac{0.85f_c'}{f_y}\beta_1 \frac{3}{8}$$

- در صورتی که مساحت میلگرد کششی برابر مقدار محاسبه شده در رابطه فوق باشد، در مرحله خرابی کرنش در دورترین ردیف میلگردهای کششی برابر 0.005 خواهد بود. $\rho_{max} = \frac{A_{s-max}}{bd}$ حداکثر میلگرد مجاز برای تیر میباشد. برای مثال اگر رده بتن C25 و رده میلگردهای طولی S400 باشد، نسبت میلگرد حداکثر برابر خواهد بود با:

$$C25, S400 \quad \rightarrow \quad \rho_{max} = \frac{0.85 \times 25}{400} \times 0.85\frac{3}{8} = 0.0169$$

- رابطه فوق تنها برای مقطع مستطیلی شکل و بدون میلگرد فشاری صادق است. برای مقاطع همراه با میلگرد فشاری و یا مقاطع T شکل باید محاسبات تکرار شود.
- با توجه به رابطه فوق مقدار ρ_{max} در تیر ها به مقدار f_c' و نیز F_y بستگی دارد و تغییر در ابعاد مقطع تاثیر در مقدار ρ_{max} ندارد.

در جدول زیر مقادیر درصد میلگرد بالانس و حداکثر برای مقاطع مستطیل **بدون میلگرد فشاری** محاسبه شده است.

Fy	fc	beta	rho-bal	rho-max	rho-min
400	20	0.8500	0.0217	0.0135	0.0035
400	25	0.8500	0.0271	0.0169	0.0035
400	28	0.8500	0.0303	0.0190	0.0035
400	30	0.8357	0.0320	0.0200	0.0035
400	35	0.8000	0.0357	0.0223	0.003698
400	40	0.7643	0.0390	0.0244	0.003953
400	45	0.7286	0.0418	0.0261	0.004193
400	50	0.6929	0.0442	0.0276	0.004419
400	55	0.6500	0.0456	0.0285	0.004635
400	60	0.6500	0.0497	0.0311	0.004841
400	65	0.6500	0.0539	0.0337	0.005039
400	70	0.6500	0.0580	0.0363	0.005229
300	20	0.8500	0.0289	0.0181	0.004667
300	25	0.8500	0.0361	0.0226	0.004667
300	28	0.8500	0.0405	0.0253	0.004667
300	30	0.8357	0.0426	0.0266	0.004667
300	35	0.8000	0.0476	0.0298	0.00493
300	40	0.7643	0.0520	0.0325	0.00527
300	45	0.7286	0.0557	0.0348	0.00559
300	50	0.6929	0.0589	0.0368	0.005893
300	55	0.6500	0.0608	0.0380	0.00618
300	60	0.6500	0.0663	0.0414	0.006455
300	65	0.6500	0.0718	0.0449	0.006719
300	70	0.6500	0.0774	0.0483	0.006972

محاسبات ۹۴

۳۲- حداکثر سطح مقطع آرماتور کششی در یک تیر بتنی غیر باربر جانبی به ابعاد 400×400 mm برحسب میلی‌مترمربع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟بتن از رده C25 و فولاد میلگردها از نوع S400 بوده و ارتفاع مؤثر مقطع را برابر 340 میلی‌متر فرض نمایید.

۱) 3580 ۲) 3400 ۳) 3050 ۴) 2850

پاسخ در گزینه ها نیست (روابط تغییر کرده اند)

با توجه به جداول فوق داریم:

$$\rho_{max} = .0169 \quad \rightarrow A_{smax} = 0.0169 \times 400 \times 340 = 2298\, mm^2$$

حل بدون استفاده از جدول:

$$\left.\begin{array}{c} x = \dfrac{0.003}{0.003 + 0.004} d = \dfrac{3}{8} d = 127.5\, mm \\ (\beta x \times b)(0.85 f_c') = A_s f_y \end{array}\right\} \rightarrow$$

$$A_s = \frac{(\beta x \times b)(0.85 f_c')}{f_y} = \frac{0.85 \times 127.5 \times 400 \times 0.85 \times 25}{400} = 2303\, mm^2$$

محاسبات ۹۰

۳۳- حداکثر مقدار آرماتور کششی تیری به ابعاد مقطع $b = 35\ cm$ و $d = 30\ cm$ (مقطع بدون آرماتور فشاری) به کدام گزینه زیر نزدیک‌تر است؟

$f_c = 22.5\ MPa$
$f_y = 400\ MPa$

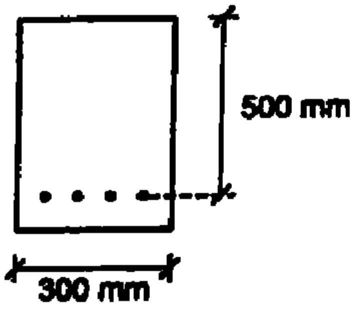
۱) 16.1 سانتیمتر مربع
۲) 19.8 سانتیمتر مربع
۳) 21.4 سانتیمتر مربع
۴) 26.3 سانتیمتر مربع

با توجه به جدول صفحه قبل داریم:

$$\rho_{max} = \frac{0.0135 + 0.0169}{2} = 0.0152 \quad \rightarrow A_{s-max} = \rho_{max} bd = 0.0152 \times 350 \times 300 = 1596\ mm^2$$

محاسبات ۹۳

۲۴- در مقطع یک عضو خمشی مطابق شکل ($b= 300\ mm$, $d =500\ mm$) در صورتیکه بتن از رده C30 و فولاد از نوع S400 با سطح مقطع $A_s = 4\Phi20$ باشد، تغییرشکل نسبی فولاد در حالت حدی نهایی (موقعی که تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری به 0.003 می‌رسد) به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟ توزیع تغییرشکل نسبی در ارتفاع مقطع بصورت خطی می‌باشد



۱) 0.018
۲) 0.002
۳) 0.005
۴) 0.014

پاسخ بر اساس مبحث نهم ویرایش پنجم: 0.0164

ابتدا با استفاده از تعادل C=T ارتفاع تار خنثی محاسبه می شود. در نوشتن معادله تعادل ابتدا فرض می شود فولادها تسلیم خواهند شد:

$$(\beta_1 x) b (0.85 f_c') = A_s f_y$$
$$\rightarrow\ 0.85x \times 300 \times 0.85 \times 30 = 4 \times 314 \times 400$$
$$x = 77.26\ mm$$

پس از یافتن عمق تار خنثی می توان کرنش فولاد ها را بر اساس دیاگرام کرنش ها بدست آورد:

$$\frac{\varepsilon_s}{d - x} = \frac{0.003}{x}$$

$$\frac{\varepsilon_s}{500 - 77.26} = \frac{0.003}{77.26} \quad \rightarrow \varepsilon_s = 0.0164$$

پس از بدست آوردن کرنش فولاد باید کنترل شود که آیا فرض تسلیم شدن آنها صحیح است یا نه؟

با توجه به اینکه کرنش تسلیم فولادها 0.002 می باشد، فولادها تسلیم شده اند و فرض اولیه صحیح بوده است.

۳-۱۷- طراحی تیرهای بتنی

مسائل طراحی اعضا به دو شکل متفاوت ممکن است مطرح شود.

۱- ارزیابی و آنالیز مقطع مشخص: در این نوع مسائل مشخصات مقطع عضو مانند مقاومت فشاری بتن، ابعاد مقطع، مساحت و محل قرارگیری میلگردها مشخص و معلوم است. سوالی که در این مسائل مطرح می شود، این است که مقاومت مقطع (خمشی، برشی و یا محوری) چقدر است.

۲- طراحی مقطع: در این نوع مسائل مشخصات مقطع نامعلوم است و تنها مقادیر بارهای وارد بر مقطع مشخص و معلوم است. در این حالت بر اساس میزان بار وارد بر مقطع، طراح ابعاد مناسب و میلگرد لازم را طراحی و محاسبه می کند.

حل مسائل حالت اول نسبت به حالت دوم راحت تر میباشد. در حالت اول تمامی مشخصات مقطع معلوم است و شما تنها باید مقاومت را محاسبه کنید. در حالیکه در حالت دوم تمامی مشخصات مقطع مجهول است.

انواع مسائل مربوط به خمش تیرها

خواسته ها	داده ها
$A_{sb} \quad A_{s-max}$	$b \quad h \quad d \quad F_y \quad f_c'$
φM_n	$b \quad h \quad d \quad F_y \quad f_c' \quad A_s$
A_s	$b \quad h \quad d \quad F_y \quad f_c' \quad \varphi M_n = M_u$
$b \quad d \quad h \quad A_s$	$F_y \quad f_c' \quad \varphi M_n = M_u$

مراحل طراحی تیر (A_s مجهول):

در صورتی که تیر مستطیلی باشد و تنها شامل میلگرد کششی باشد (و یا از میلگرد فشاری صرف نظر شود) و همچنین مطمئن باشیم که تیر کم فولاد هست، مساحت میلگرد لازم برای تیر را میتوان با روابط زیر محاسبه کرد.

- در روابط زیر در حقیقت ۲ مجهول داریم (a, A_s) و دو معادله ($T = C \quad , \quad M_u = \varphi M_n$). ابتدا باید سعی کنیم یکی از مجهولات (برای مثال a را حذف کنیم:

$$\left.\begin{array}{l} T = C \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{a}b(0.85f_c') = \boldsymbol{A_s}F_y \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{a} = \dfrac{\boldsymbol{A_s}F_y}{0.85f_c'b} \\ M_u = \varphi M_n \quad \rightarrow \quad M_u = \varphi \boldsymbol{A_s}F_y\left(d - \dfrac{\boldsymbol{a}}{2}\right) \end{array}\right\} M_u = \varphi \boldsymbol{A_s}F_y\left(d - \frac{\boldsymbol{A_s}F_y}{2 \times 0.85f_c'b}\right)$$

پس از حذف a از معادلات میتوان مقدار As را با حل معادله درجه ۲ بدست آورد:

$$M_u = \varphi A_sF_yd\left(1 - \frac{A_sF_y}{1.7f_c'bd}\right) \quad \rightarrow \quad A_s^2\frac{\varphi F_y^2}{1.7f_c'b} - A_s\,\varphi F_yd + M_u = 0$$

$$A_s^2 - A_s\frac{1.7f_c'bd}{F_y} + \frac{1.7f_c'b}{\varphi F_y^2}M_u$$

$$A_s = \frac{0.85f_c'b}{F_y}\left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85\varphi f_c'b}}\right)$$

$$\boldsymbol{a} = \frac{\boldsymbol{A_s}F_y}{0.85f_c'b} \quad \rightarrow \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85\varphi f_c'b}}$$

با توجه به روابط صفحه قبل اگر لنگر وارد بر تیر (Mu) و نیز ابعاد تیر (b , d) مشخص باشند، میتوان مساحت میلگرد لازم کششی و نیز عمق ناحیه فشاری را بدست آورد:

$$A_s = \frac{0.85 f_c' b}{F_y}\left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85\varphi f_c' b}}\right)$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{0.85\varphi f_c' b}}$$

مشابه روابط صفحه قبل، برخی از کتب بتن روابط مشابهی را جهت استخراج درصد میلگرد لازم (ρ) ارائه کرده اند:

$$T = C \;\Rightarrow\; \rho b d f_y = 0.85\, f_c' a b \;\Rightarrow\; a = \rho\left(\frac{f_y}{0.85 f_c'}\right) d$$

$$M_n = T\left(d - \frac{a}{2}\right) = C\left(d - \frac{a}{2}\right) \;\Rightarrow\; M_n = \rho b d f_y\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\Downarrow$$

$$\boxed{\frac{M_n}{bd^2} = \rho f_y\left[1 - \frac{\rho}{2}\left(\frac{f_y}{0.85 f_c'}\right)\right]}$$

$$\boxed{m = \left(\frac{f_y}{0.85 f_c'}\right) \qquad R_n = \frac{M_n}{bd^2}}$$

$$R_n = \rho f_y\left(1 - \frac{\rho m}{2}\right)$$

$$\Downarrow$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right)$$

- تاکید میشود روابط فوق تنها در شرایط زیر صادق هستند:
  - مقطع مستطیلی باشد
  - تیر فاقد میلگرد فشاری باشد و یا اینکه از میلگرد فشاری در محاسبه مقاومت صرف نظر شده باشد.
  - مقطع کم فولاد باشند (مطمئن باشیم که میلگردهای کششی به تسلیم میرسند).

۳-۱۸- حداقل فولاد کششی

۹-۱۱-۵-۱-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کم‌تر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

$$0.25\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}b_w d \qquad \text{(۹-۱۱-۱-الف)}$$

$$\frac{1.4}{f_y}b_w d \qquad \text{(۹-۱۱-۱-ب)}$$

۹-۱۱-۵-۱-۳ اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه‌ی یک سوم بیش‌تر از مقدار مورد نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط بندهای ۹-۱۱-۵-۱-۱ و ۹-۱۱-۵-۱-۲ نمی‌باشد.

بند فوق را می توان با رابطه زیر خلاصه کرد:

$$\left(\rho_{\text{تیر}} = \frac{A_s}{b_w d}\right) \geq \text{Min}\left(\begin{matrix}\rho_{min-\text{تیرها}} = Max\left(\frac{0.25\sqrt{f_c'}}{F_y}, \frac{1.4}{F_y}\right) \\ 1.33 \times \left(\rho_{\text{تیر}} \text{ محاسباتی}\right)\end{matrix}\right)$$

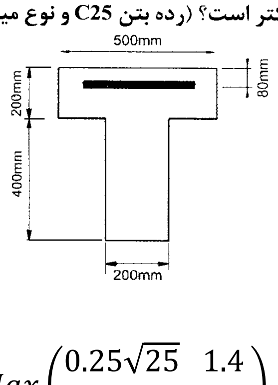
برای مثال اگر $f_c' = 25\ MPa$ و Fy=400 MPa باشد مقدار $\rho_{min-\text{تیرها}} = 0.0035$ خواهد شد و در نتیجه:

$$C25\ \&\ S400 \quad \rightarrow \quad \left(\rho_{\text{تیر}} = \frac{A_s}{b_w d}\right) \geq \text{Min}\left(\begin{matrix}0.0035 \\ 1.33 \times \left(\rho_{\text{تیر}} \text{ محاسباتی}\right)\end{matrix}\right)$$

- نکته: نرم افزار $ETABS$ در برخی موارد $\rho_{\text{تیر}}$ را به خصوص در میانه تیرها، کمتر از مقدار 0.0035 نمایش میدهد و این ابهام پیش میاید که ایتبس آرماتور حداقل را کنترل نمی کند. در اینگونه موارد $\rho_{\text{تیر}}$ محاسبه شده بسیار کم بوده و ایتبس به جای رعایت حداقل (0.0035)، از 1.33 برابر مقدار محاسباتی استفاده کرده است.

محاسبات ۹۴

۲- مقطع T شکل نشان داده شده در شکل زیر مربوط به یک تیر طره بوده و تحت اثر لنگر خمشی منفی قرار دارد. حداقل مقدار آرماتور کششی مصرفی برحسب میلی‌متر مربع بدون توجه به مقدار آرماتور کششی لازم محاسباتی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و نوع میلگرد S340 فرض شود.)



۱) 760

۲) 430

۳) 1070

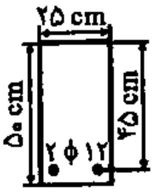
۴) 860

گزینه ۴

$$Max\left(\frac{0.25\sqrt{25}}{340}, \frac{1.4}{340}\right) = 0.0041$$

$$A_{s-min} = 0.0041 \times 400 \times 520 = 852.8\ mm^2$$

یک مقطع مستطیلی با اطلاعات زیر داده شده است. مقاومت فشاری نمونه استوانه بتنی $f'_c=250\,kg/cm^2$ مقاومت تسلیم فولاد $f_y=2500\,kg/cm^2$
(مهندسی عمران ۷۰)



۱) رفتار این تیر مانند یک تیر کم آرماتور *(Under-reinforced)* است.

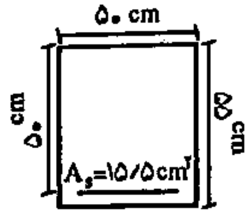
۲) رفتار این تیر مانند یک تیر پر آرماتور *(Over-reinforced)* است.

۳) رفتار این تیر مانند یک تیر بتنی غیرمسلح است.

۴) هیچکدام

گزینه ۳

اگر مقطع مقابل تحت لنگر خمشی معادل $3200\,kg.m$ قرار گیرد و در آن $f_y=3000\,kg/cm^2$ و $f'_c=250\,kg/cm^2$ باشد، مقطع:
(مهندسی عمران آزاد ۷۹)



۱) ترک خواهد خورد

۲) ترک نخواهد خورد

۳) منهدم خواهد شد

۴) مقطع مناسب عمل خواهد کرد

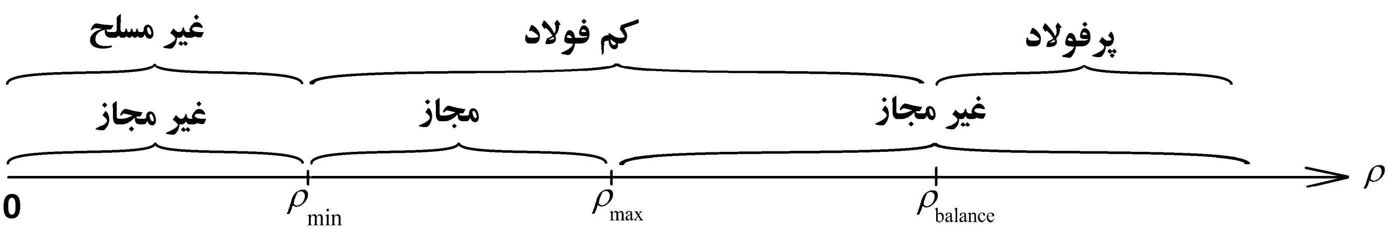
$$\rho=\frac{1550}{500\times 500}=0.0062$$

$$\rho_{min}=Max\begin{cases}\frac{1.4}{300}=0.0047\\ \frac{\sqrt{25}}{4\times 300}=0.0042\end{cases}$$

→ مسلح است

$$M_{cr}=\frac{(0.6\sqrt{25})\times I}{c}=0.6\sqrt{25}\times\frac{550^2\times 500}{6}=7.56\times 10^7\,N.mm=7563\,kg.m$$

لنگر وارده (3200) از مقاومت ترک خوردگی مقطع کمتر است بنابراین مقطع ترک نمی خورد



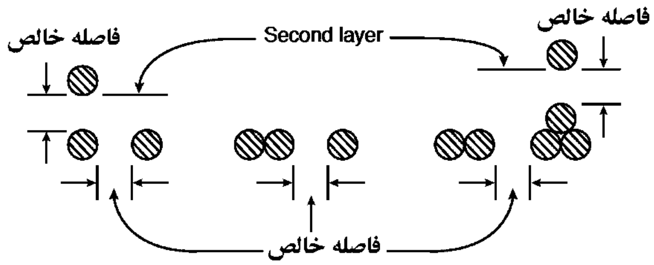
۱۹-۳- حداقل فاصله بین میلگردهای طولی

25.2—Minimum spacing of reinforcement

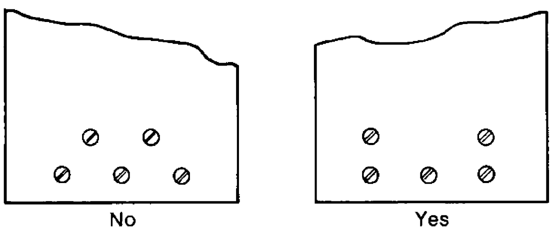
25.2.1 For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 1 in., d_b, and $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 For parallel nonprestressed reinforcement placed in two or more horizontal layers, reinforcement in the upper layers shall be placed directly above reinforcement in the bottom layer with a clear spacing between layers of at least 1 in.

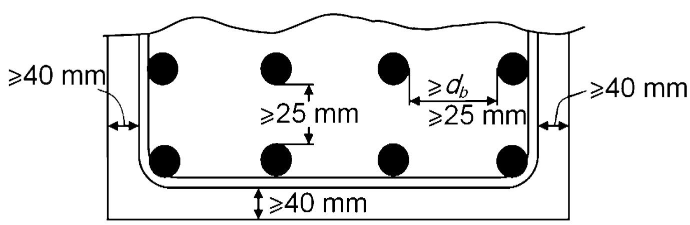
25.2.3 For longitudinal reinforcement in columns, pedestals, struts, and boundary elements in walls, clear spacing between bars shall be at least the greatest of 1.5 in., $1.5d_b$, and $(4/3)d_{agg}$.



حداقل فاصله خالص	اعضای خمشی	Max (d_b , 25mm)
	اعضای فشاری	Max (1.5 d_b , 40 mm)

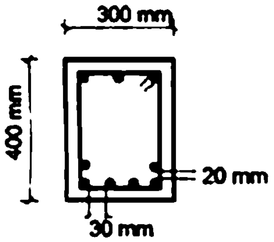


Arrangement of bars In two layers (ACI Section 7.6.2).



محاسبات ۹۳

۳- در یک ساختمان با شرایط محیطی شدید، جزئیات مطابق شکل برای مقطع یک تیر به کار رفته است. در صورتیکه حداکثر قطر سنگدانه در بتن 20 میلی‌متر باشد، کدامیک از موارد زیر صحیح است؟ (پوشش میلگردها 50 میلی‌متر، بتن از رده C25 و قطر میلگردهای طولی 20 میلی‌متر می‌باشد)



۱) ضوابط حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در یک سفره رعایت شده است.

۲) ضوابط حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در یک سفره رعایت نشده است.

۳) فاصله آزاد میلگردها بین دو سفره رعایت شده است.

۴) ضوابط مربوط به محدودیت فاصله میلگردها کاملاً رعایت شده است.

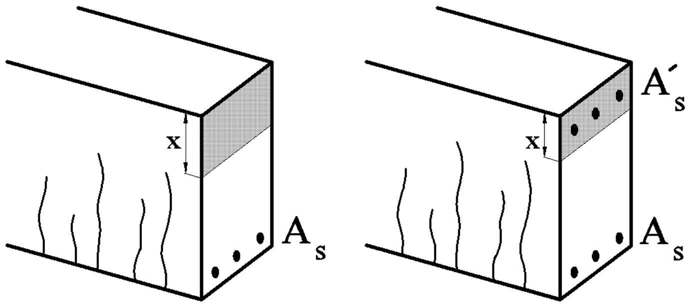
گزینه ۱

فاصله آزاد بین دو سفره (20mm) کمتر از 25mm بوده و گزینه های ۳ و ۴ نادرست هستند.

فاصله آزاد بین میلگردها در یک سفره (30mm) ضوابط تیرها را ارضا کرده و قابل قبول است. همچنین پوشش ۵۰ میلیمتر برای شرایط محیطی شدید کافی است.

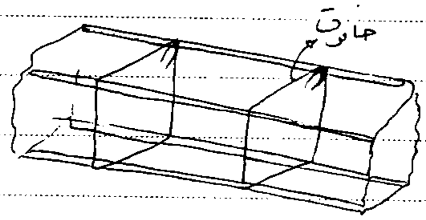
۳-۲۰- تاثیر فولاد فشاری

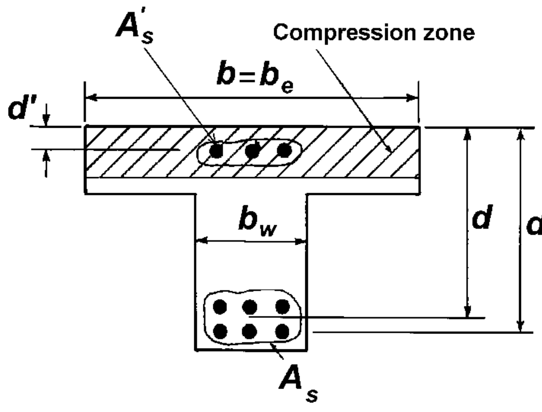
- تاثیر فولاد فشاری بر عمق تار خنثی:



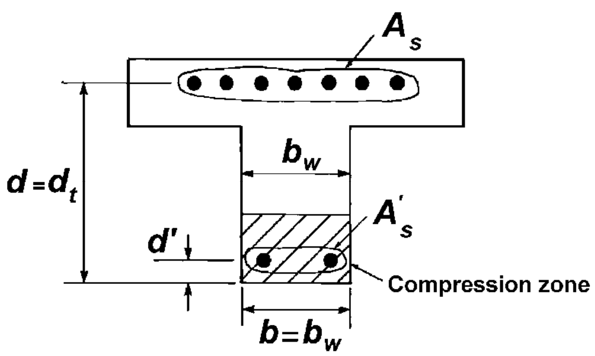
- کاربرد اجرایی فولاد فشاری

نکته: فولاد فشاری می‌توانند به عنوان تکیه‌گاه آرماتورهای عرضی (خاموت) استفاده شود.



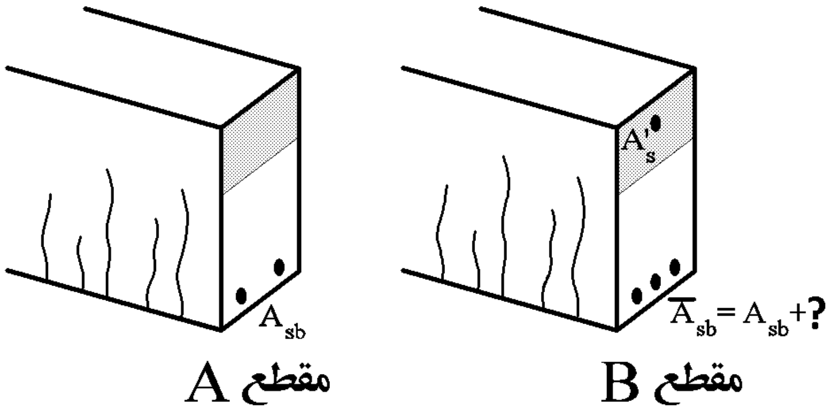


(a) Positive moment (compression on top).



(b) Negative moment (compression on bottom).

- تاثیر فولاد فشاری بر آرماتور بالانس



فرض کنید مقطع A در حالت بالانس باشد. اگر به این مقطع مطابق مقطع B آرماتور فشاری اضافه گردد، مقدار آرماتور بالانس چه تغییری می کند؟ هدف یافتن ? در شکل می باشد.

با توجه به اینکه در هر دو مقطع حالت بالانس داریم، ارتفاع تار خنثی در هر دو یکی بوده و تغییر نمی کند (چرا؟)

در مقطع A داریم:

$$C = T \rightarrow (A_{sb})F_y = ab(0.85f'_c)$$

در مقطع B داریم:

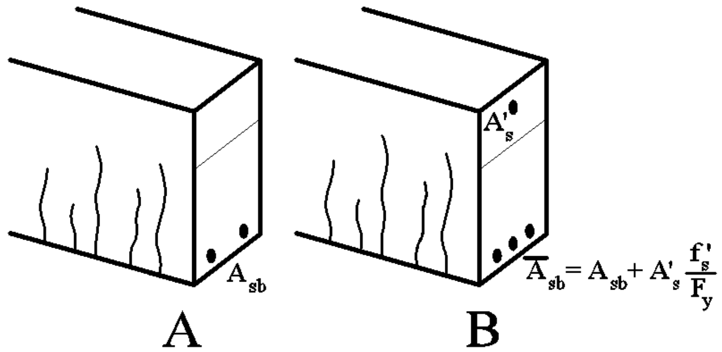
$$C = T \rightarrow (A_{sb} + ?)F_y = ab(0.85f'_c) + A'_s f'_s$$
$$\rightarrow (?)F_y = A'_s f'_s$$
$$\rightarrow (?) = A'_s \frac{f'_s}{F_y}$$

A'_s جدید پس از افزودن $\overline{A}_{sb} = A_{sb} + \frac{f'_s}{F_y} A'_s$

تنش فولاد فشاری

مقدار کششی قبل از افزودن A'_s

تنش تسلیم



به شرط اینکه آرماتورهای فشاری نیز جاری می شوند:

$$\overline{A}_{sb} = A_{sb} + A'_s$$

تنش فولاد فشاری

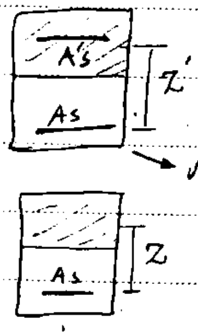
$\overline{\rho}_b$ ، (درصد آرماتور کشش) به اندازه این مقدار افزوده می‌شود.

$$\overline{\rho}_b = \rho_b + \frac{f'_s}{F_y}\rho'$$

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

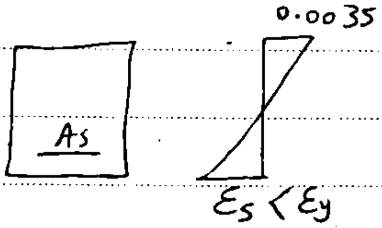
- تاثیر فولاد فشاری بر مقاومت خمشی

۱- مقطع کم فولاد (شکل پذیر) (مقدار لنگر حدوداً ۱۰٪ افزایش می‌یابد)



$M = A_s F_y \times 1.1 Z$

۲- مقطع پرفولاد (ترد شکن)



$\Longrightarrow M = A_s f_s Z < A_s f_y Z$

همانطور که مشاهده می‌شود در مقطع پرفولاد، فولادهای کششی جاری نمی‌شوند و در عمل ظرفیت کامل آنها $(A_s f_y)$ مورد استفاده قرار نمی‌گیرد، برای رفع این مشکل دو راه حل داریم:

(۱) افزایش ابعاد مقطع (قوی‌تر شدن بتن به علت افزایش مساحت آن و بالا رفتن تار خنثی و رفع مشکل)

(۲) افزودن فولاد فشاری ← با افزودن فولاد فشاری تار خنثی بالا رفته و فولاد کششی جاری می‌شود. لنگر مقاوم از مقدار $A_s f_s Z$ افزایش یافته تبدیل به $A_s f_y Z$ می‌شود.

نتیجه: (۱) با افزودن فولاد فشاری به مقطع کم فولاد، لنگر مقاوم آن کمی افزایش می‌یابد.

(۲) 〃 〃 〃 پرفولاد 〃 مقدار زیادی 〃 .

(۳) 〃 〃 〃 〃 مقدار ρ_b (درصد آرماتور تعادل) افزایش می‌یابد.

پس برای کم فولاد کردن مقطع می‌توان:

✓ مقدار مساحت A_s را کاهش داد

✓ می‌توان A'_s افزود و یا مساحت بتن فشاری را افزایش داد و یا f'_c را افزایش داد.

طبق الزامات آیین‌نامه فولاد کششی حتماً باید در لنگر نهایی جاری شود ولی فولاد فشاری می‌تواند جاری شود یا نشود.

مقدار آرماتور حداقل ربطی به مقدار فولاد فشاری ندارد.

$$\rho_{min} = \left\{ \frac{1.4}{f_y} , \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \right\}$$

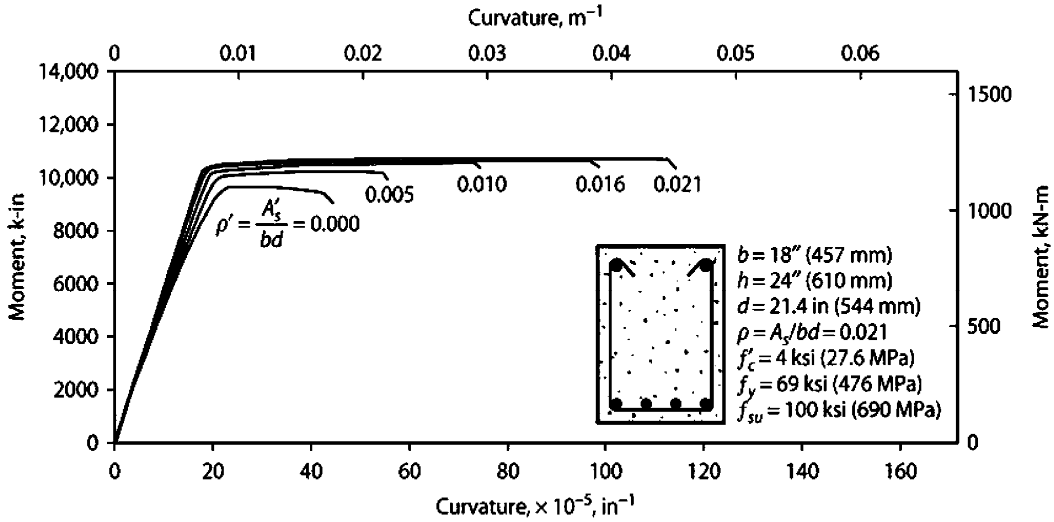


FIGURE 6.26 Effect of compression reinforcement on the moment–curvature relation.

تمرین – عبارت های زیر را اثبات کنید:

کنترل جاری شدن میلگردهای فشاری (در صورتی که میلگردهای کششی جاری شوند):

در صورتی که میلگردهای A_s (کششی) از مقدار زیر بیشتر باشند، میلگردهای A'_s (فشاری) جاری خواهند شد:

$$A_s > \beta \frac{0.85 f'_c}{F_y} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \epsilon_y} bd' + A'_s \qquad \rightarrow \qquad A'_s \text{ جاری خواهد شد}$$

مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری $\begin{pmatrix} f'_s < F_y \\ f_s = F_y \end{pmatrix}$:

ابتدا باید از معادله درجه ۲ زیر مقدار x را بیابیم:

$$A_s F_y = 0.85 f'_c (b\beta x - A'_s) + A'_s E_s \frac{(x - d')}{x} \varepsilon_{cu}$$

در معادله فوق، $\mathrm{E_s} = 2 \times 10^5$ و $\varepsilon_{cu} = 0.003$ می باشد.

پس از یافتن مقدارx باید مقدار تنش در میلگردهای فشاری بدست آید:

$$f'_s = E_s \frac{x - d'}{x} \varepsilon_{cu}$$

و سپس مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

$$M_r = A'_s f'_s (d - d') + 0.85 f'_c (\beta x b - A'_s) \left(d - \frac{\beta x}{2}\right)$$

مقاومت خمشی مقاطع همراه با فولاد فشاری $\begin{pmatrix} f'_s = F_y \\ f_s = F_y \end{pmatrix}$:

ابتدا باید از معادله زیر مقدار x را بیابیم:

$$A_s F_y = 0.85 f'_c (\beta x b - A'_s) + A'_s F_y \qquad x = \frac{A_s F_y - A'_s F_y}{0.85 \beta f'_c b}$$

پس از یافتن مقدارx مقدار لنگر مقاوم بدست می آید:

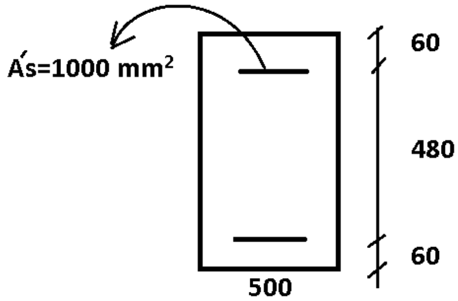
$$M_r = A'_s F_y (d - d') + 0.85 f'_c (\beta x b - A'_s) \left(d - \frac{\beta x}{2}\right)$$

مثال: مقطع شکل زیر تحت اثر لنگر مثبت قرار دارد. این تیر مربوط به یک سازه با شکل پذیری متوسط می باشد.

الف) مساحت میلگرد معادل حالت متوازن (بالانس) را محاسبه کنید؟

ب) حداکثر میلگرد کششی مجاز مقطع چقدر می باشد؟

$$f'_c = 25MPa \quad F_y = 400MPa$$



الف) در حالت تعادل محل تار خنثی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$x = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{F_y}{E_s}}\right) d = \left(\frac{0.003}{0.003 + \frac{400}{2\times10^5}}\right) d = \frac{3}{5} d = \frac{3}{5} \times 540 = 324 \text{ mm}$$

پس از یافتن x، کرنش فولادهای فشاری محاسبه می شود تا بررسی شود که آیا میلگردهای فشاری جاری می شوند یا نه:

$$\varepsilon'_s = \frac{x-60}{x} \times 0.003 = \frac{324 - 60}{324} 0.003 = 0.0024 > 0.002$$

میلگردهای فشاری تسلیم می شوند. حال با نوشتن تعادل مساحت میلگرد بالانس محاسبه می شود:

$$C = T \quad \rightarrow \quad (\beta x \times b) 0.85 f_c + A'_s(F_y - 0.85 f_c) = A_{sb} F_y$$

$$(0.85 \times 324 \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times (400 - 0.85 \times 25) = A_{sb} \times 400$$

$$A_{sb} = 8262\, mm^2$$

ب) محل تار خنثی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$x = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \frac{F_y}{E_s} + 0.003}\right) d = \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.005}\right) 540 = 202.5 \text{ mm}$$

پس از یافتن x، کرنش فولادهای فشاری محاسبه می شود تا بررسی شود که آیا میلگردهای فشاری جاری می شوند یا نه:

$$\varepsilon'_s = \frac{x-60}{x} \times 0.003 = \frac{202.5 - 60}{202.5} 0.003 = 0.0021 > 0.002$$

میلگردهای فشاری تسلیم می شوند. حال با نوشتن تعادل مساحت میلگرد حداکثر محاسبه می شود:

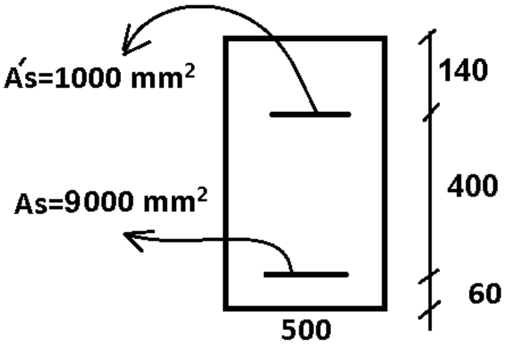
$$C = T \quad \rightarrow \quad (\beta x \times b) 0.85 f_c + A'_s(F_y - 0.85 f_c) = A_{s-max} F_y$$

$$(0.85 \times 202.5 \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times (400 - 0.85 \times 25) = A_{s-max} \times 400$$

$$A_{s-max} = 5518.95\, mm^2$$

مثال: مقاومت خمشی اسمی مقطع زیر را محاسبه کنید.

$$f'_c = 25MPa \quad F_y = 400MPa$$



فرض اولیه:

ابتدا فرض می کنیم A_s و A'_s هر دو تسلیم می شوند:

$$C = T \quad \rightarrow \quad (\beta x \times b)0.85f_c + A'_s(F_y - 0.85f_c) = A_sF_y$$
$$(0.85 \times x \ \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times (400 - 0.85 \times 25) = 9000 \times 400$$
$$x = 356\,mm$$

برای کنترل فرض، کرنش فولادهای کششی و فشاری را بر اساس x محاسبه کرده و بررسی می کنیم که آیا جاری می شوند یا نه:

$$\varepsilon'_s = \frac{(356 - 140)}{356} \times 0.003 = 0.00182 < \varepsilon_y = 0.002$$

بنابراین فولادهای فشاری جاری نمی شوند.

بررسی جاری شدن میلگردهای کششی:

$$\varepsilon_s = \frac{(540 - 356)}{356} \times 0.003 = 0.00154 < \varepsilon_y = 0.002$$

فولادهای کششی نیز جاری نمی شوند.

فرض دوم: فولادهای کششی و فشاری جاری نمی شوند. در این حالت اگر عمق تار خنثی x باشد، تنش در فولادهای کششی و فشاری کمتر از Fy خواهد بود و به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\varepsilon_s = \frac{(540 - x)}{x} \times 0.003 \quad \rightarrow \quad f_s = \varepsilon_s E = 600\frac{(540 - x)}{x}$$
$$\varepsilon'_s = \frac{(x - 140)}{x} \times 0.003 \quad \rightarrow \quad f'_s = \varepsilon'_s E = 600\frac{(x - 140)}{x}$$

سپس با نوشتن معادله تعادل مقدار x بدست میاید:

$$C = T \quad \rightarrow \quad (\beta x \times b)0.85f_c + A'_s(f'_s - 0.85f_c) = A_sf_s$$
$$(0.85 \times x \ \times 500) \times 0.85 \times 25 + 1000 \times \left(600\frac{(x - 140)}{x} - 0.85 \times 25\right) = 9000 \times 600\frac{(540 - x)}{x}$$
$$x = 333.634\,mm$$

پس از یافتن x نیروی فولادهای کششی و فشاری بدست میاید:

$$T_s = A_sf_s = 9000 \times 600\frac{(540 - 333.634)}{333.634} = 3340\,kN$$
$$T'_s = A'_s(f'_s - 0.85f_c) = 1000 \times \left(600\frac{(333.634 - 140)}{333.634} - 0.85 \times 25\right) = 327\,kN$$
$$C = (\beta x \times b)0.85f_c = (0.85 \times 334 \ \times 500) \times 0.85 \times 25 = 3013\,kN$$

مقاومت خمشی مقطع:

$$M_n = T'_s \times (400) + C \times \left(540 - \frac{0.85 \times 333.6}{2}\right) = 1330\,kN.m$$

۱۱ـ افزایش فولاد فشاری به یک مقطع خمشی بتن آرمه که با فولاد کم *(under reinforced)* طراحی شده است، ..... را ..... می‌دهد. **(مهندسی عمران ۷۹)**

۱) شکل‌پذیری تیر ـ کاهش

۲) مقاومت خمشی مقطع ـ کمی افزایش

۳) کرنش نهایی فشاری بتن ـ کمی کاهش

۴) مقاومت خشمی تیر ـ به میزان قابل توجهی افزایش

گزینه ۲

۳۰ـ در یک مقطع بتن مسلح با ابعاد و مشخصات مصالح ثابت، اگر نسبت فولاد کششی از ρ_{max} تـجاوز نماید برای قابل قبول نمودن مقطع چه می‌توان کرد؟ **(مهندسی عمران ۷۳)**

۱) قرار دادن خاموت بیشتر

۲) قرار دادن آرماتورهای کششی در دو ردیف

۳) قرار دادن آرماتورهای فشاری

۴) افزایش طول گیرایی و یا استفاده از قلابهای استاندارد

گزینه ۳

۲ـ افزایش فولاد فشاری در یک مقطع خمشی بتن آرمه که با فولاد کم *(under reinforced)* طراحی شده است. **(مهندسی عمران ۸۶)**

۱) شکل‌پذیری تیر را کاهش می‌دهد.

۲) کرنش نهایی فشار بتن را کمی کاهش می‌دهد.

۳) مقاومت خمشی مقطع را کمی افزایش می‌دهد.

۴) مقاومت خمشی مقطع را به میزان قابل توجهی افزایش می‌دهد.

گزینه ۳

سراسری ۹۱

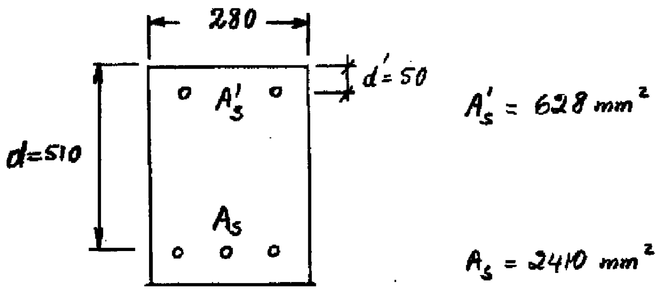
۱۱۹- در مقطع نشان داده شده در شکل زیر، $\rho < \rho_b$ بوده و $A_s = ۲۴۱۰ \ mm^۲$، $f_c = ۲۵ \dfrac{N}{mm^۲}$ و $f_y = ۴۰۰ \dfrac{N}{mm^۲}$. به این مقطع ۲۶٪ فولاد کششی به عنوان فولاد فشاری اضافه می‌شود. لنگر مقاوم خمشی مقطع حدوداً چقدر اضافه می‌شود؟

۱) ۴/۵٪

۲) ۲۶٪

۳) ۲۰٪

۴) اضافه نمی‌شود.



با توجه به اینکه مقطع کم فولاد است، افزودن فولاد فشاری تاثیر کمی در افزایش مقاومت خواهد داشت (گزینه ۱ صحیح است)

۱۹ـ در مقطعی که بدون فولاد فشاری برای خمش ساده حالت بالانس (متعادل) دارد، به مقدار A' فولاد فشاری اضافه می‌کنیم. با این عمل مقدار فولاد کششی حالت بالانس (متعادل) چه تغییری خواهد داشت؟
(فولاد فشاری و کششی از یک نوع می‌باشند) **(مهندسی عمران ۷۷)**

۱) با تغییر مقدار فولاد کششی نمی‌توان وضعیت بالانس (متعادل) برقرار کرد.

۲) مقدار فولاد کششی وضعیت بالانس (متعادل) برقرار نمی‌کند.

۳) فولاد کششی حالت بالانس (متعادل) حداکثربه اندازه A' نسبت به مقطع بدون فولاد فشاری افزایش می‌یابد.

۴) فولاد کششی حالت بالانس (متعادل) نسبت به مقطع بدون فولاد فشاری حداکثر به اندازهٔ A' کاهش می‌یابد.

گزینه ۳

تمرین:

۲۰ـ وجود آهن فشاری در تیر بتن مسلح باعث کدام پدیده خواهد شد؟ **(مهندسی عمران ۷۷)**

۱) افزایش تنش‌های فشاری بتن در طول زمان

۲) تأثیری در تنش‌های بتن در طول زمان نخواهد داشت.

۳) کاهش تنش‌های فشاری بتن در طول زمان

۴) ممکن است تنش‌های فشاری در طول زمان کم یا زیاد شود.

گزینه ۳

سراسری ۸۱

۱۰۳ـ کدام عبارت در مورد یک تیر بتن آرمهٔ تحت خمش با فولاد کششی مشخص و ثابت، صحیح است؟

۱) اگر $\rho < \rho_b$ باشد، هر چه موارد فشاری تیر کمتر باشد، تیر کم فولادتر محسوب می‌شود.

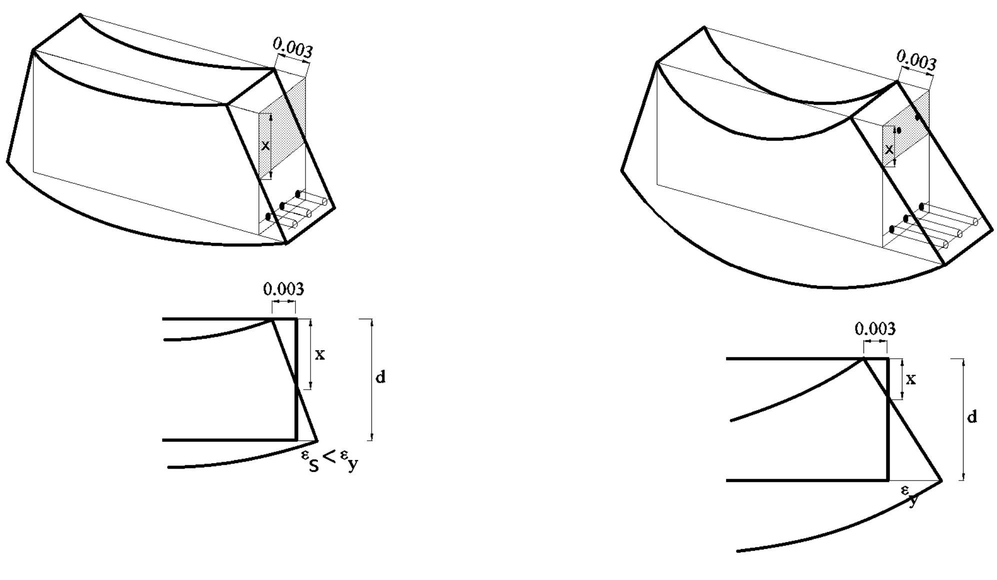
۲) هر چه فولاد فشاری تیر بیشتر باشد، تیر کم فولادتر محسوب می‌شود.

۳) هر چه فولاد فشاری تیر کمتر باشد، تیر کم فولادتر محسوب می‌شود.

۴) میزان فولاد فشاری تأثیری بر کم فولاد بودن و یا پر فولاد بودن مقطع ندارد.

گزینه ۲

با افزودن میلگرد فشار مطابق شکل زیر، ناحیه فشاری بتن کاهش یافته و در نتیجه کرنش در میلگردها کششی افزایش می یابد. بنابراین با افزایش میلگرد فشاری شکل پذیری مقطع افزایش یافته و مقطع کم فولاد تر محسوب می شود.



آزاد ۸۵

۱۰۷- بیشترین مقاومت تیر با میلگرد فشاری با:

۱) جاری نشدن میلگرد کششی و فشاری بدست می آید.

۲) جاری شدن فقط میلگرد فشاری بدست می آید.

۳) جاری شدن فقط میلگرد کششی بدست می آید.

٤) جاری شدن میلگرد فشاری و کششی بدست می آید.

گزینه ۴

در یک مقطع دوبله آرمه اگر نسبت فولاد کششی ρ و نسبت فولاد فشاری ρ' و حداکثر مجاز نسبت فولاد کششی در حالت مقطع با فولاد کششی تنها $(\rho_{max})_1$ و در حالت دوبله آرمه $(\rho_{max})_2$ باشد، ظرفیت خمشی نهایی مقطع دوبله آرمه در کدام یک از حالات زیر تقریباً برابر با ظرفیت خمشی نهایی همان مقطع بدون فولادهای فشاری است؟

(مهندسی عمران ۷۴)

۱) $\rho < (\rho_{max})_2$

۲) $(\rho_{max})_2 > \rho > (\rho_{max})_1$

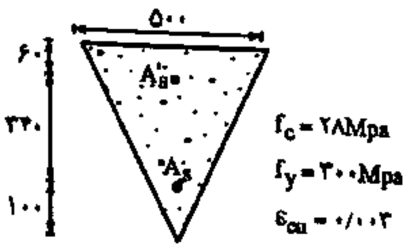
۳) $\rho < (\rho_{max})_1$

۴) $\rho > (\rho_{max})_1$

گزینه ۳

شرط حدی جاری شدن فولاد فشاری، A'_s، برای مقطع نشان داده شده در شکل زیر توسط کدامیک از گزینه‌های زیر بطور کامل بیان شده است.

(مهندسی عمران آزاد ۸۴)



(بر اساس آیین نامه آبا)

۱) $A_s - A'_s \geq ۲۱۸۰ \ mm^۲$

۲) $A_s - A'_s \geq ۳۰۱۷ \ mm^۲$

۳) $A_s - A'_s \geq ۱۸۵۳ \ mm^۲$

۴) $A_s - A'_s \geq ۲۵۶۵ \ mm^۲$

۴۹- در طراحی یک مقطع بتن مسلح، مقدار فولاد کششی لازم برابر با A_s به دست آمده است و به فولاد فشاری نیازی نیست. اگر به خاطر مسائل اجرایی آرماتوربندی، مقدار فولاد $A'_s = ۲\phi۱۲$ در ناحیه فشاری بتن قرار داده شود، چه مقدار فولاد کششی بایستی در ناحیه کششی بتن قرار داده شود تا طرح صحیح انجام شده باشد؟

(مهندسی عمران آزاد ۸۲)

۱) بایستی $A_s + A'_s$ را در ناحیه کششی بتن قرارداد تا تعادل نیروهای محوری برقرار باشد.

۲) می‌توان همان A_s را در ناحیه کششی قرار داد.

۳) بایستی $A_s + A'_s \left(\frac{f'_s}{f_s}\right)$ را در ناحیه کششی بتن قرار داد که f'_s و f_s به ترتیب تنشهای موجود در فولادهای فشاری و کششی می‌باشند. در این صورت تعادل نیروهای محوری برقرار می‌ماند.

۴) افزایش مقدار A_s بستگی به مقدار لنگر خمشی طرح دارد.

گزینه ۲

آزاد ۸۴

کدامیک جزء فواید استفاده از میلگرد فشاری نمی باشد؟

۱) افزایش شکل پذیری تیر
۲) تغییر نوع گسیختگی تیر
۳) راحتی ساخت و اجرا
۴) افزایش خیز دراز مدت

گزینه ۴

سراسری ۹۰

اضافه کردن فولاد فشاری به یک مقطع خمشی بتن آرمه که با فولاد کم (under-reinforced) طراحی شده است:.

۱) مقاومت خمشی مقطع را کمی افزایش میدهد.
۲) شکل پذیری تیر را کاهش میدهد.
۳) کرنش نهایی فشاری بتن را کمی کاهش می دهد.
۴) مقاومت خمشی مقطع را به میزان قابل توجهی افزایش میدهد.

گزینه ۱

سراسری ۹۲

در مورد یک تیر بتن آرمه، گزینه صحیح کدام است؟

۱) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد مضاعف، نسبت عمق تار خنثی به عمق تار خنثی در حالت بالانس، تقریبا برابر با نسبت $\rho - \rho'$ به ρ_b میباشد.

۲) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد مضاعف، در صورتی که فولاد فشاری تسلیم شده باشد، حتما فولاد کششی هم تسلیم شده است.

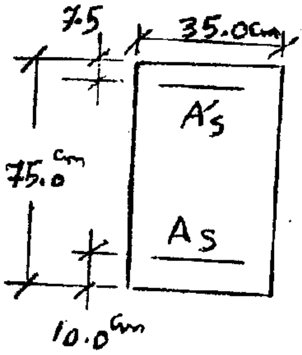
۳) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد کششی تنها، همواره با افزایش مقدار فولاد، لنگر مقاوم افزایش میابد.

۴) در یک مقطع خمشی بتن آرمه با فولاد کششی تنها، که میزان فولاد کششی آن از فولاد بالانس کمتر است، با اضافه کردن فولاد فشاری، افزایش چشمگیری در لنگر مقاوم مقطع خواهیم داشت.

گزینه ۳

سراسری ۹۰

۱۱۷- مقدار A_S (فولاد کششی) مقطع نشان داده شده، برای اینکه همزمان با رسیدن بتن به کرنش ۰/۰۰۳، فولاد فشاری به جاری شدن برسد با فرضیات زیر، چند سانتی‌متر مربع است؟



- استفاده از بلوک تنش مستطیلی ویتنی
- ارتفاع بلوک $a = ۰/۸x$
- x فاصله از تار خنثی تا آخرین تار بتن در فشار
- تنش فشاری ماگزیمم بتن $۰/۸۵f_c$
- مبنای جاری شدن فولاد f_y
- ضرائب اطمینان مقاومت مصالح برابر با یک فرض می‌شوند.

$f_c = ۳۵۰/۰\ kgf/cm^۲$ $\qquad E_s = ۲\times۱۰^۶\ kgf/cm^۲$

$f_y = ۴۲۰۰/۰\ kgf/cm^۲$ $\qquad A'_s$(فشاری) $= ۹/۸۲cm^۲$

۱) ۵۸/۷۱ ۲) ۵۰/۲۶ ۳) ۶۵/۳۴ ۴) ۷۰/۴۵

سراسری ۹۸

۱۱۸- افزایش کدام‌یک از پارامترهای ρ (درصد آرماتور کششی مقطع) و ρ' (درصد آرماتور فشاری مقطع) سبب افزایش یا کاهش شکل‌پذیری در تیر بتن‌آرمه می‌شوند؟ (فرض شود طرح اولیه متناسب بوده است.)

۱) افزایش ρ سبب کاهش و افزایش ρ' (با ثابت نگه داشتن ρ) سبب افزایش شکل‌پذیری می‌شود.

۲) افزایش ρ سبب افزایش و افزایش ρ' (با ثابت نگه داشتن ρ) سبب کاهش شکل‌پذیری می‌شود.

۳) افزایش ρ و ρ' (با نسبت ثابت و یکسان) سبب کاهش شکل‌پذیری می‌شوند.

۴) افزایش ρ و ρ' (با نسبت ثابت و یکسان) سبب افزایش شکل‌پذیری می‌شوند.

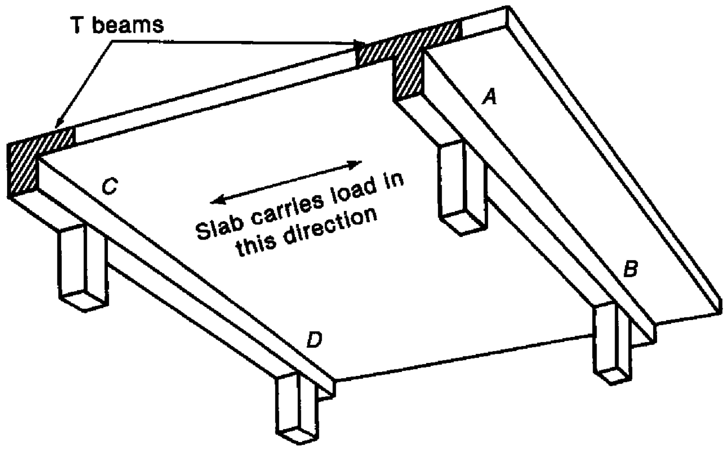
گزینه ۱

۳-۲۱- مقاطع **T** شکل

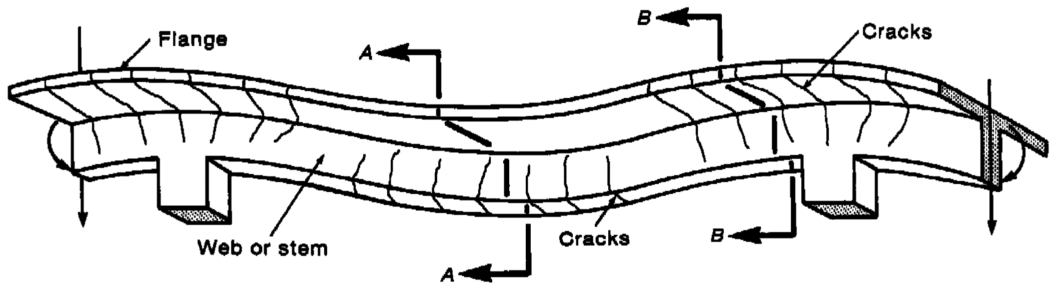
به شکل زیر توجه کنید. سقف از نوع دال بتنی می باشد.

در این سقف اگر بتن ریزی سقف و تیرها همزمان انجام شود، می توان قسمتی از سقف را به عنوان بال تیر T شکل منظور کرد.

در این حالت مانند شکل زیر تیر T شکل خواهیم داشت.



شکل زیر تغییر شکل یک تیر T شکل و ترک های ایجاد شده در آن را نشان میدهد:



۳-۲۱-۱- عرض موثر تیر T شکل

- در صورتی که سقف از نوع دال بتنی باشد، بخشی از دال بتنی سقف به عنوان بخشی از تیر در تحمل بارها مشارکت میکند و تیر T شکل خواهیم داشت. در بند زیر عرض موثر (بخش موثر دال) که میتوان در محاسبه مقاومت خمشی تیر به عنوان بخشی از تیر در نظر گرفت معرفی شده است. در شکل سمت چپ نشان داده شده است که با دور شدن از جان تیر، مشارکت بال در تحمل تنش ها کاهش میابد.

6.3.2 *T-beam geometry*

6.3.2.1 For nonprestressed T-beams supporting monolithic or composite slabs, the effective flange width b_f shall include the beam web width b_w plus an effective overhanging flange width in accordance with Table 6.3.2.1, where h is the slab thickness and s_w is the clear distance to the adjacent web.

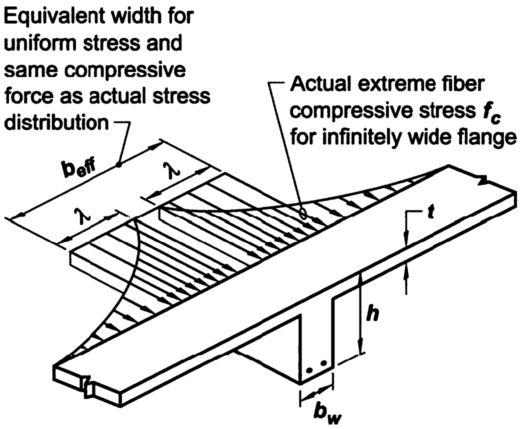
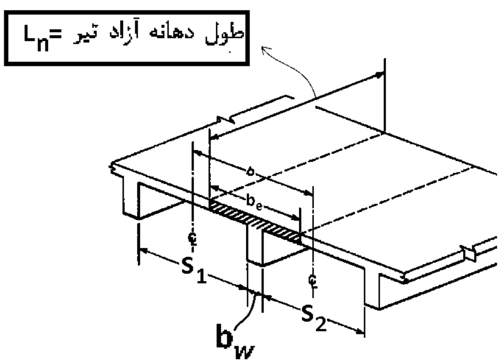
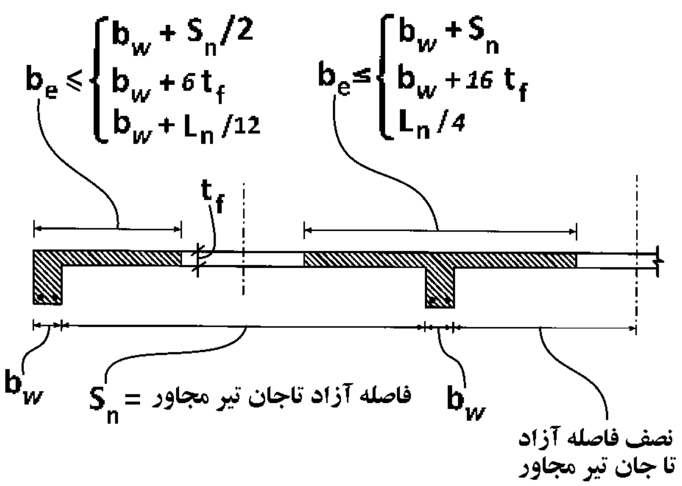


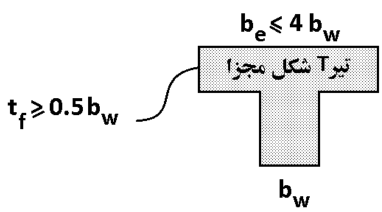
Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/8$
One side of web	Least of:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_n/12$

6.3.2.2 Isolated nonprestressed T-beams in which the flange is used to provide additional compression area shall have a flange thickness greater than or equal to $0.5b_w$ and an effective flange width less than or equal to $4b_w$.

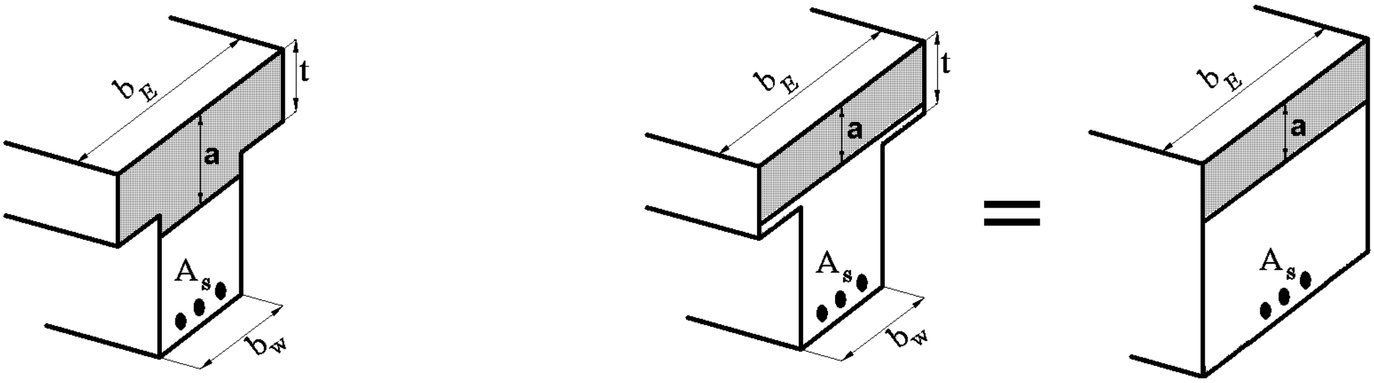






مراحل محاسبه مقاومت خمشی تیر T شکل

- در صورتی که مطابق شکل سمت راست، عمق ناحیه فشاری (a در شکل) کمتر از t بدست آید، مقاومت خمشی مقطع با مقاومت خمشی یک مقطع مستطیلی کامل تفاوتی نخواهد کرد.



- در صورتی که مطابق شکل سمت راست قسمت فشاری بتن در بال قرار گیرد میگوییم مقطع مستطیلی عمل میکند.
- در صورتی که مطابق شکل سمت چپ قسمت فشاری در جان نیز قرار گیرد میگوییم مقطع T شکل عمل میکند.

در محاسبه مقاومت خمشی مقطع باید بررسی شود که مقطع مستطیلی عمل میکند یا T شکل.
مراحل محاسبه مقاومت خمشی را می توان به صورت زیر در نظر گرفت:

۱- یافتن a اولیه:

$$a = \beta_1 x = \frac{A_s(F_y)}{(b_E)(0.85f_c')}$$

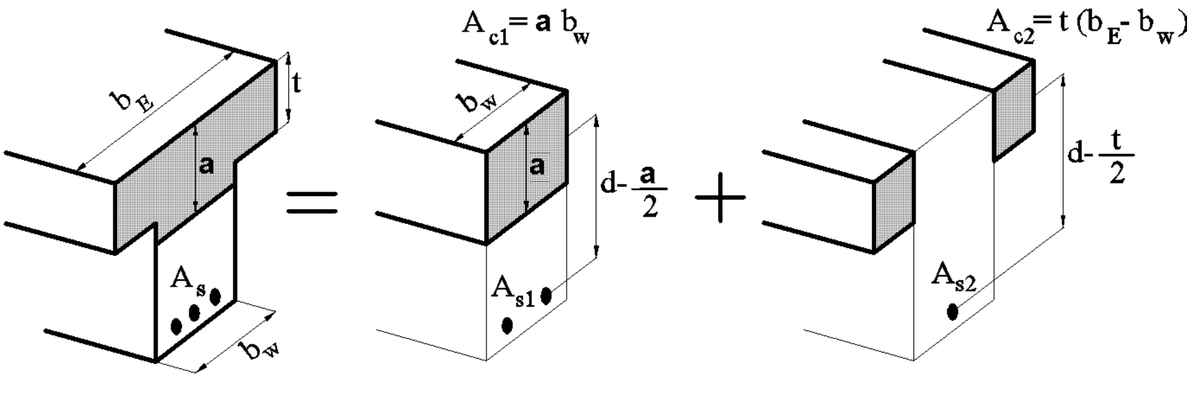
۲- اگر a اولیه کمتر از t بود، مقطع مستطیلی عمل خواهد کرد و مقاومت خمشی مقطع بدست می آید:

$$a \le t \quad \rightarrow \quad \text{مستطیلی} \quad \rightarrow \quad \varphi M_n = \varphi A_s F_y \left(d - \frac{A_s(F_y)}{2(b_E)(0.85f_c')} \right)$$

۳- اگر a اولیه بزرگتر از t بود، مقطع T شکل عمل خواهد کرد مقدار a باید مجددا محاسبه شود:

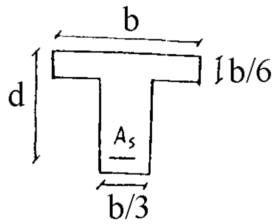
$$a > t \quad \rightarrow \quad T \text{ شکل} \quad \rightarrow \quad a_{\text{جدید}} = \frac{A_s(F_y) - A_{c2}(0.85f_c')}{(b_w)(0.85f_c')}$$

$$\rightarrow \quad \varphi M_n = \varphi \left(A_{c1}(0.85f_c') \left(d - \frac{a_{\text{جدید}}}{2} \right) + A_{c2}(0.85f_c') \left(d - \frac{t}{2} \right) \right)$$



آزاد ۸۷

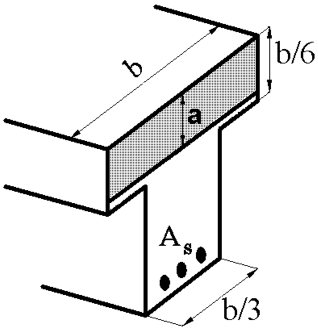
در یک تیر بتن آرمه با مقطع نشان داده شده در شکل، با فرض جاری شدن کلیه آرماتور ارتفاع بلوک فشاری تنش چقدر خواهد بود؟ ($A_s = 1.7 \times 10^{-2} b^2$, $\frac{f_y}{f_c'} = 10$)



b/5(۱   4b/15 (۲   2b/15 (۳   b/3 (۴

گزینه ۲

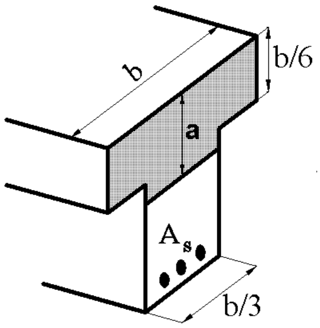
ابتدا فرض میکنیم مقطع مستطیلی عمل میکند:



$$\times 0.85 f_c' \quad \rightarrow \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{1.7 \times 10^{-2} b^2 f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{1.7 \times 10^{-2} b}{0.85} \times 10 = \frac{b}{5}$$

فرض اشتباه بود و عمق ناحیه فشاری بیش از ضخامت بال بدست آمد.

تکرار رابطه تعادل با فرض T شکل عمل کردن مقطع:



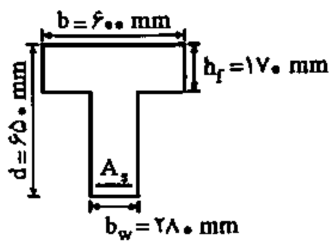
$$A_s f_y = \left(a \times \frac{b}{3} + \frac{2b}{3} \times \frac{b}{6}\right) \times 0.85 f_c'$$

$$a = \frac{A_s f_y - 0.85 f_c' \times \frac{b^2}{9}}{0.85 f_c' \left(\frac{b}{3}\right)} = \frac{1.7 \times 10^{-2} b^2 f_y}{0.85 f_c' \left(\frac{b}{3}\right)} - \frac{0.85 f_c' \times \frac{b^2}{9}}{0.85 f_c' \left(\frac{b}{3}\right)} = \frac{6b}{10} - \frac{b}{3} = \frac{4b}{15}$$

سراسری ۸۱

در مقطع T شکل مقابل چنانچه در لحظه گسیختگی نهایی، توزیع تنشی مستطیلی با شدت $0.85 f_c'$ و در ارتفاعی معادل 0.85 ارتفاع تار خنثی فرض گردد، فولاد متوازن مقطع A_{sb} چند میلی مترمربع میباشد؟

$F_y = 400\ MPa, f_c' = 30\ MPa$



۱) ۸۵۳۵

۲) ۹۳۸۵

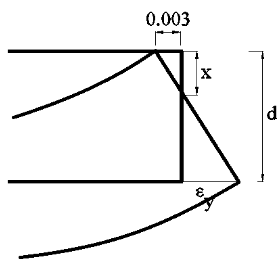
۳) ۹۸۷۵

۴)۱۰۱۱۵

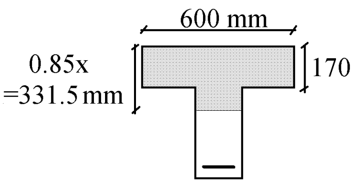
گزینه ۲

اگر فولاد قرار داده شده برابر فولاد بالانس باشد، همزمان با خرابی بتن در فشار، میلگردهای کششی نیز به تسلیم خواهند رسید. بنابراین می توان بر اساس دیاگرام کرنش عمق تار خنثی را بدست آورد:

$$\frac{x}{0.003} = \frac{d - x}{0.002} \quad \rightarrow \quad x = \frac{3}{5} d = 390\ mm$$



پس از یافتن مقدار x میتوان با نوشتن تعادل بین فشار و کشش مقدار مساحت فولادها را بدست آورد:

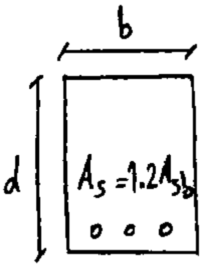


$$0 \times 170 + (331.5 - 170) \times 280) \times 0.85 f_c' = A_s F_y$$

$$A_s = 9385\ mm^2$$

کنکور آزاد

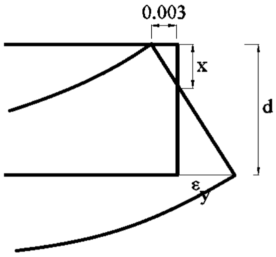
در یک تیر بتن آرمه با مقطع مستطیل شکل (مطابق شکل)، مقدار فولاد بکار رفته به میزان ۲۰ درصد بیشتر از حد توازن مقطع میباشد. در صورتیکه طراح بخواهد با اضافه کردن بال فشاری به مقطع، مقطع را در حالت متوازن قرار دهد، مقدار مساحت بال فشاری چقدر خواهد بود؟



$E_s = 2.04\times 10^5\ MPa$ ضریب ارتجاعی فولاد و $f'_c, f_y, \beta, \varepsilon_{cu} = 0.003$)

۱) $0.2\beta\frac{6100}{6100+f_y}bd$ ۲) $0.2\beta\frac{6100}{6100+f_y}\frac{f'_c}{f_y}bd$ ۳) $0.17\beta\frac{6100}{6100+f_y}\frac{f'_c}{f_y}bd$ ۴) $0.17\beta\frac{6100}{6100+f_y}bd$

با توجه به اینکه مقطع مجددا در حالت بالانس قرار گرفته است، میتوان بر اساس دیاگرام کرنش مقدار x نهایی را بدست آورد:



$$\frac{x}{0.003} = \frac{d-x}{\varepsilon_y} \quad \rightarrow \quad x = \frac{0.003}{0.003+\varepsilon_y}d = \frac{6100}{6100+f_y}d$$

قبل از تغییر مقطع:

$$\left(A_{c_{\text{اولیه}}}\right)\times 0.85f'_c = A_{sb_{\text{اولیه}}}F_y \quad \rightarrow \quad A_{sb_{\text{اولیه}}} = \left(A_{c_{\text{اولیه}}}\right)\times\frac{0.85f'_c}{F_y} = (b\times\beta x)\times\frac{0.8}{F_y}$$

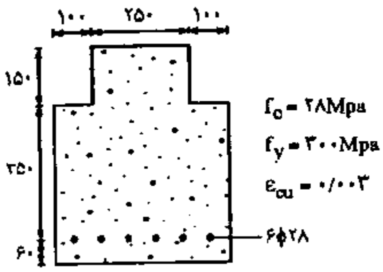
$$\rightarrow \quad A_{sb_{\text{اولیه}}} = \left(b\times\beta\frac{6100}{6100+f_y}d\right)\times\frac{0.85f'_c}{F_y} = 0.85\beta\left(\frac{6100}{6100+f_y}\right)\times\frac{f'_c}{F_y}bd$$

پس از افزوده شدن ۲۰ درصدی مساحت میلگردها و افزوده شدن مساحت جدید به بتن فشاری، با توجه به اینکه عمق ناحیه فشاری (x) تغییر نکرده، قسمت های جدید اضافه شده باید با هم در تعادل باشند:

$$\left(A_{c_{\text{جدید}}}\right)\times 0.85f'_c = 0.2\,A_{sb_{\text{اولیه}}}F_y \rightarrow \quad A_{c_{\text{جدید}}} = A_{sb_{\text{اولیه}}}\times 0.2\frac{F_y}{0.85f'_c} = 0.2\beta\left(\frac{6100}{6100+f_y}\right)bd$$

مقاومت خمشی طراحی مقطع نشان داده شده در شکل زیر را محاسبه کنید: (براساس آیین نامه آبا)

(مهندسی عمران آزاد ۸۳)



۱) ۳۰۳/۴ $kN.m$

۲) ۳۵۶/۹ $kN.m$

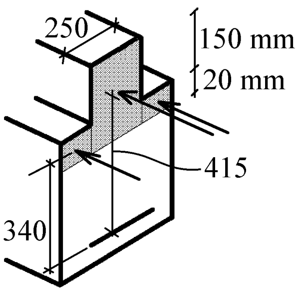
۳) ۴۰۱/۸ $kN.m$

۴) ۴۱۹/۹ $kN.m$

ابتدا فرض کنیم مقطع مستطیلی عمل میکند:

$$A_sf_y = ab\times 0.85f'_c \quad \rightarrow \quad a = \frac{A_sf_y}{0.85f'_cb} = \frac{(6\times 615)\times 300}{0.85\times 28\times 250} = 186\,mm > t = 150 \quad N.G.$$

فرض فوق اشتباه بود و ناحیه فشاری فراتر از عمق ۱۵۰ میلیمتر خواهد بود.



تکرار مساله با فرض اینکه عمق ناحیه فشاری فراتر از ۱۵۰ میلیمتر خواهد بود:

$$A_sf_y = (150\times 250 + (a-150)\times 450)\times 0.85f'_c$$

نکته: لازم نیست مساله فوق مجددا حل شود.

کافی هست که مساحت جدید را با مساحت بدست آمده در مساله قبل قرار دهیم:

$$186\times 250 = 150\times 250 + (a-150)\times 450 \quad \rightarrow \quad a = 170\,mm$$

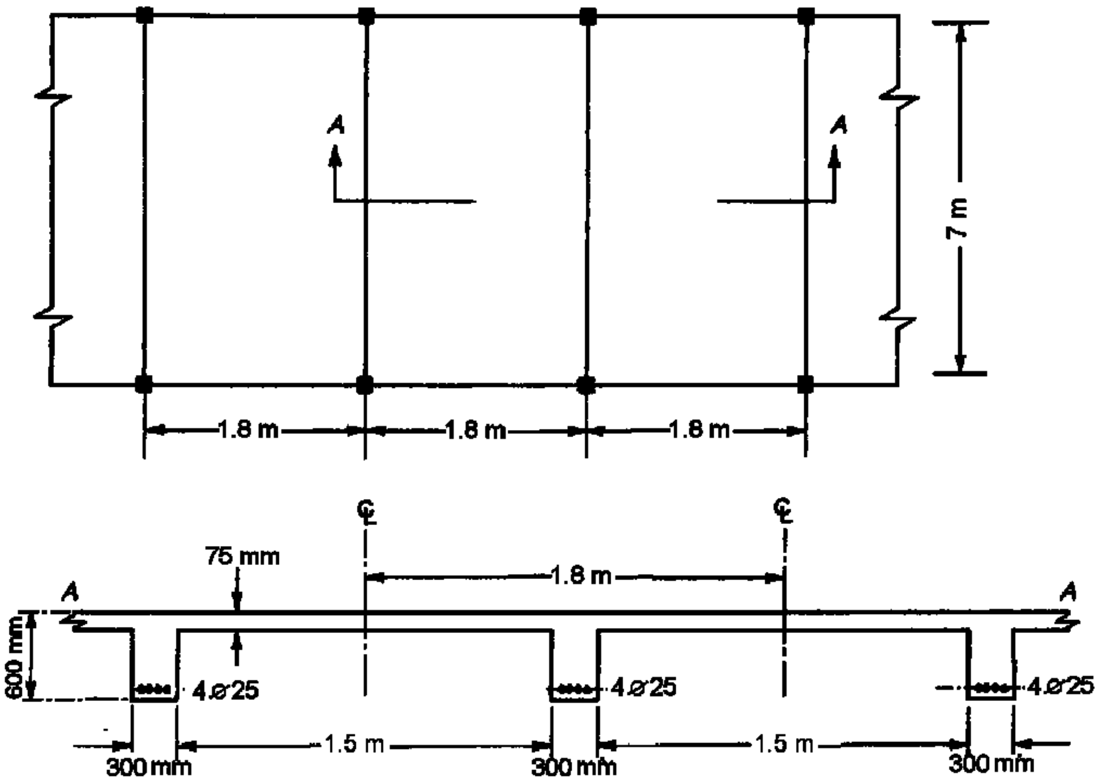
محاسبه مقاومت خمشی:

$$\varphi M_n = \varphi\left(170\times 250\times 0.85f'_c\times(\mathbf{415}) + 20\times 200\times 0.85f'_c\times(\mathbf{340})\right) = 406\,kN.m$$

مقدار فوق با آیین نامه جدید محاسبه شده و بنابراین پاسخ در گزینه ها موجود نیست.

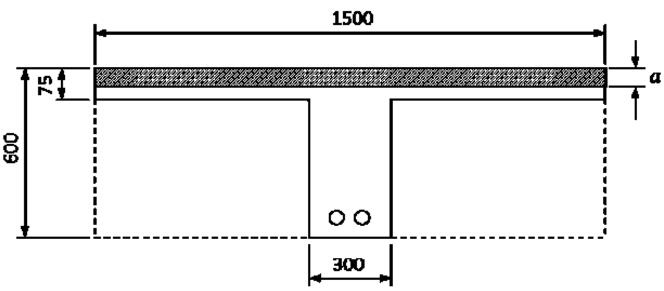
Example:

Calculate the design strength ϕM_n for one of the T beams in the positive moment region.
The beam has a clear span of 7 m (face to face).
$f_c' = 28\ MPa, \quad f_y = 420\ MPa.$



Solution:

From the Geometry of T-section:



$b_w = 300\ mm, \quad h = 600\ mm, \ t = h_f = 75\ mm$

$A_s(4\varnothing\,25) = 1963.5\ mm^2$

b_e is the smallest of:

$(a)\ \ b_e \le b_w + \dfrac{L}{4} = 300 + \dfrac{7000}{4} = 2050\ mm,$

$(b)\ \ b_e \le b_w + 16h_f = 300 + 16 \cdot 75 = 1500\ mm, \qquad - control$

$(c)\ \ b_e \le$ Center to Center spacing between adjacent beams $= 1800\ mm.$

Take $b_e = 1500\ mm.$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85\ f_c' b_e} = \frac{1963.5\ \cdot 420}{0.85\ \cdot 28 \cdot 1500} = 23.1\ mm\ \ < h_f = 75\ mm$$

The beam section will be considered as rectangular with $b = b_e = 1500\ mm.$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537.5\ mm$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1963.5 \cdot 420 \left(537.5 - \frac{23.1}{2}\right) \times 10^{-6} = 433.74\ KN \cdot m$$

Check for strain $\varepsilon_s \ge 0.005$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.1}{0.85} = 27.18\ mm, \qquad\qquad \beta_1 = 0.85$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{537.5 - 27.18}{27.18}\right) = 0.0565 > 0.005 \qquad OK$$

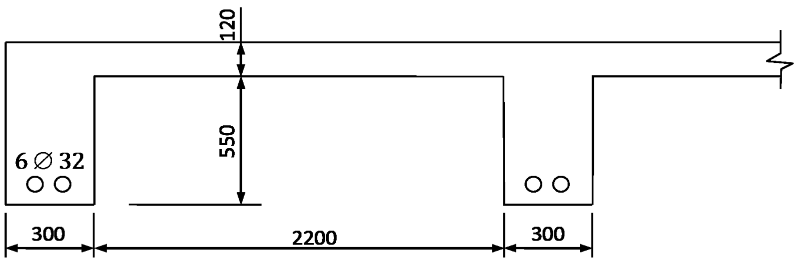
Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 433.74 = 390.37\ KN \cdot m$$

Example:

Determine the positive moment capacity of the edge L-section beam. The beam has a clear span of 6 m (face to face).

$f_c' = 20\ MPa, \qquad f_y = 400\ MPa.$



Solution:

From the Geometry of T-section:

$b_w = 300\ mm, \qquad h = 670\ mm, \qquad t = h_f = 120\ mm$

$A_s(6\varnothing\,32) = 4825.5\ mm^2$

b_e is the smallest of:

$$(a)\ \ b_e \le b_w + \frac{L}{12} = 300 + \frac{6000}{12} = 800\ mm, \qquad -\ control$$

$$(b)\ \ b_e \le b_w + 6h_f = 300 + 6\cdot 120 = 1020\ mm,$$

$$(c)\ \ b_e \le b_w + \frac{1}{2}\ \text{the clear distance to the next beam web} = 300 + \frac{2200}{2} = 1400\ mm.$$

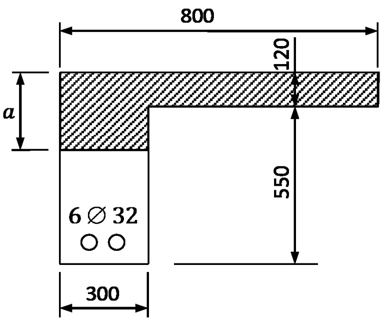
Take $b_e = 800\ mm.$

Check if $a > h_f$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85\ f_c' b_e} = \frac{4825.5\ \cdot 400}{0.85\ \cdot 20\cdot 800} = 141.93\ mm\ > h_f = 120\ mm$$

The beam section will be considered as L-section with

$b_e = 800\ mm.$



$$A_{sf} = \frac{0.85\ f_c'(b_e - b_w)h_f}{f_y} =$$

$$= \frac{0.85\ \cdot 20(800-300)120}{400} = 2550\ mm^2$$

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} = 4825.5 - 2550 = 2275.5\ mm^2$$

$$a = \frac{A_{sw} f_y}{0.85\ f_c' b_w} = \frac{2275.5\cdot 400}{0.85\ \cdot 20\cdot 300} = 178.47\ mm$$

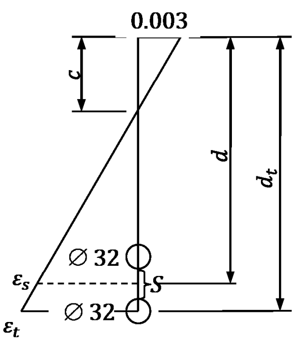
$A_s\ (6\varnothing\,32)$ are arranged in two layers

$$d = 670 - 40 - 10 - 32 - \frac{25}{2} = 575.5\ mm$$

$$M_n = A_{sf} f_y\left(d - \frac{h_f}{2}\right) + A_{sw} f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) =$$

$$= \left[2550\cdot 400\left(575.5 - \frac{120}{2}\right) + 2275.5\cdot 400\left(575.5 - \frac{178.47}{2}\right)\right] \times 10^{-6} = 968.4\ KN\cdot m$$

Check for strain $\varepsilon_s \ge 0.005$



$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{178.47}{0.85} = 209.96\ mm, \qquad \beta_1 = 0.85$$

$$d_t = d + \frac{S}{2} + \frac{d_b}{2} = 575.5 + \frac{25}{2} + \frac{32}{2} = 604\ mm$$

$$\varepsilon_t = 0.003\left(\frac{d_t - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{604 - 209.96}{209.96}\right) =$$

$$= 0.00563 > 0.005 \qquad OK$$

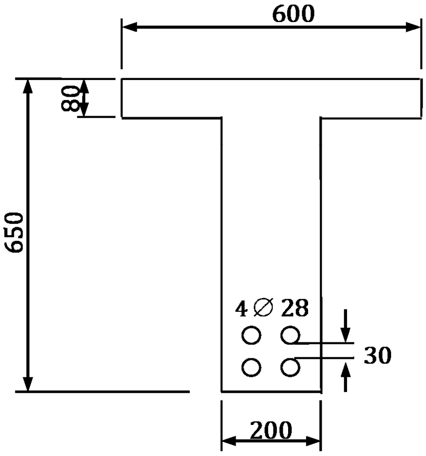
Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

$$M_u = \phi M_n = 0.9\cdot 961.65 = 865.49\ KN\cdot m$$

Example:

Compute the positive design moment capacity of the T-section beam.

$f_c' = 20\ MPa, \qquad f_y = 420\ MPa.$



Solution:

From the Geometry of T-section:

$b_w = 200\ mm, \quad h = 650\ mm, \quad t = h_f = 80\ mm$

$A_s(4\varnothing 28) = 2463\ mm^2$

Check if $a > h_f$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85\ f_c' b_e} = \frac{2463\ \cdot 420}{0.85\ \cdot 20 \cdot 600} = 101.42\ mm$$

$a = 101.42\ mm > h_f = 80\ mm$. The beam section will be considered as T-section.

$$A_{sf} = \frac{0.85\ f_c'(b_e - b_w)h_f}{f_y} = \frac{0.85\ \cdot 20(600-200)80}{420} = 1295.2\ mm^2$$

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} = 2463 - 1295.2 = 1167.76\ mm^2$$

$$a = \frac{A_{sw} f_y}{0.85\ f_c' b_w} = \frac{1167.76\ \cdot 420}{0.85\ \cdot 20 \cdot 200} = 144.25\ mm$$

$A_s\ (4\varnothing 28)$ are arranged in two layers

$$d = 650 - 40 - 10 - 28 - \frac{30}{2} = 557\ mm$$

$$M_n = A_{sf} f_y \left(d - \frac{h_f}{2}\right) + A_{sw} f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) =$$

$$= \left[1295.2\ \cdot 420 \left(557 - \frac{80}{2}\right) + 1167.76 \cdot 420 \left(557 - \frac{144.25}{2}\right)\right] \times 10^{-6} = 519.05\ KN \cdot m$$

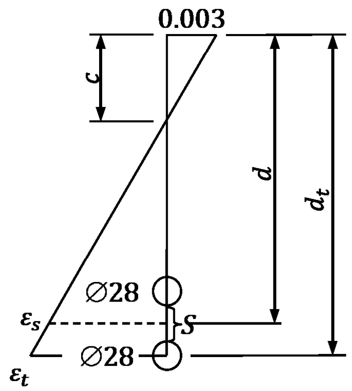
Check for strain $\varepsilon_s \geq 0.005$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{144.25}{0.85} = 169.7\ mm, \qquad \beta_1 = 0.85$$

$$d_t = d + \frac{S}{2} + \frac{d_b}{2} = 557 + \frac{30}{2} + \frac{28}{2} = 586\ mm$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \left(\frac{d_t - c}{c}\right) = 0.003 \left(\frac{586 - 169.7}{169.7}\right) =$$

$$= 0.00736 > 0.005 \qquad OK$$



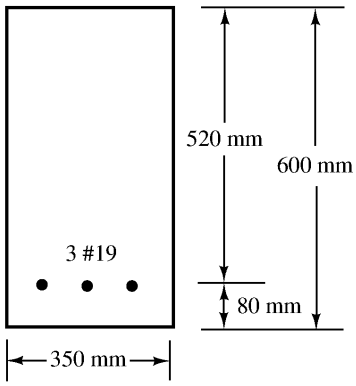
Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \cdot 519.05\ = 467.15\ KN \cdot m$$

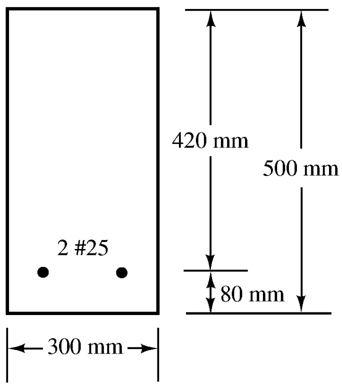
Problems in SI Units

For Problems 2.42 to 2.44, determine the cracking moments for the sections shown if $f_c' = 28$ MPa and the modulus of rupture is $f_r = 0.7\sqrt{f_c'}$ with f_c' in MPa.

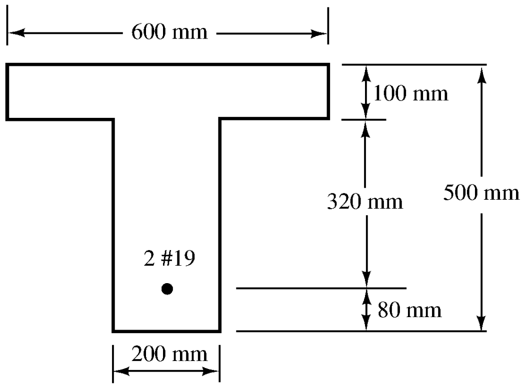
Problem 2.42



Problem 2.43 (*Ans.* 46.30 kN-m)

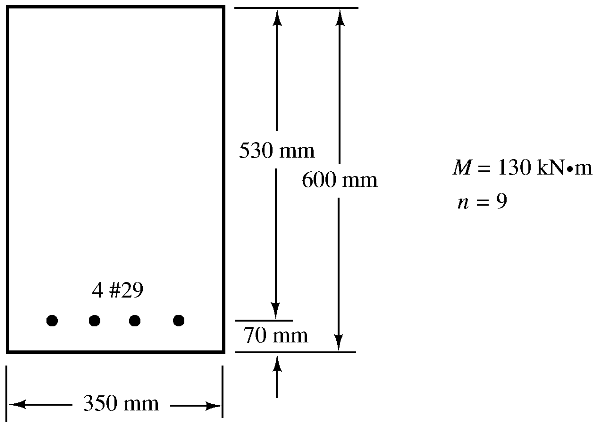


Problem 2.44

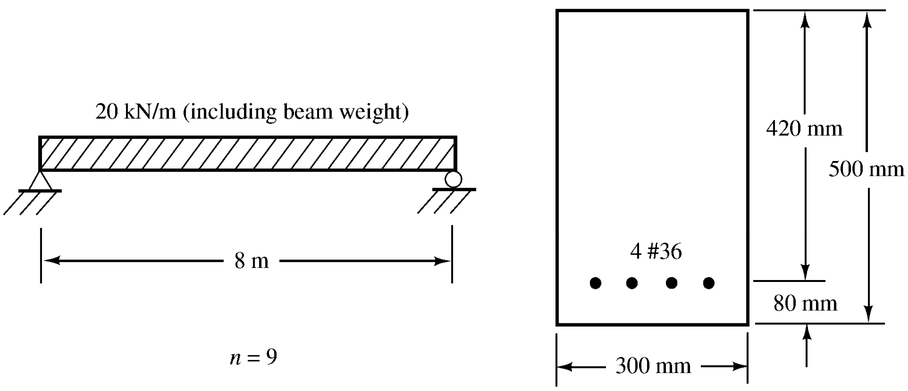


For Problems 2.45 to 2.47, compute the flexural stresses in the concrete and steel for the beams shown using the transformed-area method.

Problem 2.45 (*Ans.* $f_c' = 7.785$ MPa, $f_s = 109.31$ MPa)



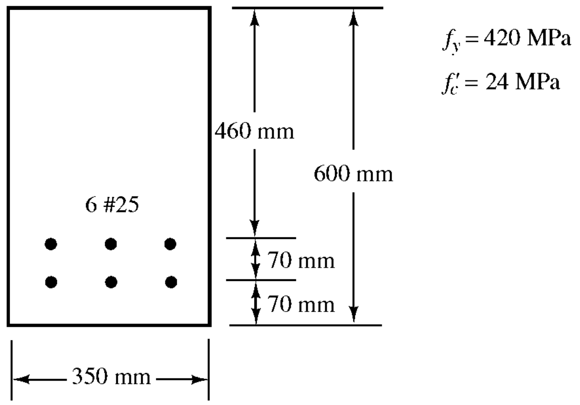
Problem 2.46



For Problems 2.48 to 2.55, compute M_n values.

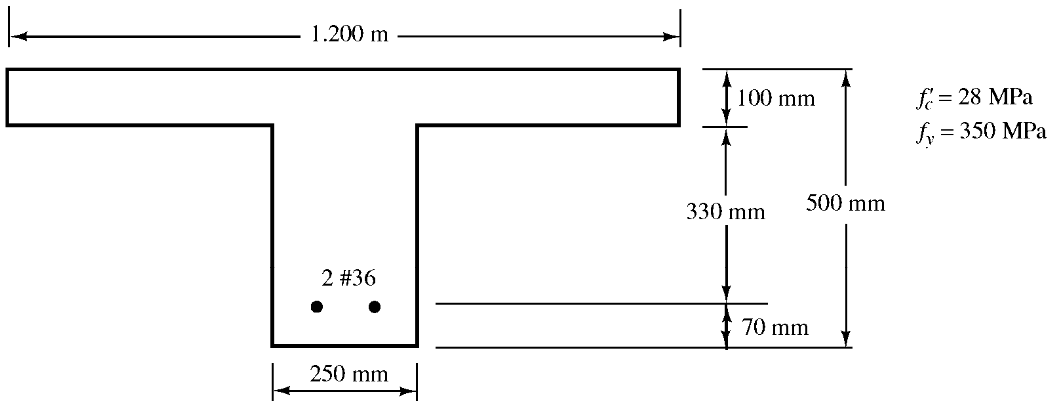
Problem No.	b (mm)	d (mm)	Bars	f_c' (MPa)	f_y (MPa)	Ans.
2.48	300	600	3 #36	35	350	—
2.49	320	600	3 #36	28	350	560.5 kN-m
2.50	350	530	3 #25	24	420	—
2.51	370	530	3 #25	24	420	313 kN-m

Problem 2.52

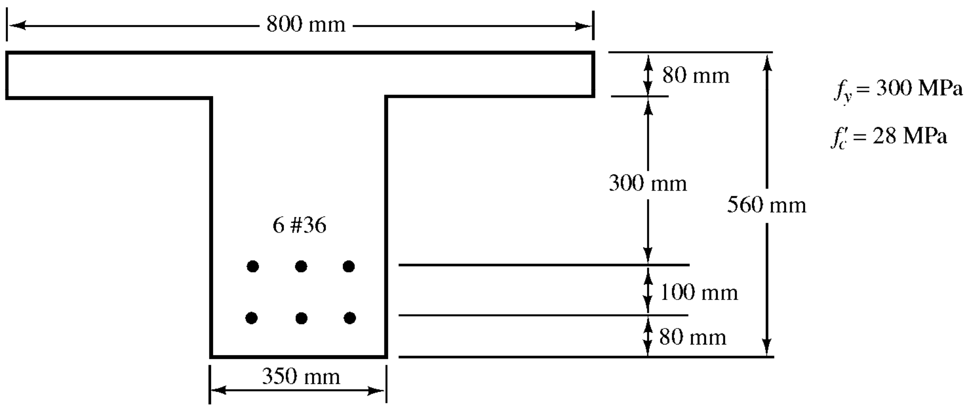


Problem 2.53 Repeat Problem 2.48 if four #36 bars are used. (*Ans.* 734 kN·m)

Problem 2.54

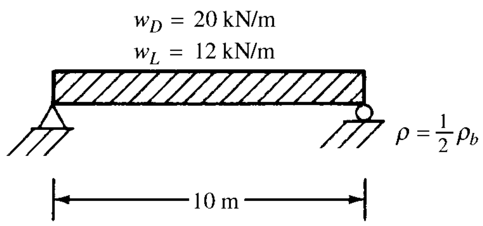


Problem 2.55 (*Ans.* 689.7 kN·m)

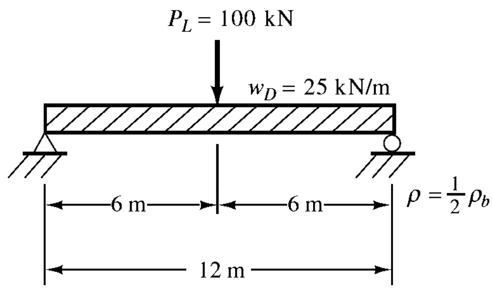


For Problems 4.34 to 4.39, design rectangular sections for the beams, loads, and ρ values shown. Beam weights are not included in the loads given. Show sketches of cross sections including bar sizes, arrangements, and spacing. Assume concrete weighs 23.5 kN/m^3. $f_y = 420$ MPa and $f_c' = 28$ MPa.

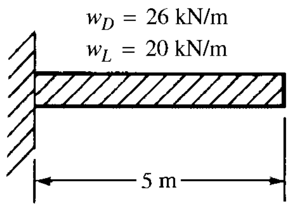
Problem 4.34



Problem 4.35 (*One ans.* 450 mm × 890 mm with 6 #32 bars)

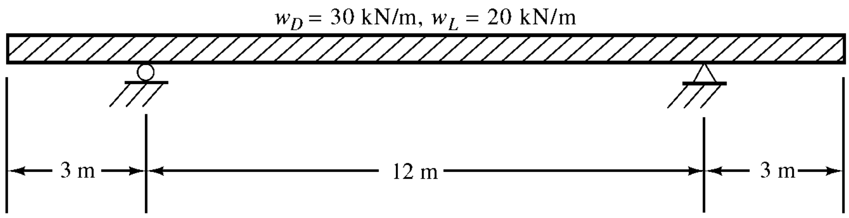


Problem 4.36

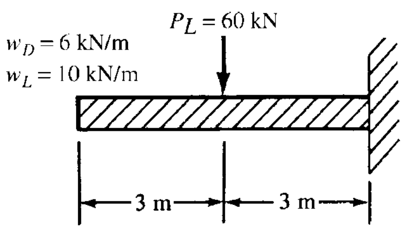


$$\rho = \frac{0.18 f_c'}{f_y}$$

Problem 4.37 Place live loads to cause maximum positive and negative moments. $\rho = 0.18f_c'/f_y$. (*One ans.* 450 mm × 900 mm with 6 #32 bars positive reinf.)

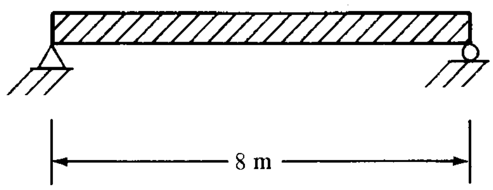


Problem 4.38

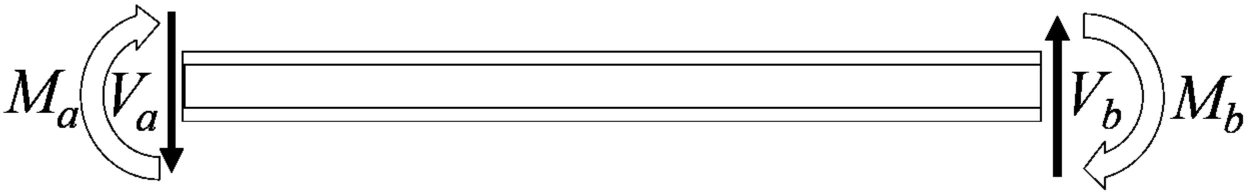


$$\rho = \frac{1}{2}\rho_b$$

Problem 4.39 Design the one-way slab shown in the accompanying figure to support a live load of 12 kN/m^2. Do not use the ACI thickness limitation for deflections. Assume concrete weighs 23.5 kN/m^3. $f_c' = 28$ MPa and $f_y = 420$ MPa. Use $\rho = \rho_{max}$. (*One ans.* 240-mm slab with #25 @ 140-mm main steel)

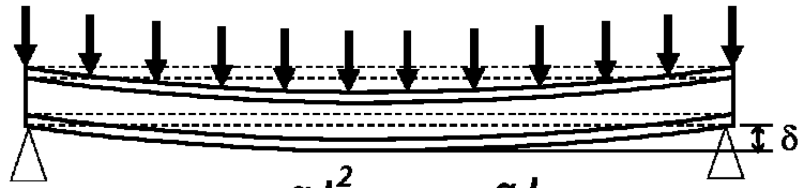


۴-برش



موارد مهمی که باید در مورد تیرها کنترل گردد؟

۱- برش تیر
۲- خمش تیر
۳- خیز تیر

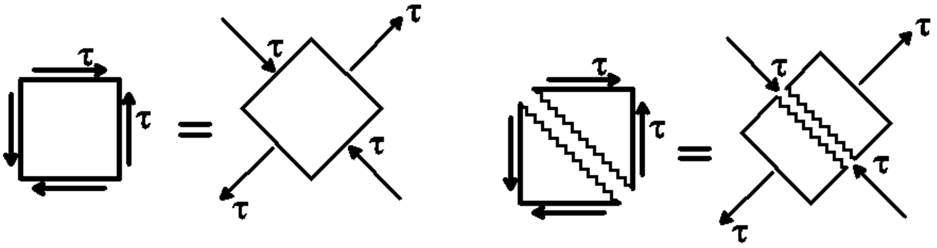


$$M=\frac{qL^2}{8} \qquad V=\frac{qL}{2}$$

$$M_{\text{مقاوم}}=? \qquad V_{\text{مقاوم}}=?$$

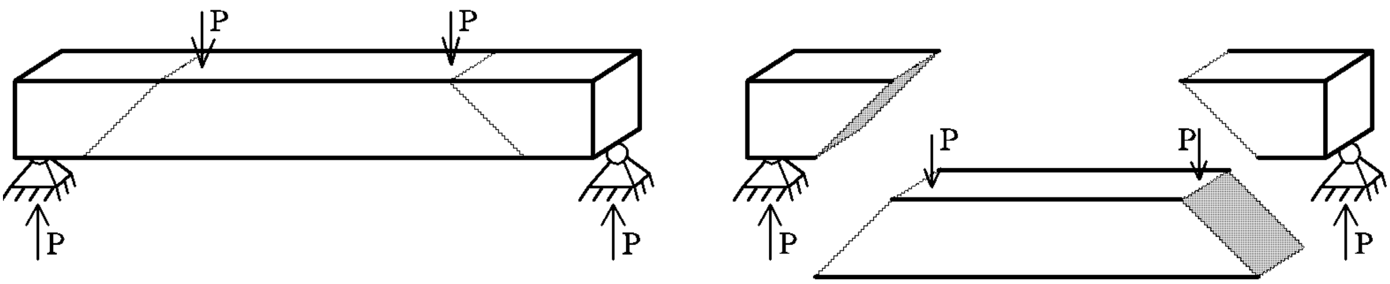
- ابعاد تیرهای با طول متعارف معمولا ابتدا بر اساس لنگر خمشی وارد بر آنها تعیین میشود و مهندسین در ابتدای کار هنگام انتخاب مقطع مناسب به خمش وارد بر تیر توجه میکنند. پس از انتخاب مقطع مناسب برای خمش، آنرا برای برش کنترل و طراحی میکنند.
- رفتار تیرها در خمش (به شرط اینکه درصد میلگرد کششی از حداکثر مجاز آیین نامه فراتر نرود) یک رفتار شکل پذیر هست.
- تیرهای بتنی تحت برش از شکل پذیری کمتری نسبت به خمش برخوردار هستند و به همین جهت طراحی معمولا به گونه ای انجام میشود که خرابی برشی پس از خرابی خمشی رخ دهد.

زمانی که یک المان تحت برش خالص قرار دارد، این المان در حقیقت تحت ترکیب کشش و فشار قرار دارد.
بتن تحت کشش ضعیف است و ترک می خورد:

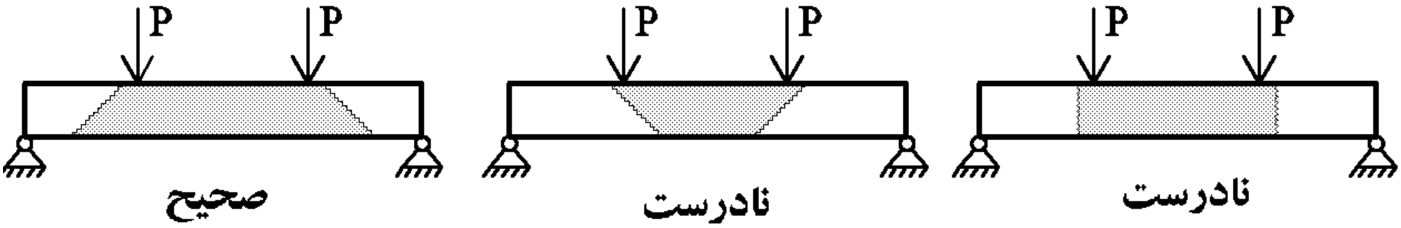


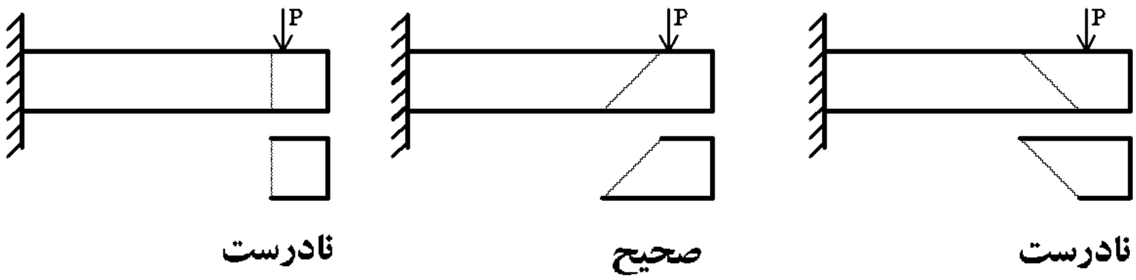
ترکهای برشی با راستای نیروی وارده زاویه ۴۵ درجه می سازند. در حقیقت بتن تحت "برش" به صورت کششی "ترک" می خورد.

نحوه تشخیص ترک: تیر به صورتی ترک می خورد که بتواند در راستای اعمال نیرو حرکت کند:

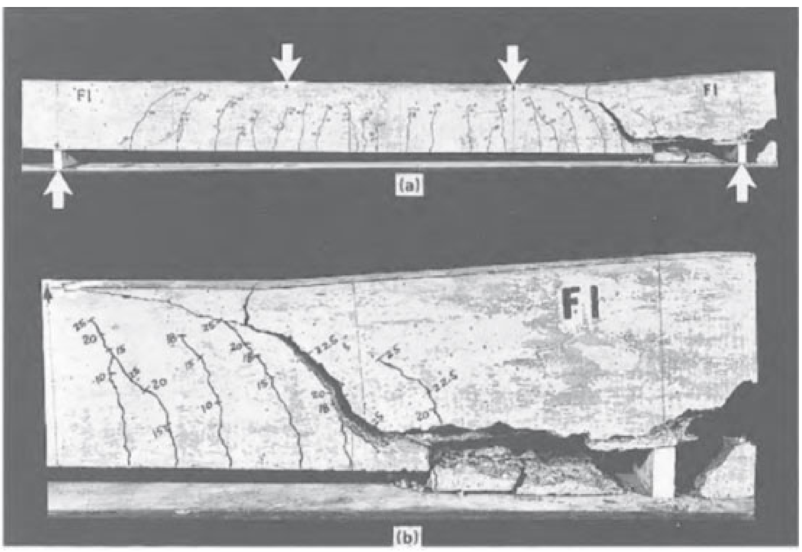


- بتن در کشش ضعیف است و بنابراین تحت برش خالص به صورت ۴۵ درجه ترک میخورد.





شکست برشی ستون در زلزله San Fernando 1971 (شکل سمت راست):

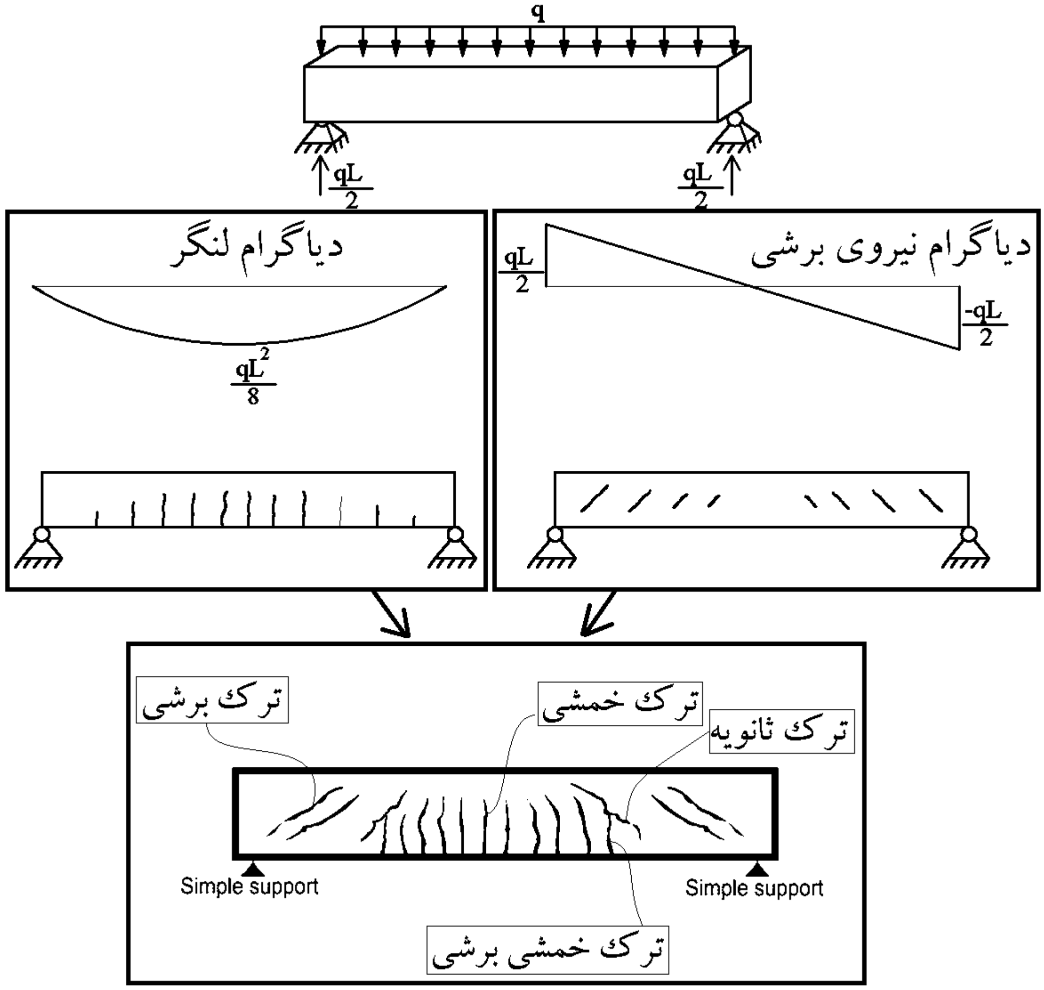


در شکل زیر سمت چپ تیر به سمت پایین در حال سقوط هست که برای مهار آن و جلوگیری از ریزش، شمع بندی و پایه موقت اضافه شده است.

در شکل زیر یک تیر تحت بار متمرکز در وسط قرار گرفته

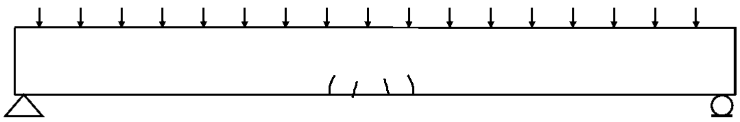
در شکل زیر ترکهای ۴۵ درجه برشی در تیر قابل مشاهده است.

۴-۱- ترکیب برش و خمش در تیر ساده تحت بار گسترده

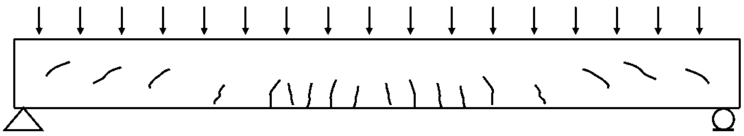


در مقطع مستطیلی تحت برش، تنش برشی حداکثر در وسط جان اتفاق می افتد و بنابراین ترک های برشی از وسط مقطع شروع می شوند.

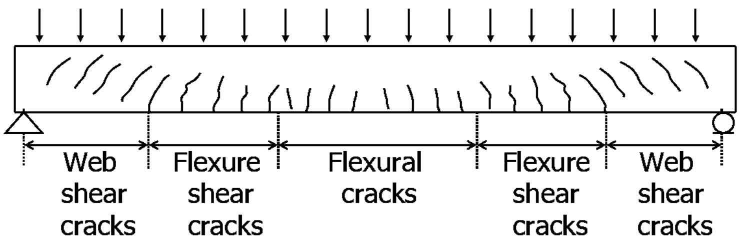
در مقطع مستطیلی تحت خمش، تنش خمشی حداکثر در پایین مقطع اتفاق می افتد و بنابراین ترک ها از پایین مقطع شروع می شوند.



a) Initiation of flexural cracks



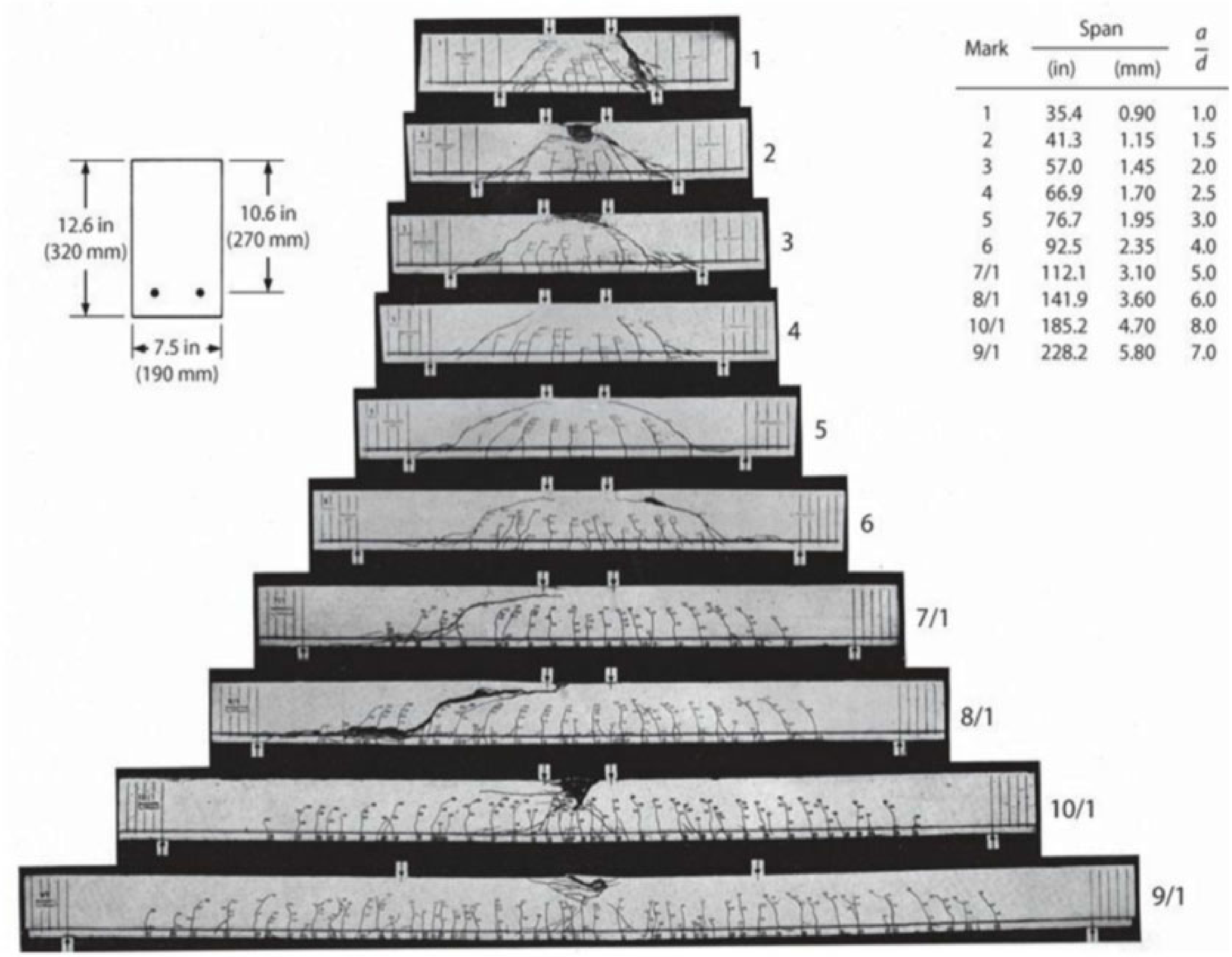
b) Growth of flexural cracks and formation of flexure shear and web shear cracks.



c) Cracks before failure

نکته: در تیرهای عادی با طول متعارف، ابتدا ترک خمشی ایجاد می شوند و سپس با افزایش بار ترک های برشی و ترک های خمشی برش ایجاد می شوند.

نمونه الگوی ترک در یک تیر سراسری تحت اثر بار گسترده یکنواخت در شکل زیر نشان داده شده است. لنگر در دو انتهای تیر منفی بوده و ترکهای خمشی در بالای مقطع ظاهر می شوند.

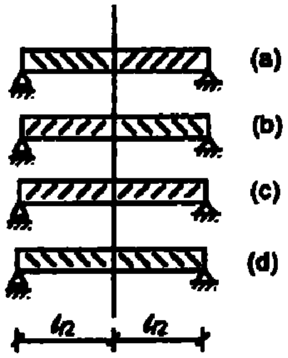


Mark	Span (in)	Span (mm)	$\frac{a}{d}$
1	35.4	0.90	1.0
2	41.3	1.15	1.5
3	57.0	1.45	2.0
4	66.9	1.70	2.5
5	76.7	1.95	3.0
6	92.5	2.35	4.0
7/1	112.1	3.10	5.0
8/1	141.9	3.60	6.0
10/1	185.2	4.70	8.0
9/1	228.2	5.80	7.0

FIGURE 7.29 Damage at failure in series of tests on beams without transverse reinforcement. (*After Leonhardt, 1962.*)

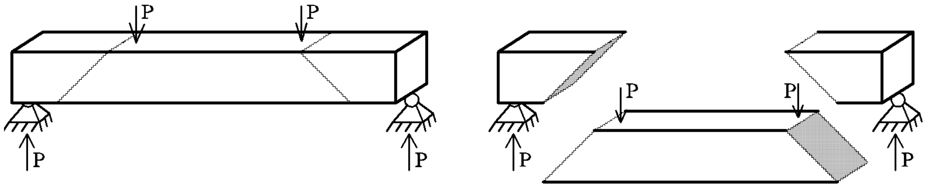
محاسبات ۹۳

۳۵- در یک تیر با تکیه‌گاه‌های ساده تحت اثر بار گسترده ثقلی یکنواخت از نظر آرایش آرماتورهای برشی، گزینه صحیح را انتخاب نمایید؟



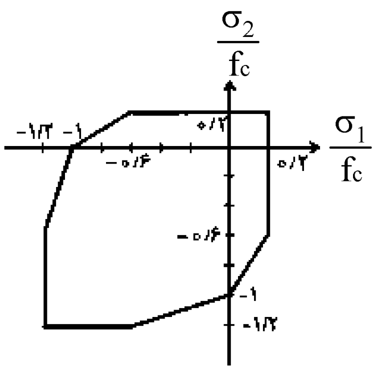
۱) (a)
۲) (d)
۳) (c)
۴) (b)

با توجه به نحوه ترک خوردن تیرهای بتنی تحت بار ثقلی که در شکل زیر نشان داده شده است، خاموت ها باید عمود بر راستای ترک ها قرار داده شوند تا بتوانند ترکها را بدوزند. بنابراین گزینه ۱ صحیح است.



سراسری ۹۶

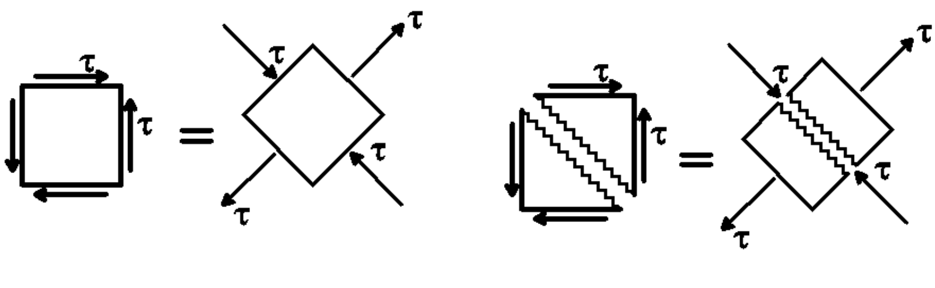
اگر برای بتن با مقاومت فشاری f_c پوش شکست تحت اثر حالات تنش دو محور به صورت شکل زیر باشد، مقاومت بتن در برش خالص، چه ضریبی از f_c است؟



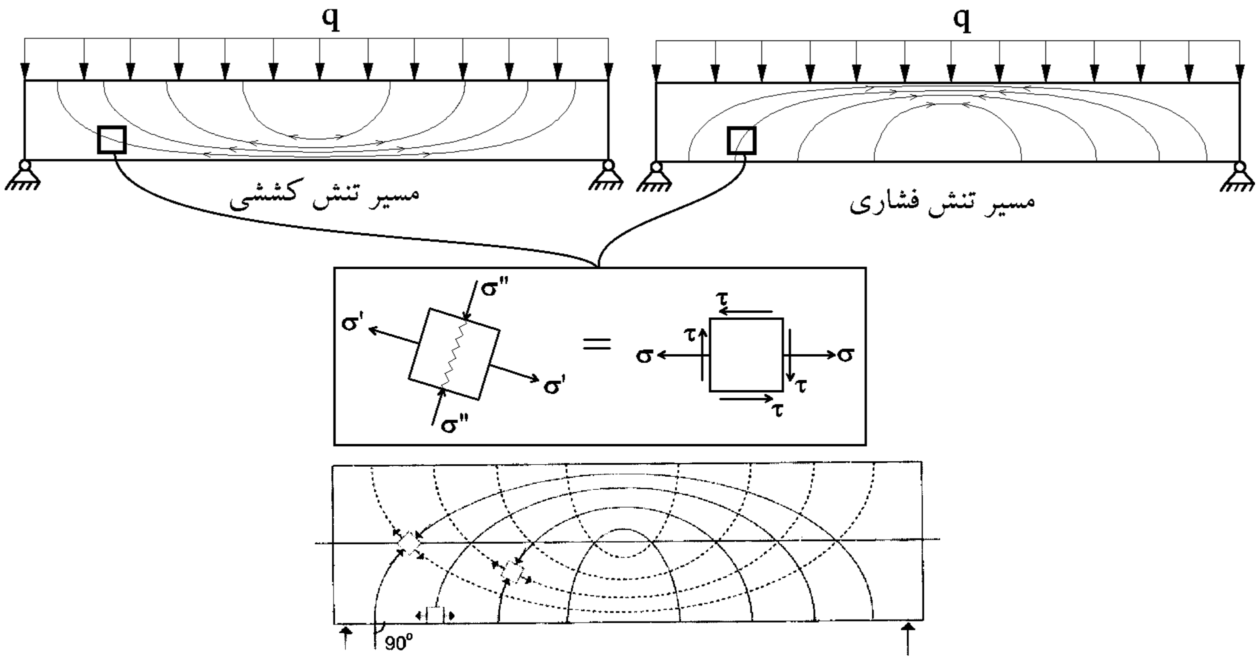
۱) ۰/۱
۲) ۰/۱۵
۳) ۰/۲
۴) ۰/۲۵

گزینه ۳

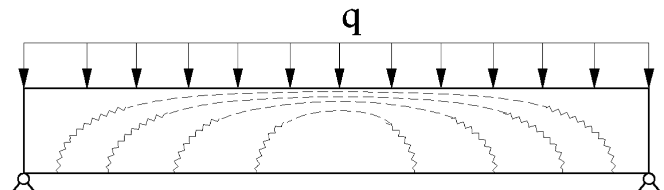
برش خالص معادل با کشش و فشار در دو راستای عمود بر هم می باشد (شکل زیر). با توجه به منحنی سطح شکست ارائه شده، مقاومت برشی برابر 0.2fc خواهد بود.



۴-۲- مسیر تنشهای کششی و فشاری در تیر



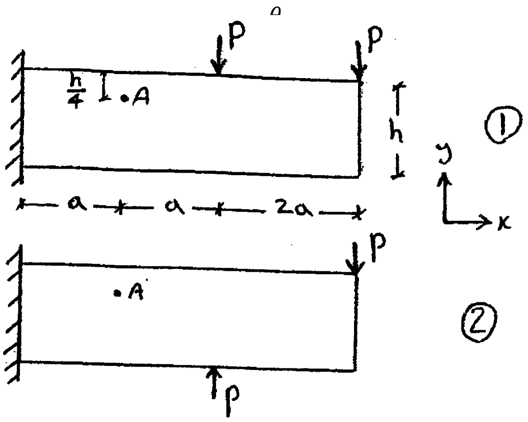
در وسط تیر برش داخلی تیر صفر است و تنها لنگر خمشی داریم و بنابراین راستای تنش های کششی و فشاری افقی می باشند. در المان نشان داده شده در بالا، هم نیروی برشی داریم و هم لنگر خمشی و راستای تنش کششی اصلی مطابق شکل می باشد. با توجه به المان فوق، راستای ترکها همیشه با راستای تنشهای فشاری اصلی یکسان می باشند:



راستای ترک ها = راستای تنشهای فشاری

آزاد۸۹

یک تیر بتنی کنسول با مقطع مستطیلی در دو حالت زیر بارگذاری شده است. با فرض ایجاد ترک در دو حالت بارگذاری در نقطه A در عمق h/4، زاویه ترک نسبت به محور x در حالت اول به حالت



(وزن تیر در برابر بارگذاری خارجی ناچیز فرض میشود).

۱) $\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} > 1$

۲) $\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} = 1$

۳) $\frac{\theta_{A1}}{\theta_{A2}} < 1$

۴) مقدار عددی P و a لازم میباشد.

گزینه ۳

سراسری ۹۵

ترک های برشی – خمشی در یک تیر بتن مسلح نسبت به محور طولی چه خصوصیت مهمی دارند؟

۱) موازی هستند.

۲) زاویه °۴۵ دارند.

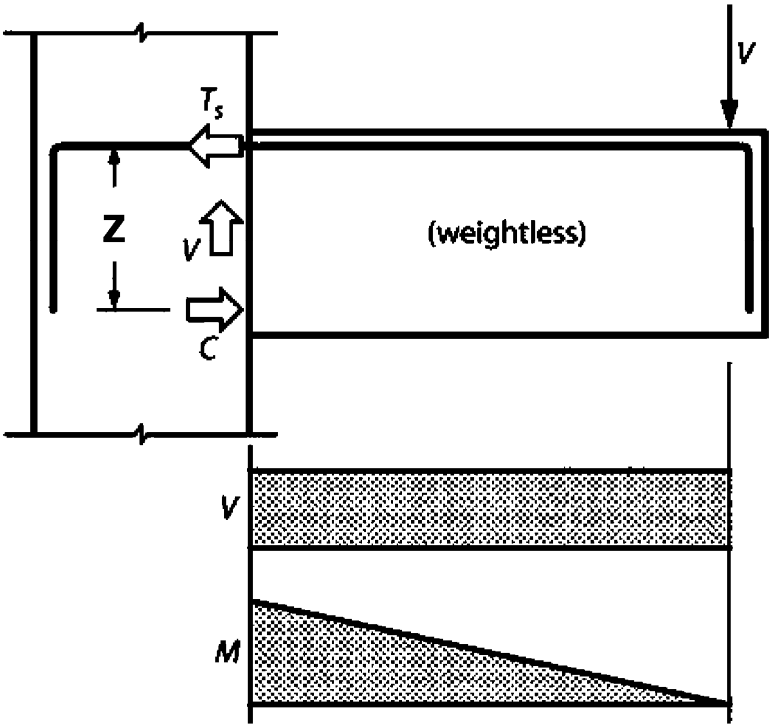
۳) زاویه °۹۰ دارند.

۴) زاویه °۴۵ تا °۹۰ دارند.

گزینه ۴

۴-۳- نحوه انتقال برش

به شکل زیر توجه کنید. فرض کنید وزن تیر ناچیز است.



از درس مقاومت مصالح داریم:

$$Vdx = d(M)$$

با جاگذاری $M = TZ$ در رابطه فوق داریم:

$$Vdx = d(T \times Z) \qquad \rightarrow \qquad Vdx = d(T) \times Z + d(Z) \times T$$

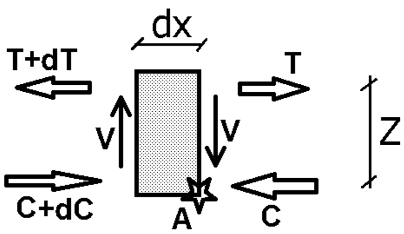
رابطه فوق نشان میدهد برش به دو طریق در تیر تشکیل میشود. ترم اول در رابطه فوق نشان دهنده مکانیزم انتقال برش با عملکرد تیر می باشد و ترم دوم نیز نشان دهنده انتقال برش با عملکرد قوسی می باشد.

<u>انتقال برش با عملکرد تیر (**Beam action**)</u>

فرض کنید مقدار بازوی لنگر (**Z**) در طول تیر ثابت باشد. در این حالت مقدار $d(Z) = 0$ خواهد بود و خواهیم داشت:

$$\rightarrow \qquad Vdx = d(T)Z$$

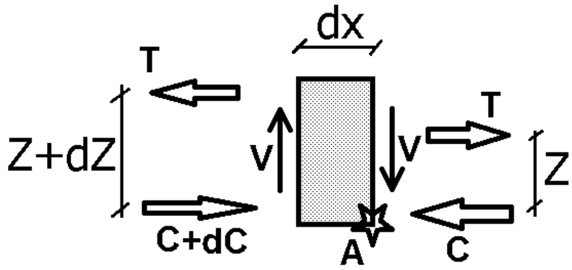
حال به شکل زیر توجه کنید.



اگر حول نقطه A لنگر گیری کنیم، خواهیم داشت:

$$Vdx = d(T) \times Z$$

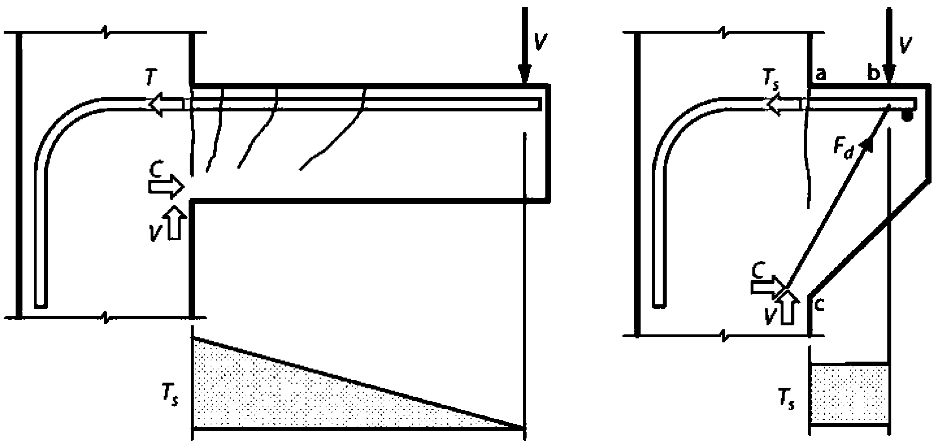
عملکرد قوس انتقال برش (**Arch action**)



اگر حول نقطه A لنگرگیری کنیم، خواهیم داشت:

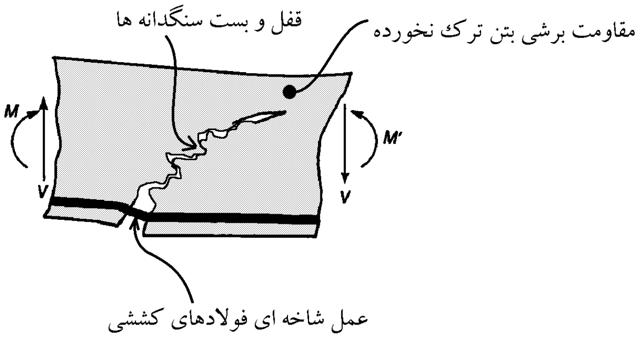
$$Vdx = d(Z) \times T$$

این عملکرد در تیرهای کوتاه و اتفاق می افتد که هنوز فشار به قسمت فوقانی مقطع منتقل نشده است.

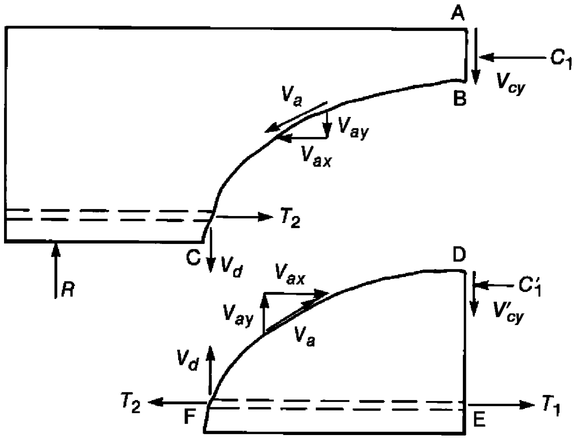


(a) Beam action (b) Arch action

۴-۴- مقاومت برشی تیر بتنی ترک خورده



نحوه انتقال نیرو در محل ترک برشی در یک تیر بدون میلگرد عرضی در شکل زیر نشان داده شده است. برش در طول مسیر ABC توسط مجموعه ای از عوامل زیر منتقل میشود:



۱- برش در ناحیه بلوک فشاری

($shear\ in\ compression\ zone = V_{cy}$)

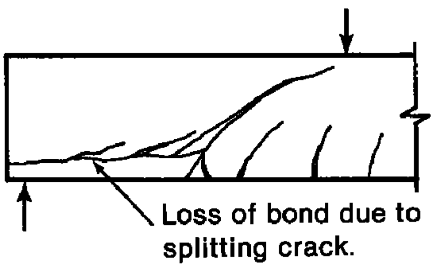
۲- درگیری و قفل و بست سنگدانه های دو سطح ترک

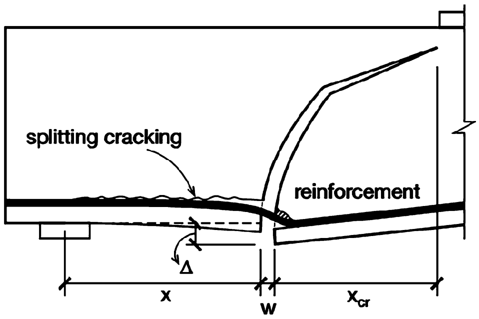
mponent of interlock of the aggregate particles = V_{ay})

۳- عمل شاخه ای میلگردهای طولی

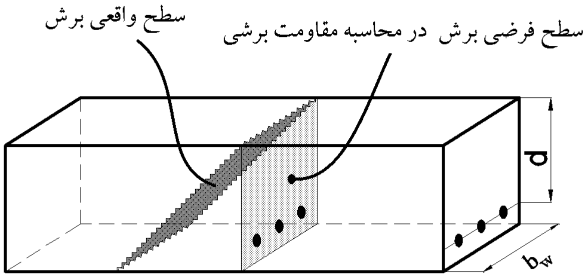
(dowel action of the longitudinal reinforcement V_d)

- بلافاصله پس از ایجاد ترک مورب در تیر، قسمت زیادی از برش توسط V_{ay} و V_d تحمل میشود.
- با افزایش عرض ترک مقدار V_{ay} (درگیری سنگدانه ها) کاهش یافته و سهم دو عامل دیگر افزایش میابد.
- نیروی V_d مطابق شکل زیر موجب ایجاد شکاف طولی در راستای میلگردهای طولی (splitting crack) میشود.





برای محاسبه مقاومت برشی مقطع دو روش داریم: ۱- روش تقریبی، ۲- روش دقیق. در هر دو روش مقاومت مقطع بر اساس سطح فرضی عمود بر صفحه محاسبه می شود:



۴-۵- روابط آیین نامه برای محاسبه مقاومت برشی بتن

- در صورتی که نیروی محوری ناچیز باشد (در تیرها عمدتا اینگونه است Nu در روابط زیر صفر در نظر گرفته شده و روابط ساده میشوند.
- در تیرها در صورتی که آرماتور برشی حداقل ($A_{v,min}$) قرار داده شود، می توان از یکی از دو رابطه a و یا b (در جدول زیر) استفاده کرد.
  - رابطه b دقیق تر از رابطه a می باشد.
- نتیجه: در تیرها (با نیروی محوری قابل صرف نظر کردن) که آرماتور برشی حداقل در آنها قرار داده شده است، مقاومت برشی بتن با استفاده از رابطه تقریبی برابر است با:

$$\text{تیرهای دارای آرماتور برشی حداقل} \rightarrow \text{مقاومت برشی بتن} \quad V_c = 0.17\lambda\sqrt{f_c'}\; b_w d$$

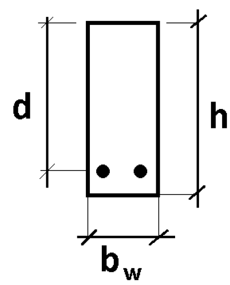
22.5.5 V_c *for nonprestressed members*

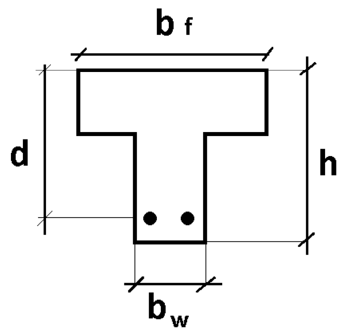
22.5.5.1 For nonprestressed members, V_c shall be calculated in accordance with Table 22.5.5.1 and 22.5.5.1.1 through 22.5.5.1.3.

Table 22.5.5.1—V_c for nonprestressed members

Criteria	V_c		
$A_v \geq A_{v,min}$	Either of:	$\left(0.17\lambda\sqrt{f_c'}+\frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	(a)
		$\left(0.66\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'}+\frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	(b)
$A_v < A_{v,min}$	$\left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'}+\frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$		(c)

Notes:
1. Axial load, N_u, is positive for compression and negative for tension.
2. V_c shall not be taken less than zero.





22.5.5.1.1 V_c shall not be taken greater than $0.42\lambda\sqrt{f_c'}b_w d$

22.5.5.1.2 In Table 22.5.5.1, the value of $N_u/6A_g$ shall not be taken greater than $0.05f_c'$.

22.5.5.1.3 The size effect modification factor, λ_s, shall be determined by

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004\,d}} \leq 1.0 \qquad (22.5.5.1.3)$$

اعضای دارای آرماتور برشی حداقل

$$\begin{cases} \text{رابطه تقریبی} \quad V_c = Min\begin{pmatrix} 0.17\lambda\sqrt{f_c'} + \text{Min}\begin{pmatrix} \dfrac{N_u}{6A_g} \\ 0.05f_c' \end{pmatrix} \\ 0.42\lambda\sqrt{f_c'} \end{pmatrix} b_w d \\ \text{رابطه دقیق} \quad V_c = Min\begin{pmatrix} 0.66\lambda\rho_w^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'} + \text{Min}\begin{pmatrix} \dfrac{N_u}{6A_g} \\ 0.05f_c' \end{pmatrix} \\ 0.42\lambda\sqrt{f_c'} \end{pmatrix} b_w d \end{cases}$$

با توجه به تبصره های فوق در اعضایی که حداقل خاموت را دارا هستند، مقاومت برشی برابر است با:

اعضای دارای آرماتور برشی حداقل و فاقد نیروی محوری

$$\begin{cases} \text{رابطه تقریبی} \quad V_c = 0.17\lambda\sqrt{f_c'}b_w d \\ \text{رابطه دقیق} \quad V_c = Min\begin{pmatrix} 0.66\lambda\rho_w^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'} \\ 0.42\lambda\sqrt{f_c'} \end{pmatrix} b_w d \end{cases}$$

V_c اعضای فاقد آرماتور برشی حداقل (مانند دال)

$$= Min\begin{pmatrix} 0.66\sqrt{\dfrac{2}{1+0.004d}}\lambda\rho_w^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'} + \text{Min}\begin{pmatrix} \dfrac{N_u}{6A_g} \\ 0.05f_c' \end{pmatrix} \\ 0.42\lambda\sqrt{f_c'} \end{pmatrix} b_w d$$

اعضای فاقد آرماتور برشی حداقل (مانند دال)
و فاقد نیروی محوری

$$V_c = Min\begin{pmatrix} 0.66\sqrt{\dfrac{2}{1+0.004d}}\lambda\rho_w^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'} \\ 0.42\lambda\sqrt{f_c'} \end{pmatrix} b_w d$$

- توجه: مطابق بند زیر، ضریب سایز λ_s برای پی های گسترده لازم نیست اعمال شود:

13.2.6.2 For one-way shallow foundations, two-way isolated footings, or two-way combined footings and mat foundations, it is permissible to neglect the size effect factor specified in 22.5 for one-way shear strength and 22.6 for two-way shear strength.

در مورد نیروی محوری برشی مقاوم تامین شده توسط بتن (V_c) اعضایی که تحت اثر نیروی برشی و لنگر خمشی و نیروی محوری قرار دارند، گزینه صحیح را انتخاب کنید.

۱) نیروی محوری فشاری، مقدار Vc را افزایش و نیروی محوری کششی، مقدار Vc را کاهش میدهد.

۲) نیروی محوری فشاری، مقدار Vc را کاهش و نیروی محوری کششی، مقدار Vc را افزایش میدهد.

۳) نیروی محوری فشاری و نیروی محوری کششی هر دو، مقدار Vc را افزایش میدهد.

۴) نیروی محوری تاثیری بر نیروی مقاوم برشی Vc ندارد.

گزینه ۱

محاسبات ۹۳

۲۲-یک مقطع بتن مسلح تحت اثر برش و خمش قرار دارد. چنانچه نیروی محوری نهایی فشاری برابر $N_u= 6A_g$ نیز اضافه شود، بدون استفاده از جزئیات دقیق‌تر، نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن مقطع چند برابر خواهد شد؟ حداقل آرماتور برشی در تیر قرار داده شده است.
بتن از نوع C25 می باشد.

۱) 0.5 ۲) 3 ۳) 1.5 ۴) 1

با توجه به تغییر روابط آیین نامه ای پاسخ در گزینه ها نیست.

مقاومت برشی بتن قبل از اعمال بار فشاری برابر است با:

$$V_{c1}=Min\begin{pmatrix}0.17\lambda\sqrt{f_c'}+\mathrm{Min}\begin{pmatrix}\dfrac{N_u}{6A_g}\\0.05f_c'\end{pmatrix}\\0.42\lambda\sqrt{f_c'}\end{pmatrix}b_wd=Min\begin{pmatrix}0.17\sqrt{25}+0\\0.42\sqrt{25}\end{pmatrix}b_wd=0.85b_wd$$

مقاومت برشی بتن در حضور بار فشاری برابر است با:

$$V_{c2}=Min\begin{pmatrix}0.17\lambda\sqrt{f_c'}+\mathrm{Min}\begin{pmatrix}\dfrac{N_u}{6A_g}\\0.05f_c'\end{pmatrix}\\0.42\lambda\sqrt{f_c'}\end{pmatrix}b_wd=Min\begin{pmatrix}0.17\sqrt{25}+\mathrm{Min}\begin{pmatrix}1\\1.25\end{pmatrix}\\0.42\sqrt{25}\end{pmatrix}b_wd=1.85b_wd$$

$$\frac{V_{c2}}{V_{c1}}=\frac{1.85b_wd}{0.85b_wd}=2.17$$

محاسبات ۹۶

۲۷- شالوده منفرد با بتن از رده C30 را درنظر بگیرید. اگر در نظر باشد که از بتن C25 استفاده شده و ابعاد پلان شالوده تغییر داده نشود، مقدار عمق مؤثر d (فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی) حدوداً چند درصد اضافه شود که نیروی برشی مقاوم تأمین شده یک‌طرفه توسط بتن از طرح اولیه کمتر نشود؟ (از رابطه ساده‌تر مقاومت برشی استفاده شود).
مقدار عمق موثر اولیه طرح برابر d=800 mm است.
درصد میلگرد طولی ثابت فرض شود

۱) 20 ۲) 5 ۳) 10 ۴) 12

فرض کنید درصد میلگرد در پی تغییر نخواهد کرد.

گزینه ۳

$$V_c=Min\begin{pmatrix}0.66\sqrt{\dfrac{2}{1+0.004d}}\lambda\rho_w^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'}+\mathrm{Min}\begin{pmatrix}\dfrac{N_u}{6A_g}\\0.05f_c'\end{pmatrix}\\0.42\lambda\sqrt{f_c'}\end{pmatrix}b_wd$$

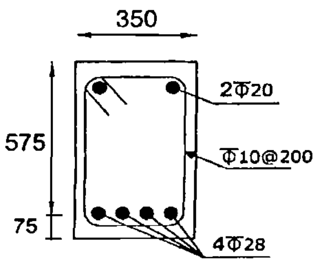
در پی ها نباید ضریب سایز اعمال شود و از طرفی نیروی محوری نداریم و بتن نیز از نوع معمولی میباشد و بنابراین:

$$V_c=Min\begin{pmatrix}0.66\rho_w^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'}\\0.42\sqrt{f_c'}\end{pmatrix}b_wd$$

$$\sqrt{30}\times b_wd_1=\sqrt{30}\times b_wd_2\qquad\rightarrow\quad\sqrt{30}d_1=\sqrt{25}d_2\qquad\rightarrow\frac{d_2}{d_1}=1.095$$

محاسبات ۹۵

۳۴-یک مقطع بتنی درجا با شکل مقابل تحت نیروی برشی نهایی 150 kN و نیروی محوری نهایی 250 kN قرار دارد. نسبت نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن در حالتی که نیروی محوری به صورت فشاری وارد شود، به حالتی که نیروی محوری به صورت کششی وارد شود، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (رده بتن C25، فولاد میلگردها S400 هستند. ابعاد روی شکل به میلی‌متر است.)



۱) 1.0

۲) 1.3

۳) 1.7

۴) 2.0

گزینه ۳

رابطه کلی در اعضایی که آرماتور برشی حداقل را دارند به صورت زیر می باشد:

$$V_c = Min\begin{pmatrix} 0.17\lambda\sqrt{f_c'} + \mathrm{Min}\begin{pmatrix} \dfrac{N_u}{6A_g} \\ 0.05f_c' \end{pmatrix} \\ 0.42\lambda\sqrt{f_c'} \end{pmatrix} b_w d$$

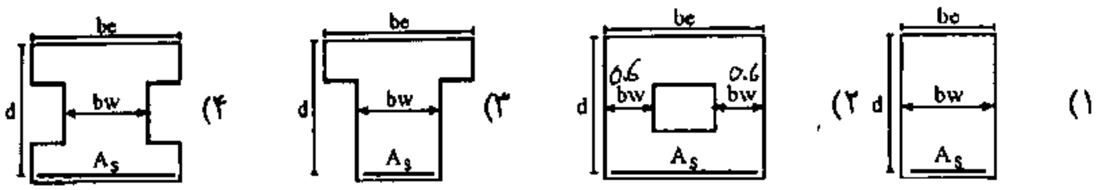
در این مثال نیروی محوری برابر 250 kN می باشد. بنابراین:

$$\mathrm{Min}\begin{pmatrix} \dfrac{N_u}{6A_g} \\ 0.05f_c' \end{pmatrix} = \mathrm{Min}\begin{pmatrix} \left(\dfrac{250000}{6 \times 350 \times 650}\right) \\ 1.25 \end{pmatrix} = 0.183\ MPa$$

$$\left.\begin{aligned} V_{c-comp} &= \left(0.17\sqrt{f_c'} + 0.183\right)b_w d \\ V_{c-ten} &= \left(0.17\sqrt{f_c'} - 0.183\right)b_w d \end{aligned}\right\} \frac{V_{c-comp}}{V_{c-ten}} = \frac{\left(0.17\sqrt{f_c'} + 0.183\right)}{\left(0.17\sqrt{f_c'} - 0.183\right)} = 1.55$$

۲ـ مقطع تیر بتن ارمه مطابق شکل‌های زیر در نظر است. در صورتی که عمق مؤثر تیر، مقدار فولادهای عرضی (خاموت) و مشخصات مصالح مصرفی آنها یکسان باشد، مقاومت کدام شکل در مقابل نیروهای برشی بیشتر است؟ $bw=۳۰cm$ و $be=۶۰cm$ و $d=۴۵cm$

(مهندسی عمران ۸۹)

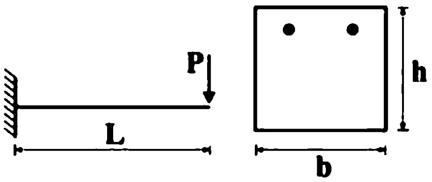


گزینه ۲

سراسری ۹۷

۱۱۸- در تیر شکل زیر در کدام حالت ترک برشی و ترک خمشی همزمان رخ می‌دهد؟

(مقاومت برشی بتن از رابطه $V_c = 0/2\sqrt{f_c}\,bh$ و اساس شکست مقطع از رابطه $f_r = 0/6\sqrt{f_c}$ محاسبه می‌شوند)



۱) $\frac{h}{L} = 4/0$

۲) $\frac{h}{L} = 2/0$

۳) $\frac{h}{L} = 1/0$

۴) $\frac{h}{L} = 0/5$

ترک برشی زمانی رخ می دهد که:

$$V = P_1 = 0.2\sqrt{f_c}bh$$

ترک خمشی زمانی رخ می دهد که:

$$(M = P_2 L) = M_{cr} \qquad \to P_2 L = \frac{f_r I}{c} \qquad \to \quad P_2 L = \frac{\left(0.6\sqrt{f_c}\right) \times \left(\frac{bh^3}{12}\right)}{\left(\frac{h}{2}\right)} \qquad \to \quad P_2 = \frac{0.1\sqrt{f_c}bh^2}{L}$$

$$P_1 = P_2 \qquad \to 0.2\sqrt{f_c}bh = \frac{0.1\sqrt{f_c}bh^2}{L} \qquad \to \quad \frac{h}{L} = 2$$

سراسری ۹۷

۱۲۵- برای ستون با مقطع ۳۰۰×۶۰۰ میلی‌متر و با پوشش بتن از مرکز میلگردهای مقطع برابر ۵۰ میلی‌متر، مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در امتداد طولی چند درصد بیشتر از مقاومت برشی تأمین شده توسط بتن در امتداد عرضی مقطع است؟ از اثر نیروی محوری در مقاومت برشی بتن صرف نظر کنید.

فرض کنید در ستون آرماتور برشی به مقدار کافی قرار داده شده است.

۱) صفر

۲) ۵

۳) ۱۰

۴) ۲۰

$$\left.\begin{aligned} V_{c1} &= \varphi 0.17\sqrt{f'_c}b_1 d_1 = \varphi 0.17\sqrt{f'_c} \times 300 \times 550 \\ V_{c2} &= \varphi 0.17\sqrt{f'_c}b_2 d_2 = \varphi 0.17\sqrt{f'_c} \times 600 \times 250 \end{aligned}\right\} \frac{V_{c1}}{V_{c2}} = \frac{300 \times 550}{600 \times 250} = 1.1$$

۳۲ـ وجود نیروی محوری در بتن چه تأثیری بر مقاومت برشی مقطع دارد؟ **(مهندسی عمران آزاد ۸۲)**

۱) اگر نیروی محوری فشاری باشد، سبب کاهش مقاومت برشی مقطع است.

۲) اثری بر روی مقاومت برشی ندارد.

۳) اگر نیروی محوری کششی باشد، سبب کاهش مقاومت برشی مقطع است.

۴) کاهش یا افزایش مقاومت برشی مقطع، بستگی به نسبت نیروی محوری به لنگر خمشی دارد.

گزینه ۳

محاسبات ۹۴

۲۱- تیری با مقطع مستطیلی به عرض 300 میلی‌متر و ارتفاع مؤثر 500 میلی‌متر با بتن درجا مفروض است. در صورتی‌که آرماتور کششی 4Φ25، رده بتن C25، نوع فولاد S400 و نیروی برشی و لنگر خمشی در مقطع موردنظر برابر V_u= 300 kN و M_u= 100 kN.m باشد، نسبت مقدار V_c (با جزییات دقیق‌تر) مقطع تیر به مقدار V_c (فرمول ساده‌تر) آن مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 1.10　　۲) 1.20　　۳) 1.30　　۴) 1.40

با فرض اینکه تیر دارای آرماتور برشی حداقل می باشد:

اعضای دارای آرماتور برشی حداقل و فاقد نیروی محوری

$$\begin{cases} \text{رابطه تقریبی} \quad V_c = 0.17\lambda\sqrt{f_c'}b_w d \\ \text{رابطه دقیق} \quad V_c = Min\begin{pmatrix} 0.66\lambda\rho_w^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'} \\ 0.42\lambda\sqrt{f_c'} \end{pmatrix} b_w d \end{cases}$$

رابطه تقریبی:

$$V_c = 0.17 \times \sqrt{25} \times b_w d = 0.85 \times b_w d$$

رابطه دقیق:

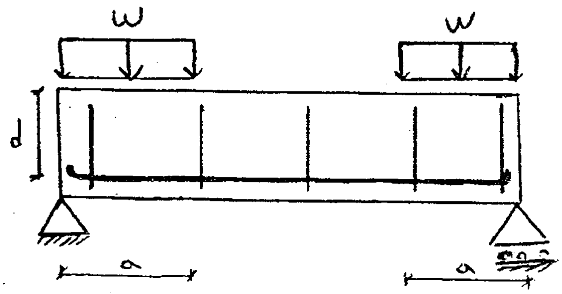
$$\rho_w = \frac{4 \times 3.14 \times 12.5^2}{300 \times 500} = 0.013$$

$$V_c = Min\begin{pmatrix} 0.66 \times 1 \times 0.013^{\frac{1}{3}}\sqrt{25} \\ 0.42 \times 1 \times \sqrt{25} \end{pmatrix} b_w d = Min\begin{pmatrix} 0.77 \\ 2.1 \end{pmatrix} b_w d$$

$$\frac{0.85 b_w d}{0.6375\, b_w d} = 0.9$$

آزاد۸۹

۱۳۶- برای تیر بتنی نشان داده شده با ابعاد و آرماتورهای طولی و عرض ثابت، مقاومت برشی تیر در نواحی نزدیک تکیه‌گاه نسبت به وسط دهانه ...



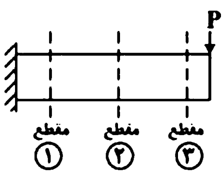
۱) بیشتر است
۲) کمتر است
۳) تفاوتی ندارد
٤) نمی‌توان اظهار نظر قطعی کرد

گزینه ۳

* دقت شود که در آیین نامه قبلی (قبل از سال ۹۹) با افزایش لنگر مقاومت برشی کاهش میافت و گزینه ۱ صحیح بود. ولی در آیین نامه جدید اثر لنگر در نظر گرفته نشده است.

سراسری ۹۸

۱۱۷- یک تیر طره‌ای مطابق شکل تحت بار P درانتهای خود قرار دارد. در مقاطع مشخص شده در شکل، کدام یک مقاومت برشی بزرگتر دارد؟ (با فرض اینکه آرماتورهای کششی در کل طول تیر بدون تغییر امتداد یافته‌اند)



۱) مقطع ۱
۲) مقطع ۲
۳) مقطع ۳
۴) در هر سه مقطع یکسان است.

گزینه ۴

* دقت شود که در آیین نامه قبلی (قبل از سال ۹۹) با افزایش لنگر مقاومت برشی کاهش میافت و گزینه ۳ صحیح بود. ولی در آیین نامه جدید اثر لنگر در نظر گرفته نشده است.

محاسبات ۹۷

۴۱- در یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل تحت اثر همزمان برش، خمش و نیروی محوری فشاری، بدون استفاده از رابطه با جزئیات دقیق‌تر، اگر پهنای عضو 25 درصد بزرگتر شود ولی سایر ابعاد و مشخصات ثابت بماند، حداکثر نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن حدوداً چند درصد می‌تواند افزایش یابد؟ (فرض کنید مقدار نیروی فشاری نهایی برابر $2A_g$ برحسب نیوتن می‌باشد و A_g مساحت برحسب میلی‌متر مربع قبل از افزایش پهنا است).

۱) 28 ۲) 25 ۳) 21 ۴) 14

- در حل این مسئله فرض می شود که عضو دارای حداقل آرماتور برشی باشد.
- در حل این مسئله بتن از نوع C25 فرض می شود.

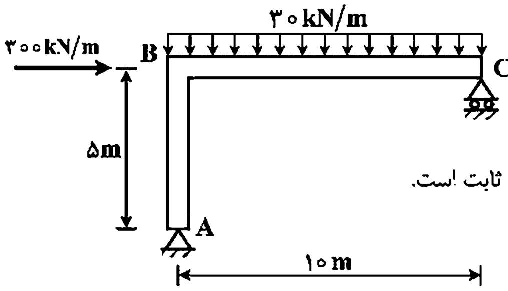
رابطه کلی در اعضایی که آرماتور برشی حداقل را دارند به صورت زیر می باشد:

$$V_c = Min\begin{pmatrix} 0.17\lambda\sqrt{f_c'} + \mathrm{Min}\begin{pmatrix} \dfrac{N_u}{6A_g} \\ 0.05f_c' \end{pmatrix} \\ 0.42\lambda\sqrt{f_c'} \end{pmatrix} b_w d$$

$$\left.\begin{aligned} V_{c-2} &= \left(0.17\sqrt{25} + \mathrm{Min}\begin{pmatrix} \dfrac{2A_g}{6\times 1.25\times A_g} \\ 0.05f_c' \end{pmatrix}\right)(1.25b_w d) \\ V_{c-1} &= \left(0.17\sqrt{25} + \mathrm{Min}\begin{pmatrix} \dfrac{2A_g}{6A_g} \\ 0.05f_c' \end{pmatrix}\right) b_w d \end{aligned}\right\} \frac{V_{c2}}{V_{c1}} = \frac{(0.17\sqrt{25}+0.266)(1.25b_w d)}{(0.17\sqrt{25}+0.3333)b_w d} = 1.178$$

سراسری ۹۹

۱۲۲- در قاب شکل زیر، در شرایطی که هیچ آرماتور برشی استفاده نشود، در چه ناحیه‌ای از عضو AB پتانسیل گسیختگی برشی بیشتر است؟



۱) در محل حداکثر برش

۲) در محل حداکثر لنگر

۳) به مقدار نیروی محوری وابسته است.

۴) در طول عضو یکسان است، چون نیروی برشی در عضو ثابت است.

گزینه ۲

دقت شود که برش در طول ستون ثابت است (چون بار جانبی به ستون وارد نمیشود). بنابراین نقطه برش حداکثر نداریم. در نقاطی که لنگر بیشتر باشد، کشش ناشی از خمش موجب تضعیف مقطع در برش خواهد شد. بنابراین در محل لنگر حداکثر مقاومت برشی کمتر خواهد بود.

توجه: تفسیر فوق زمانی صحیح است که میلگرد طولی ستون در طول ستون تغییر نکند. عوامل زیر میتواند بر مقاومت برشی بتن تاثیر گذار باشد:

۱- مقاومت فشاری بتن (f_c')

۲- ابعاد مقطع (b_w, d)

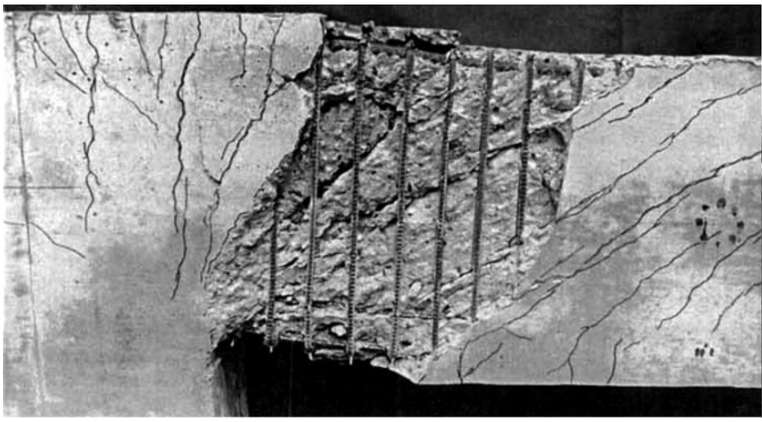
۳- لنگر خمشی وارد بر مقطع (M_u)

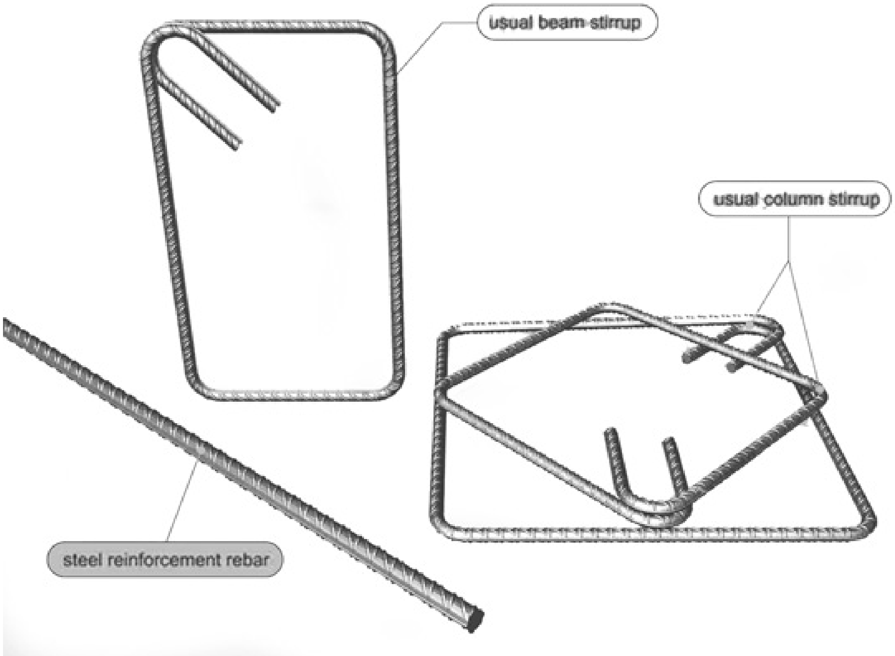
۴- نیروی محوری وارد بر مقطع (P_u)

۵- درصد میلگرد کششی مقطع (ρ_w)

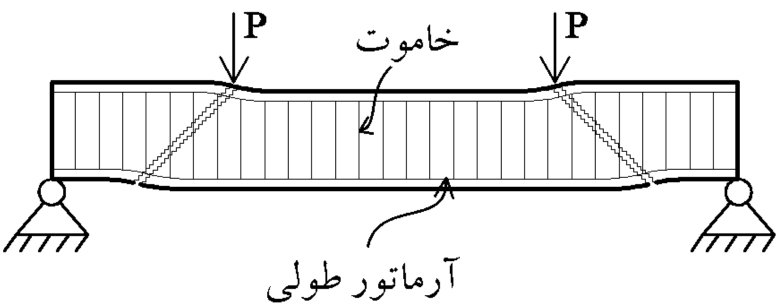
- در آیین نامه جدید (ویرایش ۱۳۹۹) اثر مورد سوم از روابط حذف شده است.

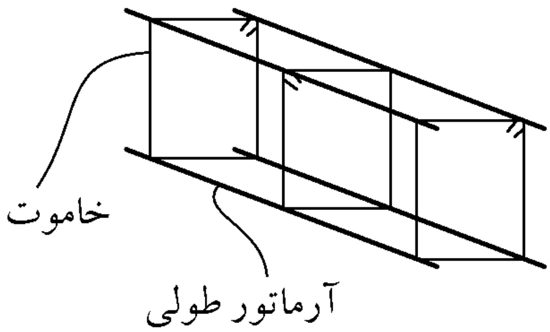
۴-۶- مقاومت برشی آرماتورهای عرضی

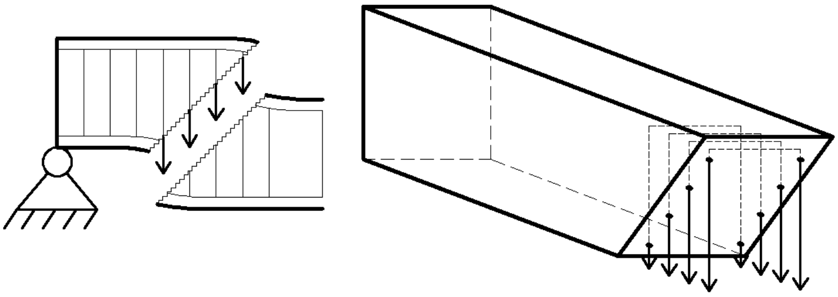




با توجه به اینکه راستای ترک برشی تقریبا ۴۵ درجه می باشد، مطابق شکل زیر خاموت ها میتوانند با تحمل کشش از حرکت برشی تیر ممانعت کنند.

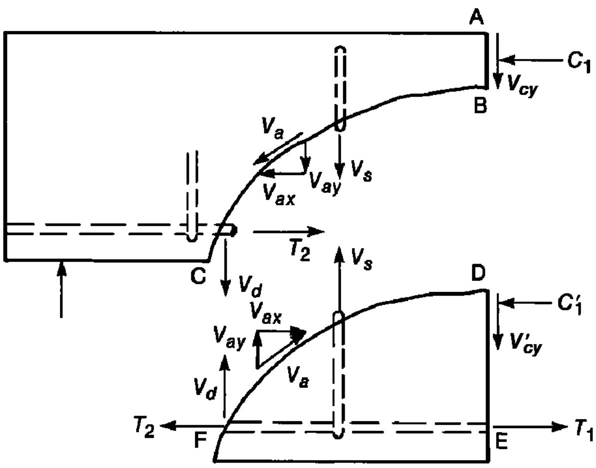


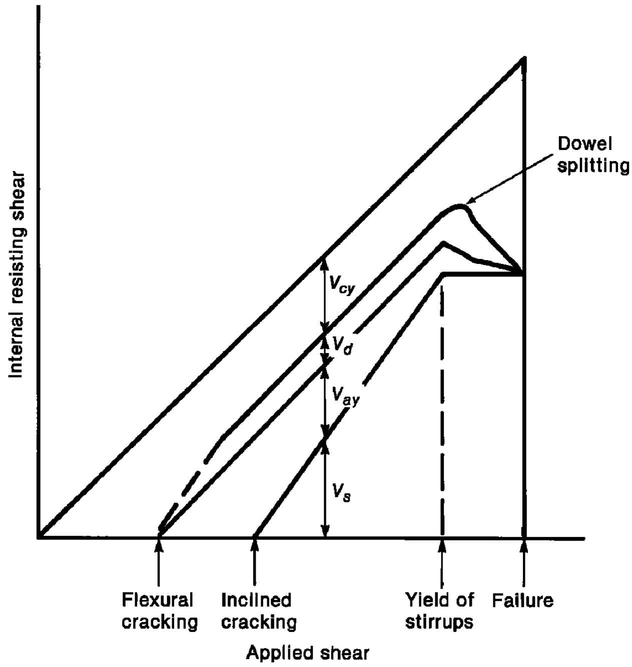




پس از ترک خوردن بتن، آرماتورهای عرضی (خاموت ها) تحت "کشش" قرار گرفته و در تحمل برش به تیر کمک می کنند. در شکل فوق چهار خاموت بسته (۸ شاخه) در نگهداری بتن مشارکت دارند.

- قبل از ترک خوردن بتن (ترک برشی)، کرنش در خاموتها برابر کرنش در بتن میباشد. از آنجا که بتن در تنشهای پایین ترک میخورد، تنش در خاموت ها قبل از ترک خوردن بتن مقدار ناچیزی (حدود ۲۰ الی ۴۰ مگاپاسکال برای بتن متعارف) می باشد و بنابراین خاموتها نمی توانند مانع تشکیل ترک های برشی شوند.
- خاموتها تنها پس از تشکیل ترک های برشی فعال میشوند و قبل از تشکیل ترکها تنشهای ناچیزی در خاموت ایجاد میشود.
- در شکل زیر نیروی اجزای مقطع پس از تشکیل ترک نشان داده شده است.
- با افزایش نیروی برشی به تدریج سهم خاموت (Vs) افزایش میابد. و از طرفی سهم درگیری سنگدانه ها (Vay) کاهش میابد.

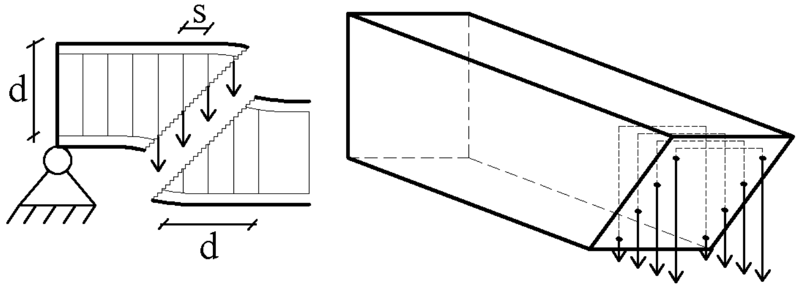




- با توجه به شکل زیر اگر زاویه ترک ۴۵ درجه فرض شود، طول ترک در طول تیر برابر d خواهد بود (شکل زیر را ببینید).

بنابراین:

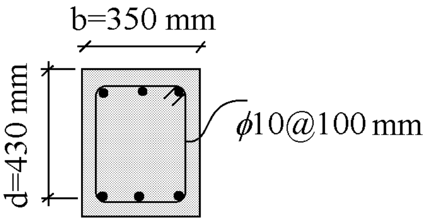
$$\text{تعداد خاموت های درگیر در ترک} = \frac{d}{s}$$



اگر جمع مساحت ساقهای یک خاموت برابر A_v فرض شود و تنش تسلیم آنها نیز f_{yt} باشد، نیروی قائم مربوط به خاموتها برابر خواهد بود با:

$$V_s = \frac{d}{s} \times A_v f_{yt}$$

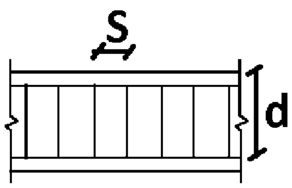
مثال: مقاومت برشی مربوط به خاموتها را در شکل زیر محاسبه کنید. فرض کنید تنش تسلیم خاموتها برابر $f_{yt} = 340\ MPa$ می باشد.



$$= \frac{d}{s} \times A_v f_{yt} = \frac{430}{100} \times \left(2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4}\right) \times 340 = 229.5\ kN$$

مقاومت برشی آرماتورهای عرضی قائم به صورت زیر محاسبه می شود:

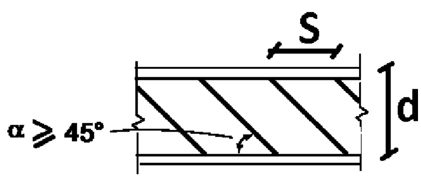
22.5.10.5.3 V_s **for shear reinforcement in 22.5.10.5.1 shall be calculated by:**



$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \qquad (22.5.10.5.3)$$

مقاومت برشی آرماتورهای عرضی مایل به صورت زیر محاسبه می شود:

22.5.10.5.4 V_s **for shear reinforcement in 22.5.10.5.2 shall be calculated by:**



$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s} \qquad (22.5.10.5.4)$$

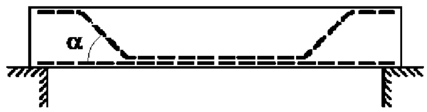
مقاومت برشی میلگردهای طولی خم شده به صورت زیر محاسبه می شود:

22.5.10.6.1 The center three-fourths of the inclined portion of bent-up longitudinal bars shall be permitted to be used as shear reinforcement in nonprestressed members if the angle α between the bent-up bars and the longitudinal axis of the member is at least 30 degrees.

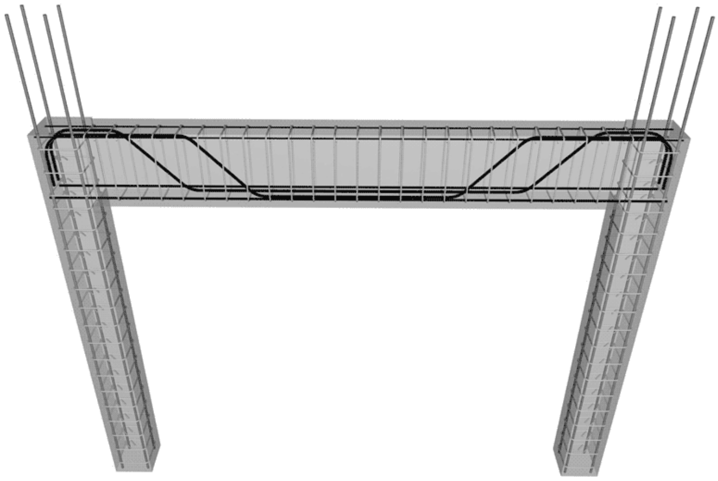
22.5.10.6.2 If shear reinforcement consists of a single bar or a single group of parallel bars having an area A_v, all bent the same distance from the support, V_s shall be the lesser of (a) and (b):

(a) $V_s = A_v f_y \sin\alpha$ (22.5.10.6.2a)

(b) $V_s = 0.25\sqrt{f_c'}b_w d$ (22.5.10.6.2b)



where **α** is the angle between bent-up reinforcement and longitudinal axis of the member.



مقاومت برشی کل مقطع برابر مجموع مقاومت برشی بتن و آرماتورهای عرضی خواهد بود:

22.5—One-way shear strength

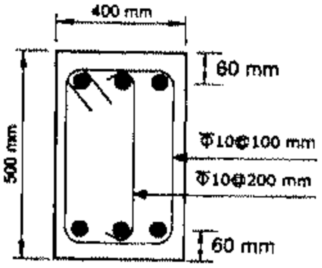
22.5.1 *General*

22.5.1.1 Nominal one-way shear strength at a section, V_n, shall be calculated by:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (22.5.1.1)$$

محاسبات ۹۵

۲۸-مقدار نیروی برشی مقاوم مقطع تیر بتنی درجا نشان داده شده در شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن C25 و از نوع معمولی و فولاد خاموت‌ها S340 هستند. از اثر خمش و فشار محوری در تعیین مقاومت برشی صرفنظر شود)



۱) 247 kN

۲) 291 kN

۳) 363 kN

۴) 385 kN

اعضای دارای آرماتور برشی حداقل و فاقد نیروی محوری

$$\begin{cases} \text{رابطه تقریبی} \quad V_c = 0.17\lambda\sqrt{f_c'}b_w d \\ \text{رابطه دقیق} \quad V_c = Min\begin{pmatrix} 0.66\lambda\rho_w^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'} \\ 0.42\lambda\sqrt{f_c'} \end{pmatrix} b_w d \end{cases}$$

- جهت استفاده از رابطه دقیق باید درصد میلگرد طولی تیر ρ_w مشخص باشد.

در حل این مسئله از رابطه تقریبی استفاده می شود.

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{f_c'}b_w d\right) \\ \varphi V_s = 0.75\left(\dfrac{d}{s}A_v F_{yt}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{25} \times 400 \times 440\right) = 112.2\ kN \\ \varphi V_s = 0.75\left(\dfrac{440}{200}(\pi \times 5^2) \times 340\right) + 0.75\left(\dfrac{440}{100}(2\pi \times 5^2) \times 340\right) = 220\ kN \end{cases}$$

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s = 112.2 + 220 = 332\ kN$$

محاسبات ۸۳- پایه ۲و پایه ۳

در یک تیر مستطیلی با عرض ۳۵ سانتیمتر و عمق موثر ۵۰ سانتیمتر، از خاموت های بسته $\varphi 10@25\ cm$ بصورت مایل با زاویه ۶۰ درجه و نیز از خاموت های بسته $\varphi 12@25\ cm$ بصورت قائم استفاده شده است. مقاومت برشی نهایی مقطع این تیر چقدر است؟

$$f_c = 300\frac{kg}{cm^2} \quad , \quad f_y = 3000\frac{kg}{cm^2}$$

پاسخ:

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{f_c'}bd\right) \\ \varphi V_s = 0.75\left(\dfrac{d}{s}A_v F_{yt}\right)(\sin 60 + \cos 60) + 0.75\left(\dfrac{d}{s}A_v F_{yt}\right) \end{cases}$$

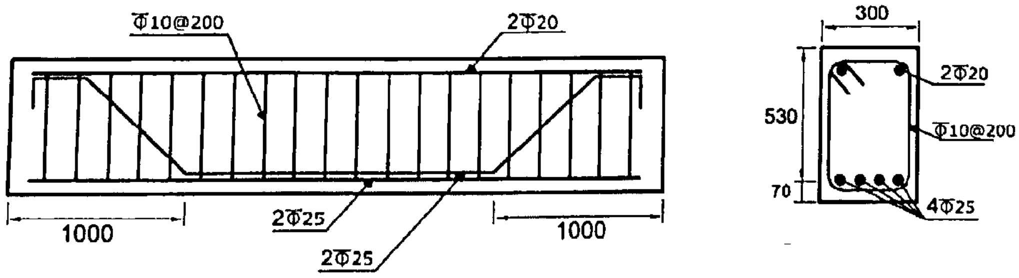
$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{30} \times 350 \times 500\right) = 122.2\ kN \\ \varphi V_s = 0.75\left(\dfrac{500}{250}(2\pi \times 5^2) \times 300\right)\left(\dfrac{\sqrt{3}}{2} + \dfrac{1}{2}\right) + 0.75\left(\dfrac{500}{250}(2\pi \times 6^2) \times 300\right) = 198\ kN \end{cases}$$

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s = 122.2 + 198 = 320.2\ kN = 32\ ton$$

محاسبات ۹۵

۳۳-در یک تیر بتنی پیش‌ساخته با مقطع نشان داده شده، برای تأمین مقاومت برشی کافی دو عدد از چهار میلگرد Φ25 در فاصله یک متری از تکیه‌گاه با زاویه 45 درجه خم شده‌اند. نیروی برشی مقاوم مقطع (بدون درنظر گرفتن اثر خمش و نیروی محوری) در ناحیه خم برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فولاد میلگردها S400 و بتن C25 است. ابعاد روی شکل برحسب میلی‌متر است).

۱) 416 ۲) 436 ۳) 498 ۴) 505



مقاومت برشی بتن:

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{f_c'}bd\right) \\ \varphi V_s = 0.75\left(\frac{d}{s}A_vF_{yt}\right) + Min\begin{cases} 0.75\left(A_vF_y\right)\sin 45 \\ 0.75 \times \left(0.25 \times \sqrt{f_c'}b_wd\right) \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{25} \times 300 \times 530\right) = 101.4\ kN \\ \varphi V_s = 0.75\left(\frac{530}{200}(2 \times 3.14 \times 5^2) \times 400\right) + Min\begin{cases} 0.75\left((2 \times 3.14 \times 12.5^2) \times 400\right) sin\,45 \\ 0.75 \times \left(0.25 \times \sqrt{25} \times 300 \times 530\right) \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 101.4\ kN \\ \varphi V_s = 124.8\ kN + Min\begin{cases} 208.1\ kN \\ 149\ kN \end{cases} = 273.8\ kN \end{cases}$$

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_{s1} + \varphi V_{s2} = 101.4 + 273.8 = 375.2\ kN$$

محاسبات ۸۷

۴۰- مقطعی از یک تیر بتن آرمه مفروض است. در این مقطع، برای تحمل برش از تعدادی آرماتور موازی، که همگی در فاصله ای یکسان از تکیه گاه خم شده اند، استفاده می شود. ارتفاع موثر مقطع برابر با 600 میلیمتر، عرض مقطع برابر با 400 میلیمتر، زاویه آرماتورهای خم شده به بالا نسبت به افق برابر با 45 درجه، مقاومت مشخصه آرماتور های خم شده به بالا برابر با $340MP_a$، مقاومت مشخصه بتن برابر با $25MP_a$ و قطر آرماتور خم شده به بالا برابر با 12 mm است. V_c و V_s به ترتیب از راست به چپ برابرند با:

۱) 144 KN و 23 KN ۲) 144 KN و 138 KN

۳) 54 KN و 23 KN ۴) 0.6 KN و 216 K.N

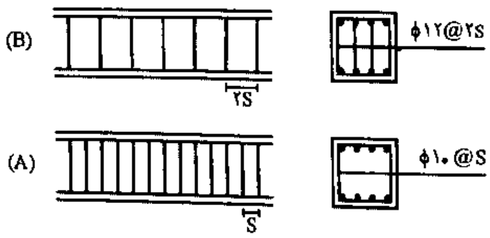
بر اساس ACI-318-19:

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{f_c'}bd\right) \\ \varphi V_s = Min\begin{cases} 0.75\left(A_vF_y\right)\sin 45 \\ 0.75 \times \left(0.25 \times \sqrt{f_c'}b_wd\right) \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \varphi V_c = 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{25} \times 400 \times 600\right) = 153\ kN \\ \varphi V_s = Min\begin{cases} 0.75\left((3.14 \times 6^2) \times 340\right) sin\,45 = 20.4\ kN \\ 0.75 \times \left(0.25 \times \sqrt{25} \times 400 \times 600\right) = 225\ kN \end{cases} = 20.4\ kN \end{cases}$$

۳ـ دو طرح (A) و (B) برای خاموت‌گذاری برشی یک تیر بتن آرمه پیشنهاد شده است. مقاومت تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی در طرح (B) چند برابر مقاومت مربوطه در طرح (A) خواهد بود؟

(مهندسی عمران ۸۱)



۱) $\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = ۱/۰$

۲) $\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = ۱/۳۱$

۳) $\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = ۱/۴۳۹$

۴) $\frac{V_{SB}}{V_{SA}} = ۰/۶۹۴$

گزینه ۳

سراسری ۸۹

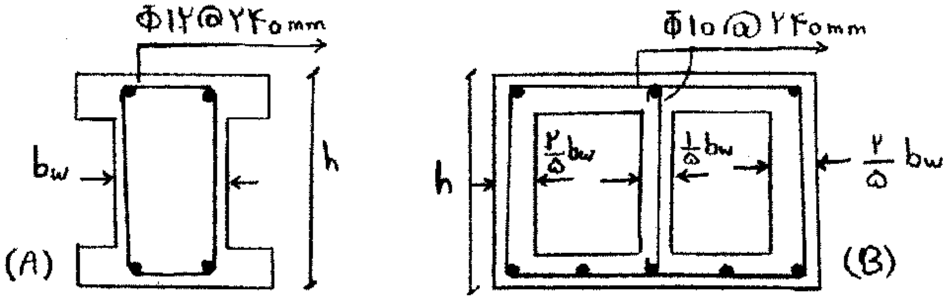
۱۱۴- دو مقطع A و B به صورت زیر می‌باشند. مطلوبست تعیین نسبت ظرفیت برشی مقطع A به مقطع B در صورتی‌که مقاومت مشخصه فولاد و مقاومت مشخصه بتن در دو مقطع یکسان باشد؟

۱) $\frac{۱}{۲}$

۲) ۱

۳) ۲

۴) $\frac{۲}{۳}$



در هر دو مقطع مقاومت برشی بتن یکسان است. چون مساحت جان آنها یکسان است.

مقاومت برشی خاموت دو مقطع نیز برابر است با:

$$V_{SA} = \frac{d}{s}A_v = \frac{d}{240} \times (2\pi \times 6^2) = 0.942d$$

$$V_{SB} = \frac{d}{s}A_v = \frac{d}{240} \times (3\pi \times 5^2) = 0.981d$$

که تقریبا برابر هستند.

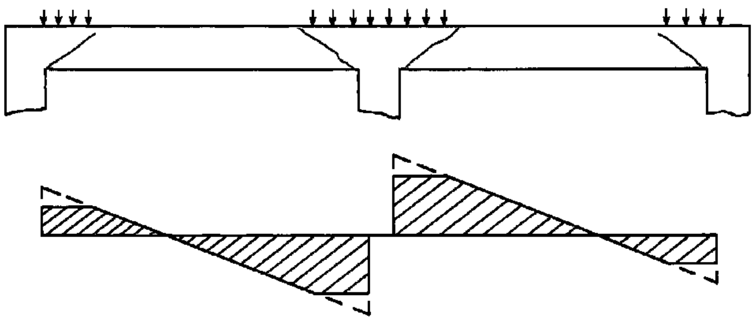
٤-٧- مقطع بحرانی کنترل برش

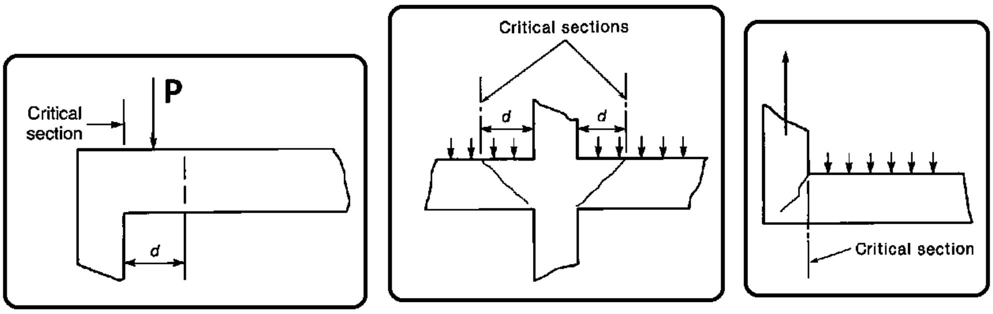
7.4.3 *Factored shear*

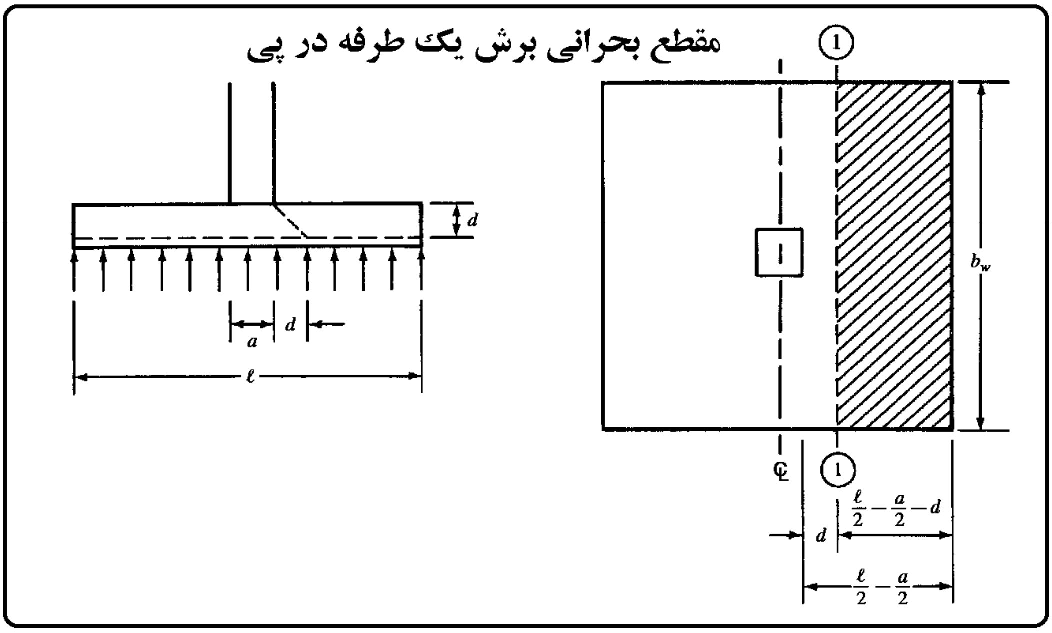
7.4.3.1 For slabs built integrally with supports, V_u at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

7.4.3.2 Sections between the face of support and a critical section located d from the face of support for nonprestressed slabs or $h/2$ from the face of support for prestressed slabs shall be permitted to be designed for V_u at that critical section if (a) through (c) are satisfied:

(a) Support reaction, in direction of applied shear, introduces compression into the end region of the slab
(b) Loads are applied at or near the top surface of the slab
(c) No concentrated load occurs between the face of support and critical section







آزاد ۸۵

۱۱۸- در یک تیر ساده با طول ۱۰ متر و عمق مؤثر ۱۰۰ سانتیمتر و بار نهایی گسترده ۲۰ KN.m برش نهایی طراحی برابر است با:

۱) ۸۰ KN ۲) ۱۰۰ KN ۳) ۲۰۰ KN ۴) ۱۲۰ KN

گزینه ۱

۴-۸- فواصل آرماتورهای عرضی

برای اطمینان از اینکه ترک های مایل (ناشی از برش) به تعداد کافی آرماتورهای عرضی را قطع کند، فواصل ارماتورهای عرضی از یک حدی نباید بیشتر باشد.

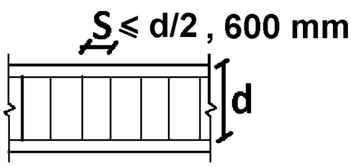
9.7.6.2 *Shear*

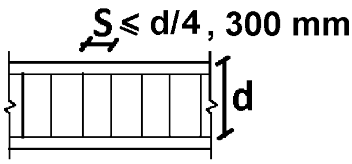
9.7.6.2.1 If required, shear reinforcement shall be provided using stirrups, hoops, or longitudinal bent bars.

9.7.6.2.2 Maximum spacing of legs of shear reinforcement along the length of the member and across the width of the member shall be in accordance with Table 9.7.6.2.2.

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of legs of shear reinforcement

Required V_s		Maximum s, in.			
		Nonprestressed beam		Prestressed beam	
		Along length	Across width	Along length	Across width
$\le 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		600			
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_w d$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300			





9.7.6.2.3 Inclined stirrups and longitudinal bars bent to act as shear reinforcement shall be spaced so that every 45-degree line, extending ***d*/2** toward the reaction from mid-depth of member to longitudinal tension reinforcement, shall be crossed by at least one line of shear reinforcement.

۹-۴- حداقل حجم آرماتور برشی

علاوه بر کنترل حداکثر فواصل، حجم آرماتور عرضی برشی نیز باید از یک حد مشخصی کمتر نباشد.

- با توجه به بند زیر از ACI-318-19 در صورتی که نیروی برشی وارد بر تیر (Vu) کمتر از $0.083\varphi\lambda\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، نیازی به قرار دادن خاموت نخواهد بود. توجه شود که مقدار فوق در واقع برابر $\frac{\varphi V_c}{2}$ میباشد (البته در صورتی که مقاومت برشی بتن بر اساس رابطه تقریب محاسبه شود).
- در نقاطی از تیر که برش وارد بر تیر بیشتر از نصف مقاومت برشی بتن باشد ($V_u > 0.083\varphi\lambda\sqrt{f_c'}b_w d$) باید از آرماتور برشی استفاده شود و مقدار خاموت قرار داده شده نیز نباید کمتر از آرماتور حداقل برشی باشد.

CHAPTER 9—BEAMS

9.6—Reinforcement limits

9.6.3 *Minimum shear reinforcement*

9.6.3.1 For nonprestressed beams, minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.083\,\phi\lambda\sqrt{f_c'}\,b_w d$ except for the cases in Table 9.6.3.1. For these cases, at least $A_{v,min}$ shall be provided where $V_u > \phi V_c$.

Table 9.6.3.1—Cases where $A_{v,min}$ is not required if $V_u \leq \phi V_c$

Beam type	Conditions
Shallow depth	$h \leq 250$ mm
Integral with slab	$h \leq$ greater of $2.5t_f$ or $0.5b_w$ and $h \leq 600$ mm
Constructed with steel fiber-reinforced normalweight concrete conforming to 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(i), and 26.12.7.1(a) and with $f_c' \leq 40$ MPa	$h \leq 600$ mm and $V_u \leq \phi 0.17\sqrt{f_c'}b_w d$
One-way joist system	In accordance with 9.8

مثال: در یک تیر بتنی با مشخصات زیر نیروی برشی چقدر باید باشد تا بتوان در داخل تیر خاموت قرار نداد؟

b=400 mm, h=500 mm, d=430 mm, C25, S400

$$V_u \leq 0.083 \times 0.75 \times \sqrt{25} \times 400 \times 430 = 53.5\,kN = 5\,ton$$

- نرم افزار ETABS در برخی تیرها آرماتور برشی محاسبه شده را برابر صفر نشان میدهد که نشان میدهد در آن تیر نیروی برشی ناچیز بوده و به لحاظ آیین نامه ای نیاز به خاموت ندارد.
- توجه شود که در تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه در دو انتهای تیر در طول ناحیه بحرانی (به طول 2h) باید از تنگ بسته استفاده شود (به لحاظ شکل پذیری). بنابراین چه نیاز به خاموت برشی باشد و چه نباشد، قرار دادن یک کادر بسته الزامی است. در صورتی که در تیر خاموت قرار ندهیم، اجرای آرماتورهای طولی شاید با مشکل مواجه شود. بنابراین مهندسین در تمامی تیرها از خاموت استفاده میکنند (حتی اگر به لحاظ محاسبات برش نیاز نباشد).

در بند زیر آرماتور برشی حداقل مد نظر آیین نامه ارائه شده است.

9.6.3.4 If shear reinforcement is required and torsional effects can be neglected according to 9.5.4.1, $A_{v,min}$ shall be in accordance with Table 9.6.3.4.

Table 9.6.3.4—Required $A_{v,min}$

Beam type	$A_{v,min}/s$			
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c}\dfrac{b_w}{f_{yt}}$		(a)
		$0.35\dfrac{b_w}{f_{yt}}$		(b)
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Lesser of:	Greater of:	$0.062\sqrt{f'_c}\dfrac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
			$0.35\dfrac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
		$\dfrac{A_{ps}f_{pu}}{80 f_{yt} d}\sqrt{\dfrac{d}{b_w}}$		(e)

مثال: در یک تیر بتنی با مشخصات زیر حداقل قطر خاموت لازم را با فرض اینکه خاموت حداقل لازم باشد را بدست آورید.
فرض کنید فواصل خاموتها از هم برابر s=200 mm باشد. رده میلگردهای برشی عرضی S300 فرض شود.

b=400 mm, h=500 mm, d=430 mm, C25, s=200 mm

$$\frac{A_v}{s} = Max\begin{cases} 0.062\sqrt{f'_c}\dfrac{b_w}{F_{yt}} \\ 0.35\dfrac{b_w}{F_{yt}} \end{cases} \rightarrow \frac{A_v}{200} = Max\begin{cases} 0.062\sqrt{25}\dfrac{400}{300} = 0.413 \\ 0.35\dfrac{400}{300} = 0.4666 \end{cases} \rightarrow A_v = 93.33\ mm^2$$

$$\rightarrow 2\pi r^2 = 93.33 \rightarrow r = 3.855\ mm \rightarrow d_b = 7.71\ mm \rightarrow \varphi 8@200$$

۴-۱۰- حداکثر حجم آرماتور برشی

در مواردی که نیروی برشی وارد بر تیر (Vu) مقدار بزرگ و قابل توجهی باشد، خاموت لازم برای تیر نیز افزایش میابد. برای مثال فرض کنید برش وارد بر تیر Vu=500 kN باشد و مقاومت برشی بتن در تیر برابر $\varphi V_c = 150\ kN$ باشد. در این حالت بتن به تنهایی قادر به تحمل برش نخواهد بود و اضافه برش را خاموت باید تحمل کنید:

$$V_u \le \varphi V_c + \varphi V_s$$

با افزایش Vu باید حجم خاموت نیز افزایش یابد تا تیر بتواند اضافه برش را تحمل کند.
در این رابطه محدودیت داریم و نمی توان تا هر حدی دلخواهی اضافه برش را با افزودن خاموت تامین کرد.
در بند زیر این محدودیت مطرح شده است.

22.5—One-way shear strength

22.5.1 *General*

22.5.1.1 Nominal one-way shear strength at a section, V_n, shall be calculated by:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (22.5.1.1)$$

22.5.1.2 Cross-sectional dimensions shall be selected to satisfy Eq. (22.5.1.2).

$$V_u \le \phi(V_c + 0.66\sqrt{f_c'}\, b_w d) \qquad (22.5.1.2)$$

22.5.1.3 For nonprestressed members, V_c shall be calculated in accordance with 22.5.5.

مثال: در یک تیر بتنی با مشخصات b=400 mm, h=500 mm, d=430 mm, C25, s=200 mm مقادیر زیر را تعیین کنید:

۱- مقاومت برشی بتن φV_c
۲- حداکثر نیروی برشی Vu که میتوان به تیر وارد کرد
۳- حداکثر مقاومت برشی آرماتورهای عرضی φV_s

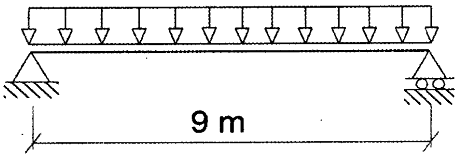
$$\varphi V_c = \varphi 0.17\sqrt{f_c'} b_w d = 0.75 \times 0.17\sqrt{25} \times 400 \times 450 = 114.75\ kN$$
$$\varphi V_{n-max} = \varphi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c'} b_w d\right) = 0.75 \times 0.83\sqrt{25} \times 400 \times 450 = 560.25\ kN$$

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s \rightarrow \qquad 560.25 = 114.75 + \varphi V_s \quad \rightarrow \quad \varphi V_s = 0 = 445.5\ kN$$

- نیروی برشی وارد بر تیر فوق نباید از 560.25 kN فراتر رود. در غیر این صورت باید ابعاد مقطع تیر افزایش یابد. با افزایش ابعاد مقطع تیر (b و d) مقاومت برشی بتن تیر و نیز حداکثر مقاومت برشی مجاز تیر نیز افزایش میابند.

محاسبات ۹۷

۵۵- یک تیر دو سر ساده بتن‌آرمه پیش‌ساخته با مقطع مستطیل شکل به طول دهانه 9 متر، عرض مقطع 400 mm و ارتفاع موثر مقطع 525 mm، تحت اثر بار گسترده یکنواخت مرده 20 kN/m (شامل وزن تیر) و بار گسترده یکنواخت زنده 15 kN/m قرار خواهد داشت. تعیین کنید به‌طور نظری حداقل در چند درصد از طول تیر باید آرماتور برشی قرار داده شود؟ (از مولفه قائم زلزله صرفنظر شود و نزدیکترین گزینه به پاسخ انتخاب گردد. همچنین بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S340 در نظر گرفته شود).



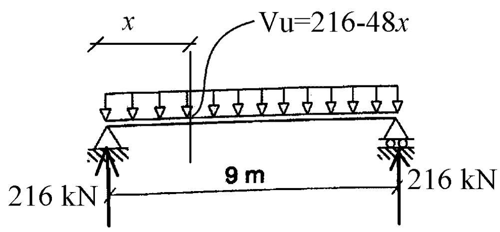
۱) 100 درصد
۲) 70 درصد
۳) 50 درصد
۴) 30 درصد

گزینه ۲

در نقاطی که برش ضریب دار وارد بر تیر (Vu) کمتر از نصف مقاومت برشی بتن تیر ($V_u < 0.083\varphi\sqrt{f_c'}b_w d$) باشد، نیاز به آرماتور برشی نخواهد بود.

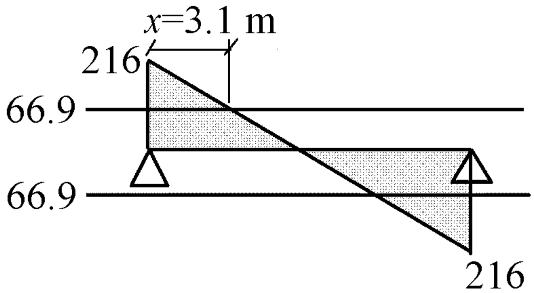
$$q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 48\frac{kN}{m}$$

$$(V_u = 216 - 48x) < \left(0.083\varphi\sqrt{f_c'}b_w d = 0.083 \times 0.75 \times \sqrt{25} \times 400 \times 525 = 66.9\ kN\right)$$
$$\rightarrow x = 3.106\ m$$



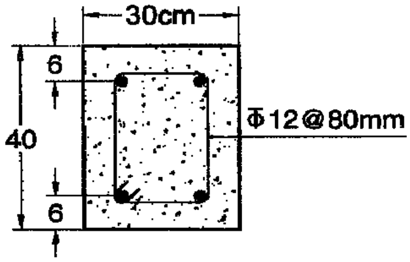
در ابتدا و انتهای تیر که برش وارد بیش از $66.9\ kN$ است باید آرماتور برشی قرار داده شود. بنابراین:

$$\text{درصدی از طول تیر که باید آرماتور برشی قرار داده شود} = \frac{2 \times 3.106}{9} = 0.69 = 69\%$$



محاسبات ۸۹

۳۶- نیروی برشی مقاوم مقطع تیر زیر که به صورت در جا بتن ریزی می‌شود، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌باشد؟ (f_{yv} =400 MPa , f_c =22.5 MPa)



۱) $V_r = 390$ kN
۲) $V_r = 373$ kN
۳) $V_r = 350$ kN
۴) $V_r = 327$ kN

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s$$
$$= 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{f_c'} bd\right) + 0.75 \left(\frac{d}{s} A_v F_{yt}\right)$$
$$= 0.75 \times \left(0.17 \times \sqrt{22.5} \times 300 \times 340\right) + 0.75 \left(\frac{340}{80}(2\pi \times 6^2) \times 400\right)$$
$$= 61.688\ kN + 288.25\ kN = 350\ kN$$

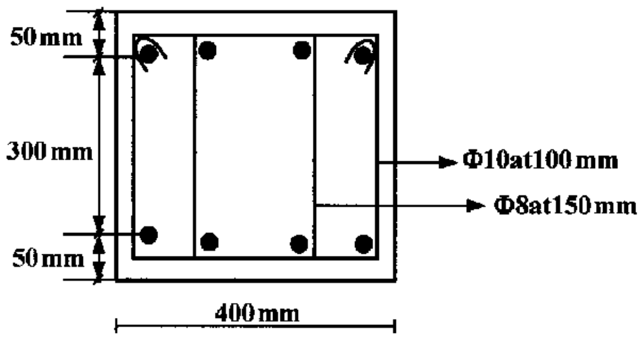
کنترل مقاومت برشی حداکثر:

$$V_u < \varphi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c} b_w d\right) = 0.75(82251 + 319327) = 301\ \ kN$$

بنابراین مقاومت مقطع برابر 301 kN می باشد.

محاسبات – ۹۱

۳۱- نیروی برشی مقاوم مقطع تیر روبه‌رو، چند kN است؟ (f_c = ۲۵MPa f_y = ۳۰۰MPa)



۱) ۱۹۲
۲) ۲۱۱
۳) ۲۱۹
۴) ۲۹۱

$$A_{\emptyset 10} = 78.5\ mm^2$$
$$A_{\emptyset 8} = 50.24\ mm^2$$

$$\left.\begin{aligned} V_c &= 0.17 \times \sqrt{25}(400 \times 350) = 119\ \text{kN} \\ V_s &= \left(\frac{78.5 \times 2}{100} + \frac{50.24 \times 2}{150}\right) \times 350 \times 300 = 235\ kN \end{aligned}\right\} V_n = 354\ kN \quad \rightarrow \quad \varphi V_n = 265\ kN$$

کنترل خاموت حداقل:

$$\left(\frac{A_v}{s} = \frac{2 \times 3.14 \times 5^2}{100} + \frac{2 \times 3.14 \times 4^2}{150} = 2.24\right)$$
$$> Max\left(0.062\sqrt{f_c'}\frac{b_w}{F_y} = 0.4, 0.35\frac{b_w}{F_y} = 0.46\right) \qquad OK$$

کنترل مقاومت برشی حداکثر:

$$V_u < \varphi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c} b_w d\right) = 0.75\left(119000 + 0.66\sqrt{25} \times 400 \times 350\right) = 436\ \ kN \qquad OK$$

کنترل فاصله خاموت ها:

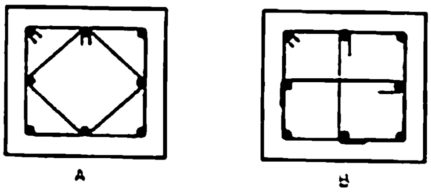
$$V_s = 235\ kN \nleq 0.33\sqrt{f_c} b_w d = 231 \qquad s < \frac{d}{4} = \frac{350}{4} = 87.5\ mm$$

فواصل خاموت ها بیش از مقدار مجاز است. بنابراین حداکثر مقاومت مجاز مقطع برابر است با:

$$\varphi V_n = \varphi(V_c + V_s) = \varphi(119 + 231) = 262.5\ kN$$

محاسبات ۹۲

۴۱- دوستون با مقاطع A و B مفروضند، اگر غیر از آرایش تنگها، سایر مشخصات (بارگذاری، ابعاد، رده بتن، سایز، تعداد و نوع میلگردها، فواصل تنگها و...) کاملاً یکسان باشند، درخصوص مقاومت برشی این دو ستون، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟



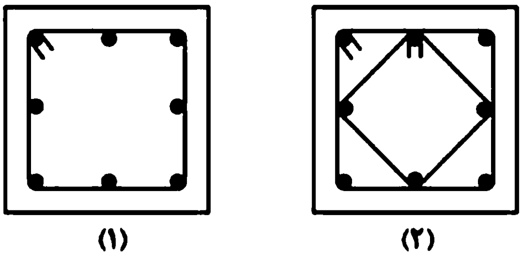
۱) مقاومت برشی هر دو ستون برابر است.
۲) مقاومت برشی ستون B بیش از ستون A می‌باشد.
۳) مقاومت برشی ستون A بیش از ستون B می‌باشد.
۴) مقاومت برشی هر دو ستون، فقط در بارگذاری‌های غیرلرزه‌ای برابر است.

گزینه ۳

$$(A_v)_A = 2\pi r^2 + 2\pi r^2 \sin 45 = 3.4\pi r^2$$
$$(A_v)_B = 3\pi r^2$$

سراسری ۹۷

۱۱۶- در دو مقطع بتن آرمه (۱) و (۲) ابعاد، قطر آرماتورهای طولی و عرضی و فواصل خاموت‌گذاری یکسان است. در مقطع (۱) از یک خاموت بسته مربعی و در مقطع (۲) از دو خاموت بسته مربعی مطابق شکل استفاده شده است. نسبت مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی (Vs) در مقطع (۲) به مقاومت برشی تأمین شده توسط آرماتورهای عرضی در مقطع (۱) حدوداً کدام است؟



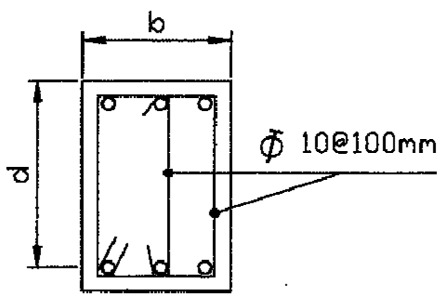
۱) ۱
۲) ۲
۳) ۱٫۴
۴) ۱٫۷

گزینه ۴

در مورد ساقهای مورب باید مولفه قائم آنها در نظر گرفته شود:

$$(A_v)_2 = 2\pi r^2 + 2\pi r^2 \sin 45 = 2\pi r^2 \times 1.7$$
$$(A_v)_1 = 2\pi r^2$$

۳۵- در صورتی که b=25 cm ، d=40 cm و $f_c = 25$ MPa و $f_y = 400$ MPa و از آرماتورهای برشی عمود بر محور تیر مطابق شکل استفاده شده باشد، نیروی برشی مقاوم مقطع برحسب کیلونیوتن به کدام گزینه نزدیک‌تر است.



۱) 385
۲) 400
۳) 350
۴) 420

محاسبات ۹۵

۲۳- در یک تیر بتن‌آرمه با آرماتور برشی، نیروی برشی مقاوم تمام عوامل به جز آرماتور برشی (V_c) نصف مقاومت ناشی از آرماتور برشی (V_s) می‌باشد. چنانچه فاصله آرماتورهای برشی در تیر به $\frac{2}{3}$مقدار قبلی آن کاهش یابد و مقررات آیین‌نامه رعایت شده باشد، نسبت نیروی برشی مقاوم تیر در این حالت به حالت قبلی به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟

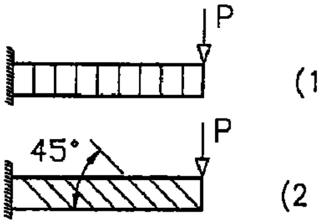
۱) 1.25 ۲) 1.33 ۳) 1.50 ۴) 1.75

گزینه ۲

$$V_n = V_c + V_s \qquad \begin{cases}(V_n)_I = V_c + V_s = 0.5V_s + V_s = 1.5V_s \\ (V_n)_{II} = V_c + V_s = 0.5V_s + \frac{3}{2}V_s = 2V_s\end{cases} \rightarrow \frac{(V_n)_{II}}{(V_n)_I} = \frac{2}{1.5} = 1.33$$

محاسبات ۸۹

۴۳- در یک تیر کنسول بتنی از آرماتورهای برشی مطابق شکل‌های ۱ و ۲ استفاده شده است. با فرض یکسان بودن A_v و S در هر دو حالت، نسبت نیروی برشی مقاوم آرماتورهای برشی حالت ۲ نسبت به حالت ۱ برابر است با :



۱) ۲/۰۰
۲) ۰/۷۱
۳) ۱/۰۰
۴) ۱/۴۱

گزینه ۴

$$Sin45 + Cos45 = 1.41$$

سراسری ۹۷

۱۱۹- در یک مقطع بتن مسلح، کدام‌یک از موارد زیر در مقاومت برشی تیر تأثیر چندانی ندارد؟

۱) درصد فولاد فشاری تیر

۲) درصد فولاد کششی تیر

۳) نیروی محوری در مقطع

۴) مقدار لنگر خمشی، M_u، وارد بر مقطع

با توجه به رابطه دقیق محاسبه مقاومت برشی بتن، گزینه ۱ صحیح است.

محاسبات ۹۷

۳۶- در یک تیر بتنی با مقطع مربعی شکل که تحت اثر برش و خمش قرار دارد، نسبت حداکثر نیروی برشی مقاوم تامین شده (قابل قبول) توسط فولادهای برشی به نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C30 و میلگردها از نوع S400 است. برای تعیین نیروی برشی مقاوم تامین شده توسط بتن استفاده از روابط با جزئیات دقیق‌تر مدنظر نیست).

۱) 5.25 ۲) 5.85 ۳) 4.0 ۴) 1.25

گزینه ۳

مقاومت برشی بتن:

$$\varphi V_c = \varphi 0.17\sqrt{f_c}b_w d = \varphi 0.17 \times \sqrt{f_c}b_w d$$

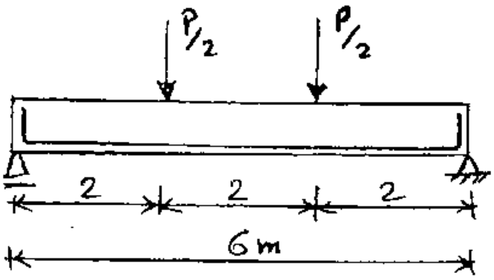
مقاومت برشی فولادهای برشی (حداکثر ممکن):

$$\varphi V_s = V_{max} - \varphi V_c = \varphi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c}b_w d\right) - \varphi V_c = \varphi 0.66\sqrt{f_c}b_w d$$

$$\frac{V_s}{V_c} = \frac{0.66}{0.17} = 3.88$$

سراسری ۹۲

۱۱۹- تیر بتن آرمه‌ی نشان داده شده در شکل زیر، مفروض است. لنگر مقاوم مقطع در تمام طول تیر ۶۰۰ kN.m و مقاومت برشی حداقل تیر بدون فولاد برشی $V_c = ۵۰\ kN$ است. برای افزایش مقاومت برشی تیر، دهانه‌های برش را تا حداکثر ممکن با خاموت برشی تقویت می‌کنیم. گزینه‌ی صحیح در این حالت، کدام است؟



۱) بار گسیختگی کل تیر از ۱۰۰ kN به ۳۰۰ kN افزایش پیدا می‌کند.
۲) بار گسیختگی کل تیر از ۱۰۰ kN به ۵۰۰ kN افزایش پیدا می‌کند.
۳) بار گسیختگی کل تیر از ۱۰۰ kN به ۶۰۰ kN افزایش پیدا می‌کند.
۴) بار گسیختگی کل تیر تفاوتی نمی‌کند، چون در وسط دهانه برش صفر بوده و خمش حاکم است.

گزینه ۲

حداکثر برش در تیر برابر است با: $V_u = \frac{P}{2}$

قبل از تقویت بار گسیختگی برابر است با:

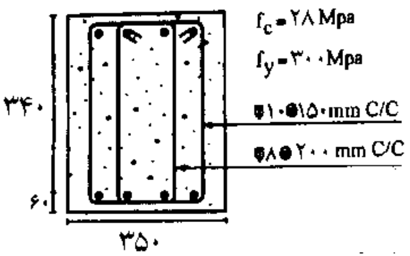
$$\frac{P}{2} < V_c = 50\ kN \quad \rightarrow \quad P < 100\ kN$$

پس از تقویت مقاومت برشی تیر حداکثر برابر $V_n = 5V_c = 250\ kN$ خواهد بود و بنابراین بار گسیختگی برابر است با:

$$\frac{P}{2} < 250\ kN \quad \rightarrow \quad P < 500\ kN$$

مقاومت برشی طراحی مقطع نشان داده شده در شکل زیر چقدر می‌باشد: (براساس آیین نامه آبا)

(مهندسی عمران آزاد ۸۳)



۱) ۱۹۵/۴ kN
۲) ۱۸۲/۴ kN
۳) ۱۶۶/۴ kN
۴) ۲۱۶/۸ kN

حداکثر فاصله خاموت ها در تیر d/2=340/2=170 mm می باشد و بنابراین در محاسبه مقاومت برشی باید از آرماتور عرضی $\varphi 8@200$ صرف نظر شود:

$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s = 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{28} \times 350 \times 340 + 0.75 \times \frac{340}{150} \times 2 \times \pi \times 5^2 \times 300$$
$$= 80.2 + 80.07 = 160\ kN$$

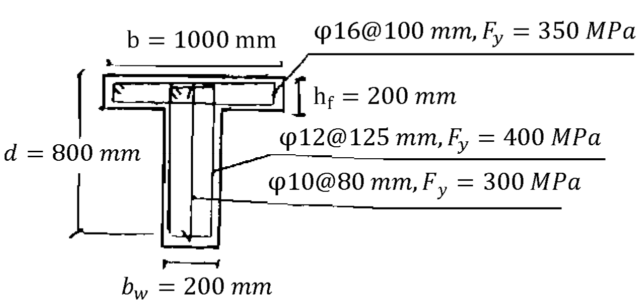
۳۴- علت اصلی محدودیت حداکثر آرماتور برشی در اعضای بتن مسلح چیست؟ (مهندسی عمران آزاد ۸۱)

۱) جلوگیری از شکست برشی ـ کششی
۲) جلوگیری از شکست برشی ـ فشاری
۳) جلوگیری از تراکم آرماتور برشی
۴) کاهش هزینه‌ها و ارائه طرح بهینه

گزینه۲

سراسری ۸۱

۱۰- در تیر مقابل با فولادگذاری برشی نشان داده شده، ظرفیت برشی فولادهای برشی به صورت تئوریک کدام است؟ ($\phi_s = 1/0$ منظور شود)



۱) ۸۱۴ kN
۲) ۵۷۸ kN
۳) ۱۰۲۵ kN
۴) ۱۹۴۰ kN

$$V_s = \sum \frac{A_v}{s} dF_y = \left(\frac{78.5 \times 1}{80} \times 800 \times 300\right) + \left(\frac{113 \times 2}{125} \times 800 \times 400\right) = 814\ kN$$

توجه: تنها آرماتورهای عرضی که در کل ارتفاع مقطع ادامه یافته اند باید در محاسبه مقاومت برشی منظور شوند.

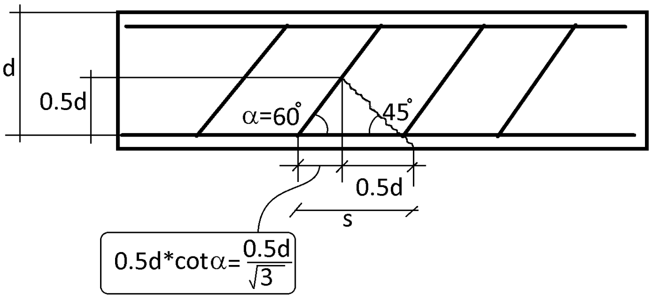
سراسری ۹۸

۱۲۳- اگر در یک تیربتن مسلح با ارتفاع مؤثر مقطع d از فولادهای برشی مایل با زاویهٔ ۶۰° نسبت به فولادهای خمشی طولی استفاده شود حداکثر گام افقی S برای فولادهای برشی با فرض زاویه ترک ۴۵° کدام است؟

۱) $\frac{d}{2}(1+\frac{1}{\sqrt{3}})$
۲) $\frac{d}{2}(1+\frac{\sqrt{3}}{2})$
۳) $\frac{d}{2}(1+\sqrt{3})$
۴) $\frac{d}{2}$

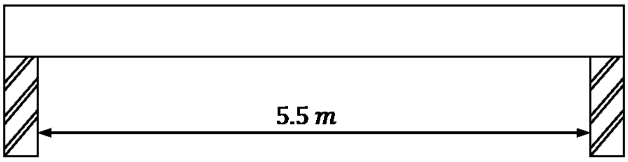
گزینه ۱

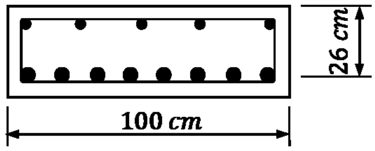
فاصله خاموت ها باید به گونه ای باشد که هر ترکی که از ناحیه کششی تیر شروع میشود، قبل از اینکه نصف ارتفاع موثر تیر را عبور کند، توسط یک خاموت مهار شود.



Example:

The simply supported beam shown below is loaded by a service dead load of 40 KN/m, and a uniformly distributed service live load of 25 KN/m. Design vertical stirrups for this beam. The concrete strength is 25 MPa, and the yield strength of the stirrups is 412 MPa.



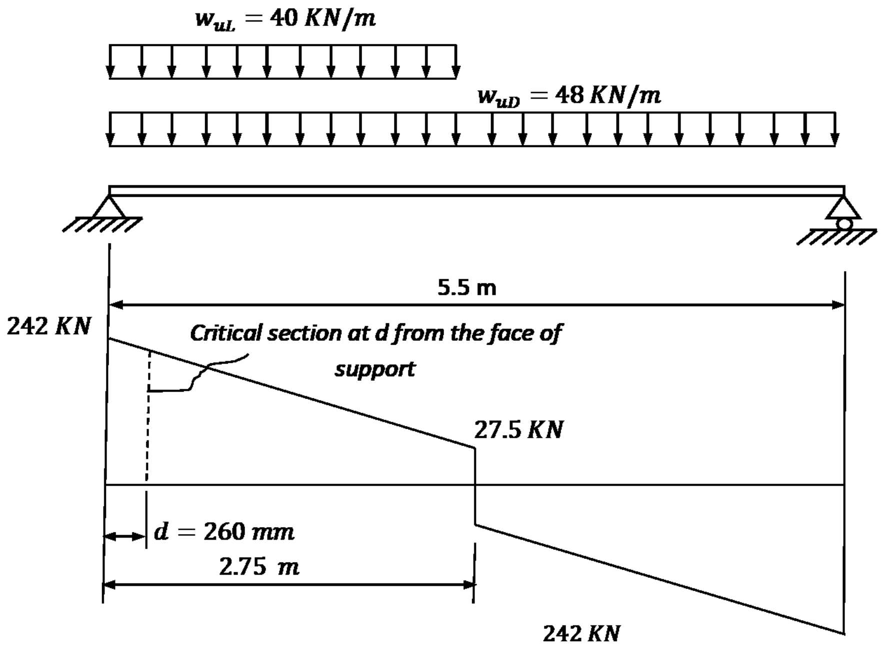


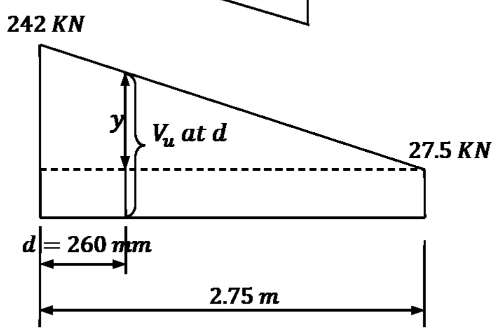
Solution:

$w_{uD} = 1.2 \cdot 40 = 48 \quad KN/m,\qquad\qquad w_{uL} = 1.6 \cdot 25 = 40 \quad KN/m$

$$V_u \text{ at face of support} = \frac{wl}{2} = \frac{(48+40) \cdot 5.5}{2} = 242\ KN,$$

$$V_u \text{ at midspan} = \frac{w_{uL} l}{8} = \frac{40 \cdot 5.5}{8} = 27.5\ KN,$$





Critical section at $d = 260\ mm$ from the face of support.

V_u at $d = 260\ mm.$

$$\frac{242 - 27.5}{2.75} = \frac{y}{2.75 - 0.26} \longrightarrow y = 194.22\ KN$$

$$V_u = y + 27.5 = 194.22 + 27.5 = 221.72\ KN$$

$$V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot \sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 260 \cdot 10^{-3} = 216.67\ KN.$$

Check for section dimensions:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{221.72}{0.75} - 216.67 = 79\ KN.$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{2}{3}\sqrt{25} \cdot 1000 \cdot 260 \cdot 10^{-3} = 866.67\ KN$$

$V_s = 79\ KN < V_{s,max} = 866.67\ KN \quad - \textit{the section is large enough.}$

Check for $V_{s,min}$:

$$A_{v,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad \textit{but not less than}$$

$$A_{v,min} = \frac{1}{3}\frac{b_w s}{f_{yt}}, \qquad - control \qquad \left(\frac{1}{16}\sqrt{f_c'} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3}\right)$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{25}\cdot 1000\cdot 260\cdot 10^{-3} = 81.25\ KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3}b_w d = \frac{1}{3}1000\cdot 260\cdot 10^{-3} = 86.67\ KN \qquad - control$$

$$\phi V_c < V_u \le \phi(V_c + V_{s,min})$$

$$0.75(216.67) = 162.5\ KN < V_u = 221.72\ KN < 0.75(216.67 + 86.67) = 227.51\ KN$$

Or $V_s = 79\ KN < V_{s,min} = 86.67\ KN$ – Case III

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w}{f_{yt}} \qquad \textit{but not less than} \qquad \frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{3}\frac{b_w}{f_{yt}},$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{16}\sqrt{25}\frac{1000}{412} = 0.7585$$

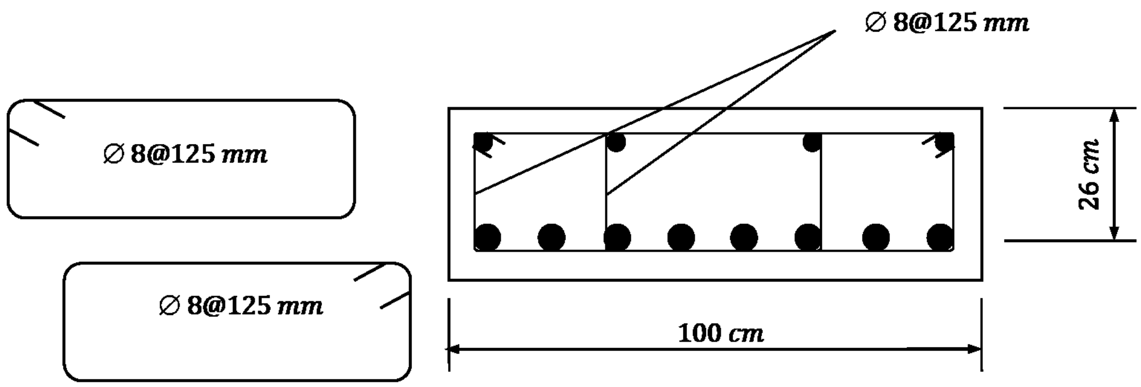
$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{1}{3}\times\frac{1000}{412} = 0.80906 \quad - control$$

Use stirrups 2U-shape (4-leg stirrups) $\varnothing\, 8\ mm$ with $A_v = 4\cdot 50.27 = 201.1\ mm^2$

$$\frac{201.1}{s} = \ = 0.80906 \qquad \Rightarrow \qquad s = 248.6\ mm$$

$$s_{max} \le 600\ mm, \qquad s_{max} \le \frac{d}{2} = \frac{260}{2} = 130\ mm - control$$

Take 2U-shape (4-leg stirrups) $\varnothing\, 8@125\ mm < s_{max} = 130\ mm$



۴-۱۱- تیرهای عمیق

9.9—Deep beams

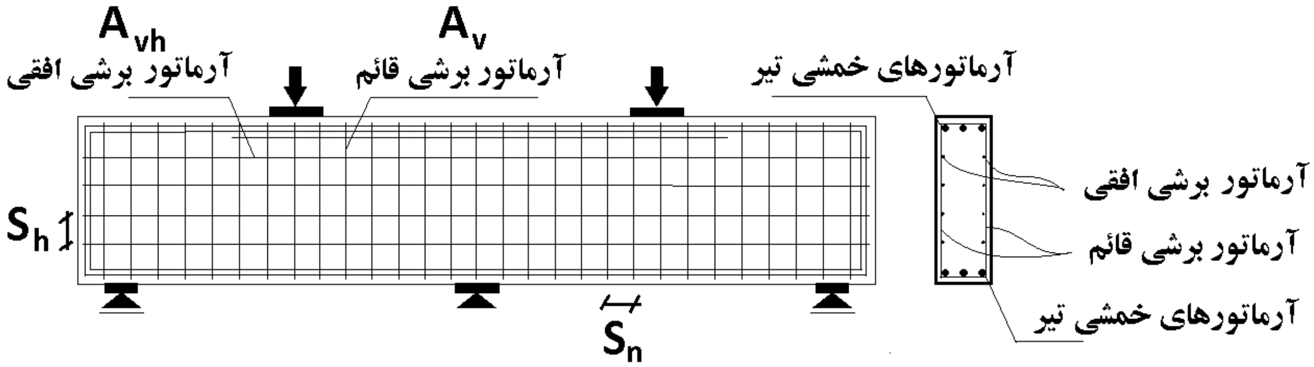
9.9.1 *General*

9.9.1.1 Deep beams are members that are loaded on one face and supported on the opposite face such that strut-like compression elements can develop between the loads and supports and that satisfy (a) or (b):

(a) Clear span does not exceed four times the overall member depth ***h***

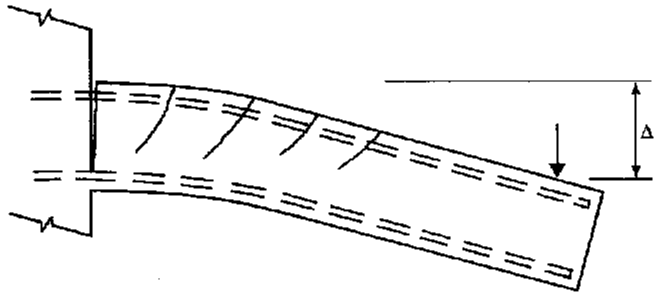
(b) Concentrated loads exist within a distance **2*h*** from the face of the support

9.9.1.2 Deep beams shall be designed taking into account nonlinear distribution of longitudinal strain over the depth of the beam.

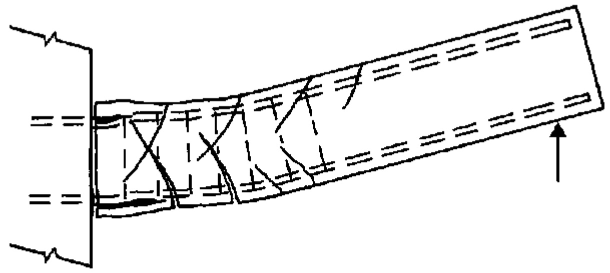


۵-ضوابط لرزه ای تیرها

به شکل زیر توجه کنید. در اثر بارگذاری (برش و خمش) ترک های خمشی و برشی در تیر ایجاد می شود.
با تغییر جهت بار، ترکهای قبلی بسته شده و ترک های جدید ایجاد می شود.
پس از چندین بار تغییر جهت بار شکل ترک ها مانند شکل دوم خواهد شد.



ترک در تیر در اثر خمش تیر به سمت پایین



ترک در تیر در اثر خمش تیر به سمت بالا

سپس پوسته بتن خواهد ریخت. پس از ریزش پوسته بتن، میلگردهای طولی کمانش خواهند کرد مگر اینکه توسط تنگ بسته با فواصل مناسب مهار شده باشند.

۵-۱- لنگر خمشی محتمل

در محاسبات مربوط به طراحی لرزه ای تعاریف زیر لازم هستند:

- لنگر خمشی طراحی تیر:

$$\varphi M_n = \varphi A_s F_y Z = 0.9 A_s F_y Z$$

- لنگر خمشی اسمی تیر:

$$M_n = A_s F_y Z$$

- لنگر خمشی محتمل تیر:

$$M_{pr} = A_s (1.25 \times F_y) Z$$

در محاسبه لنگر خمشی محتمل (رابطه سوم) با توجه به اینکه احتمال دارد تنش در میلگردها از Fy فراتر رود (وارد ناحیه سخت شوندگی کرنش شود) تنش در میلگرد برابر 1.25Fy فرض میشود. اثرات سخت شوندگی کرنش در کرنش های زیاد موجب بالا رفتن تنش در میلگرد می شود. همچنین ممکن است تنش تسلیم واقعی میلگرد بیش از مقدار اسمی آن باشد.

در مثال زیر یک نمونه نحوه محاسبه لنگر مقاوم خمشی اسمی و محتمل نشان داده شده است

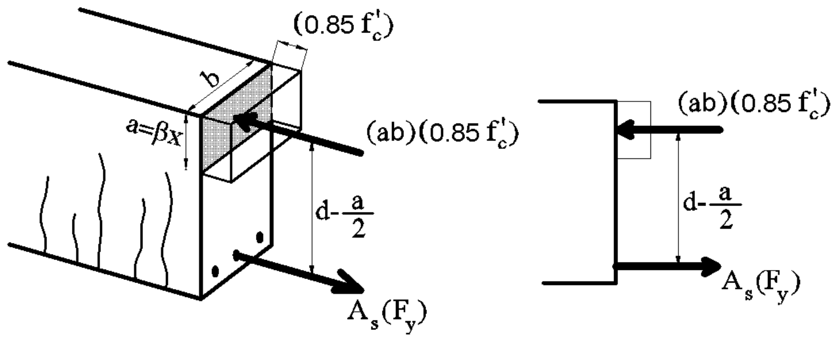
محاسبات ۹۷

۴۲- در یک تیر بتن‌آرمه در محاسبه لنگر خمشی مقاوم اسمی، عمق ناحیه فشاری ($\beta_1 x$) برابر 0.22d بدست آمده است که d فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی است. نسبت لنگر خمشی مقاوم محتمل به لنگر خمشی مقاوم اسمی برای این مقطع حدوداً چقدر خواهد بود؟

۱) 1.25 ۲) 1.21 ۳) 1.16 ۴) 1.10

گزینه ۲

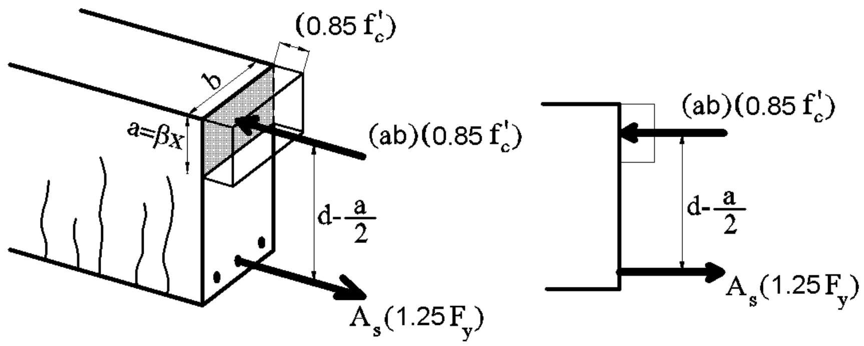
هنگام محاسبه مقاومت خمشی "اسمی"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:



$$A_s(F_y) = (ab)(0.85f_c') \quad \rightarrow \quad a = \beta x = \frac{A_s(F_y)}{(b)(0.85f_c')} = 0.22d$$

$$\rightarrow \quad M_n = A_s F_y Z = A_s F_y \left(d - \frac{0.22d}{2}\right) = A_s F_y (0.89d)$$

محاسبه مقاومت خمشی "محتمل"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:



$$A_s(1.25F_y) = (ab)(0.85f_c') \quad \rightarrow \quad a = \beta x = \frac{A_s(1.25F_y)}{(b)(0.85f_c')} = 1.25 \times 0.22d = 0.275d$$

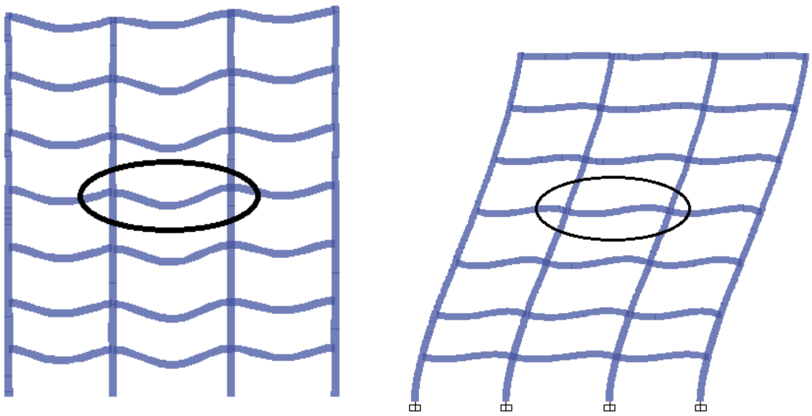
$$\rightarrow M_{pr} = A_s(1.25F_y)Z = A_s 1.25F_y \left(d - \frac{0.275d}{2}\right) = A_s F_y (1.0781d)$$

$$\frac{M_{pr}}{M_n} = \frac{1.0781}{0.89} = 1.21$$

- در موارد طراحی برش بر اساس ظرفیت خمشی (که در بند های بعدی آمده است) از لنگر محتمل استفاده خواهد شد.

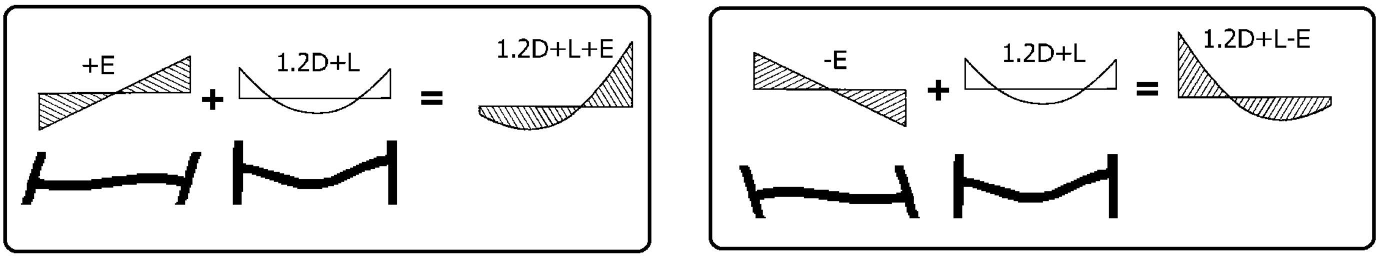
۲-۵- محاسبه نیروی برشی تیرهای قابهای خمشی بر اساس ظرفیت خمشی

قبل از بحث در رابطه با محاسبه نیروی برشی بر اساس ظرفیت تیر، به دیاگرام های لنگر تحت بارهای ثقلی و بارهای جانبی توجه نمایید:



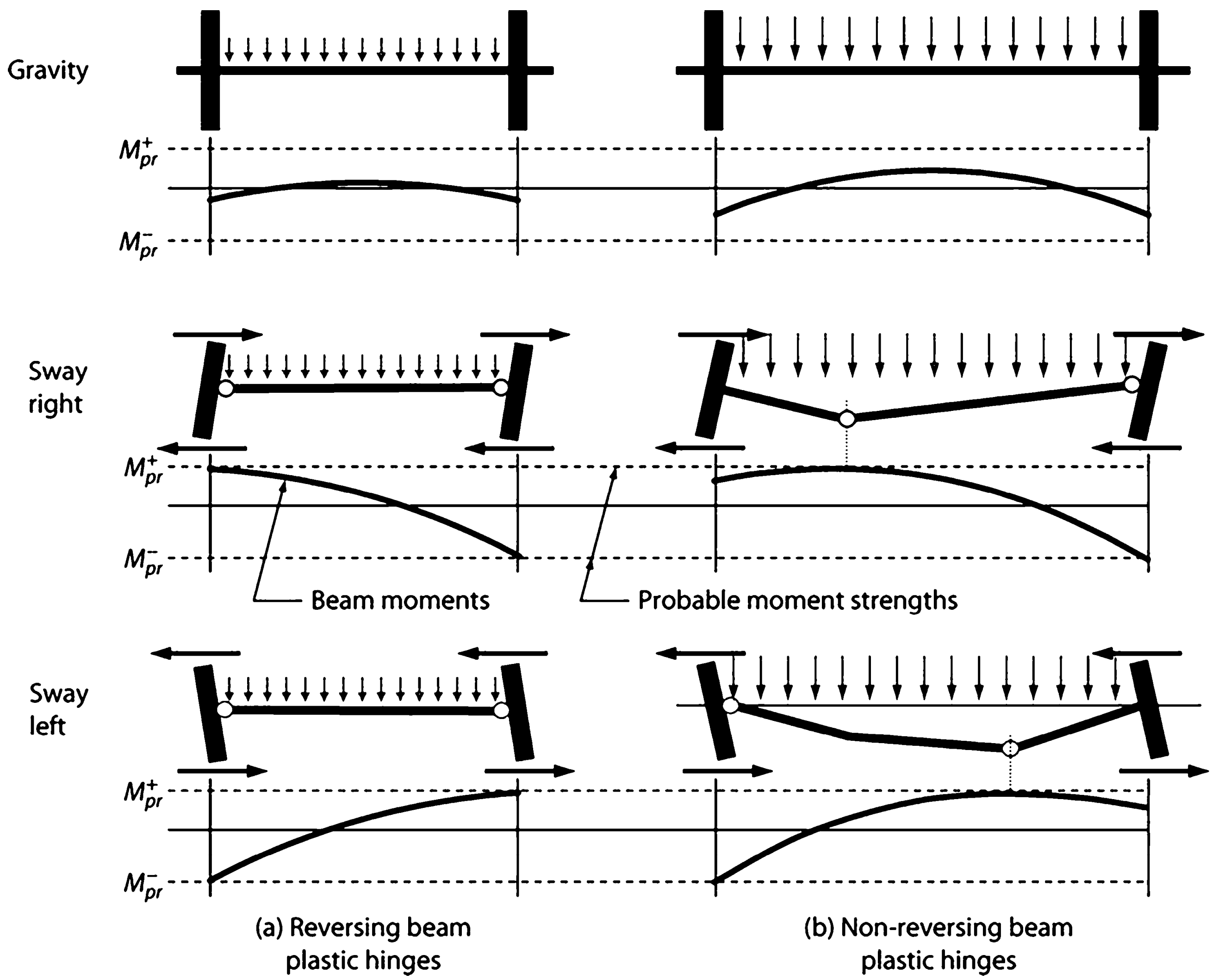
تغییر شکل تیرها تحت اثر بارهای ثقلی   تغییر شکل تیرها تحت اثر بارهای جانبی

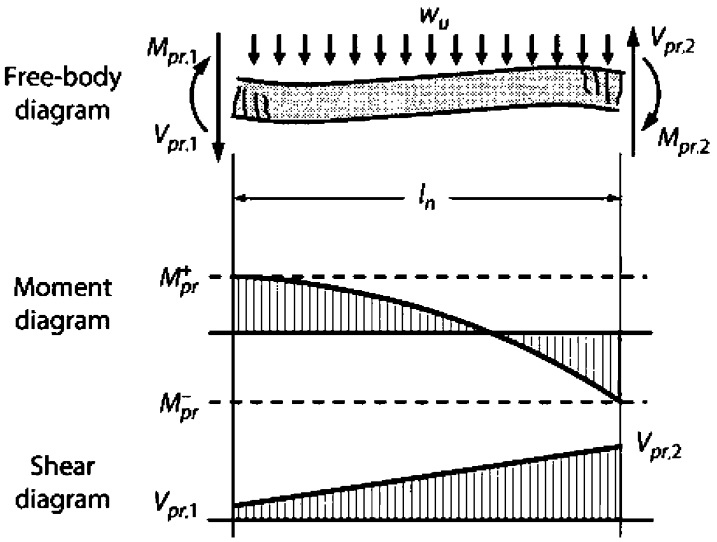
در شکل زیر دیاگرام لنگر ناشی از ترکیب بارهای 1.2D+L+E و نیز 1.2D+L-E ترسیم شده است:



- نتیجه: در زلزله های شدید، در تیر انحنای مضاعف خواهیم داشت. یعنی جهت لنگر در دو انتهای تیر مخالف هم خواهد بود.

به شکلهای زیر توجه کنید. در شکل سمت چپ یک تیر با دهانه و بار ثقلی متعارف نشان داده شده است. انتظار می رود لنگر حداکثر در دو انتهای تیر رخ دهد و انتظار می رود مفاصل پلاستیک (تحت همزمان بار ثقلی و لرزه ای) در دو انتهای تیر تشکیل شوند. ولی همیشه در تمامی تیرها اینچنین نیست. در تیرهای با دهانه بلند و بار ثقلی زیاد، مفاصل پلاستیک خمشی ممکن است به جای بر ستون، در طول تیر تشکیل شود (شکل سمت راست). تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق آنچه در شکل سمت راست مشاهده میکنید، برای تیرهای بتنی قابهای خمشی مورد پسند و توصیه نیست و باید اجتناب شود (چرا؟). در دو انتهای تیر در طول ناحیه بحرانی تیر طبق ضوابط آیین نامه ای از آرماتور گذاری عرضی ویژه استفاده میشود. در صورت تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیر (در طول ناحیه بحرانی) به جهت تمهیدات خاصی که برای آرماتورها در نظر گرفته شده است، یک رفتار شکل پذیر خواهیم داشت. ولی در خارج از ناحیه بحرانی به جهت عدم وجود میلگردهای عرضی ویژه رفتار شکل پذیر نخواهد بود. همچنین توجه شود که در صورت تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر (مطابق شکل سمت چپ) به جهت ماهیت رفت و برگشتی زلزله، جهت لنگر پلاستیک نیز تغییر میکند ولی در حالتی که مفصل پلاستیک (مطابق شکل سمت راست) در اثر بارهای ثقلی تشکیل میشود، لنگر به صورت یک جهت افزایش می یابد و مطلوب نیست. در شکل زیر ابتدا دو مفصل پلاستیک (وسط تیر + انتهای سمت راست تیر) تشکیل میشود. با تغییر جهت زلزله محل مفصل پلاستیک از انتهای سمت راست به انتهای سمت چپ منتقل میشود. در این حالت (شکل سمت راست) با تغییر جهت زلزله، جهت لنگر در انتهای تیر ثابت می ماند و تغییر نمیکند. در نتیجه با چند بار رفت و برگشت ناشی از زلزله تغییرشکلهای دورانی در محل مفصل پلاستیک حالت تجمعی پیدا میکنند و موجب گسیختگی میشوند.





اگر فرض شود که تیر در دو انتها به حداکثر ظرفیت خود (Mpr) رسیده است، با لنگر گیری حول سمت راست تیر خواهیم داشت:

$$\sum M_2 = 0 \quad \rightarrow \quad -V_{pr1} \times L_n - \frac{w_u L_n^2}{2} + M_{pr1} + M_{pr2} = 0 \quad \rightarrow V_{pr1} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} - \frac{w_u L_n}{2}$$

و با لنگر گیری حول سمت چپ تیر خواهیم داشت:

$$\sum M_1 = 0 \quad \rightarrow \quad -V_{pr2} \times L_n + \frac{w_u L_n^2}{2} + M_{pr1} + M_{pr2} = 0 \quad \rightarrow V_{pr2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{w_u L_n}{2}$$

V_{pr} برش سازگار با تشکیل مفاصل پلاستیک محتمل در دو انتهای تیر و بار ثقلی می باشد.

روابط فوق مقدار برشی را نشان میدهند که در لحظات نهایی شکست (که تیر در دو انتها تحت لنگر به ظرفیت نهایی خمشی خود رسیده است) تجربه می کند. در این روابط فرض شده است که:

- در لحظه نهایی شکست خمشی تیر در دو انتهای آن اتفاق می افتد.
- w_u تنها مربوط به بارهای ثقلی و با در نظر گرفتن اثر زلزله قائم می باشد.

اگر طراحی برشی با نیروی فوق انجام شود، طراح مطمئن خواهد بود که گسیختگی برشی پس از خرابی خمشی در دو انتهای تیر رخ خواهد داد. یعنی ابتدا تیر در دو انتها مفصل پلاستیک خمشی را تجربه خواهد کرد و پس از تشکیل مفاصل خمشی ممکن است دچار گسیختگی برشی شود.

سراسری ۹۵

۱۲۱- اگر در یک تیر از قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد با طول دهانه بین دو ستون برابر ۸ متر، مقادیر لنگر خمشی مقاوم محتمل منفی و مثبت در هر دو انتهای تیر به ترتیب برابر ۶۴۰ kN.m و ۴۰۰ kN.m و نیروی برشی نهایی تیر در لبه ستون حاصل از بارهای قائم برابر ۱۴۰ kN باشد، مقطع تیر باید برای چه نیروی برشی نهایی کنترل شود؟

۱) ۲۷۰

۲) ۲۲۰

۳) ۱۹۰

۴) ۱۷۰

گزینه ۱

$$V_u = \frac{M_{pr-left} + M_{pr-rigth}}{L_n} + V_{gravity} = \frac{640 + 400}{8} + 140 = 270\ kN$$

۱۷ـ مقاطع خمشی بتن آرمه را باید طوری طراحی کرد که: **(مهندسی عمران ۷۲)**

۱) گسیختگی خمشی و برشی هم‌زمان اتفاق بیفتد تا طرح اقتصادی باشد.

۲) گسیختگی برشی قبل از گسیختگی خمشی اتفاق بیفتد.

۳) گسیختگی خمشی قبل از گسیختگی برشی اتفاق بیفتد.

۴) گسیختگی خمشی و برشی با هم اتفاق نیفتد.

گزینه ۳

۳-۵- ضوابط طراحی برشی تیرهای با شکل پذیری متوسط

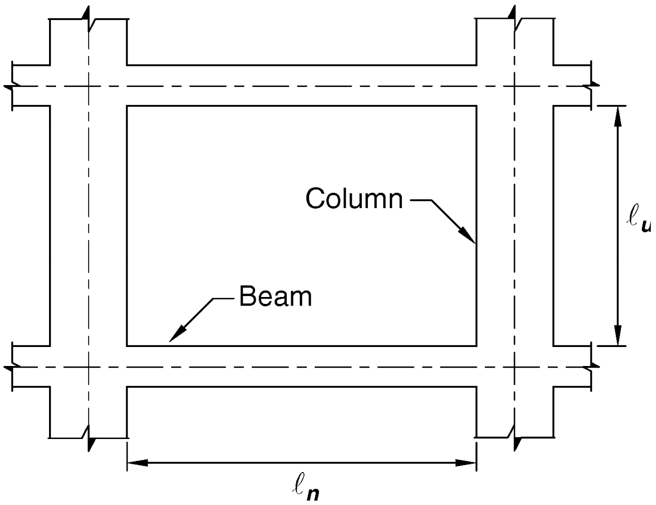
مطالب بند قبلی در آیین نامه به شکل زیر بیان شده است. ضوابط زیر مربوط به شکل پذیری متوسط می باشد.

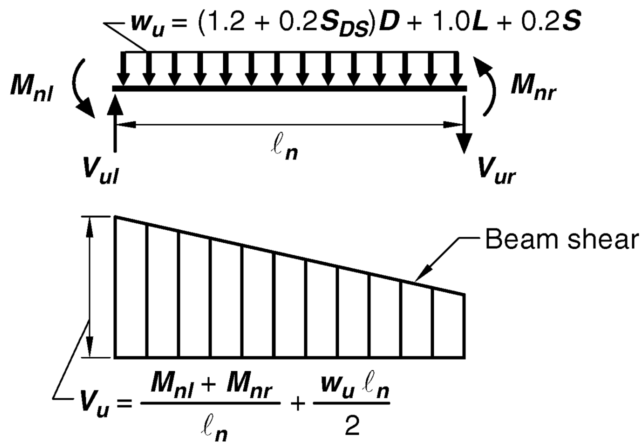
۹-۲۰-۵-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۴-۱ مقاومت برشی تیر، ϕV_n، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) زیر کم‌تر در نظر گرفته شود:

الف- مجموع نیروی برشی ایجاد شده در تیر در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و مولفه‌ی قائم زلزله و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهته در بر تکیه گاه‌ها؛

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله‌ی E، مقدار 2E جای‌گزین شده باشد.





از روابط فوق می توان نتیجه گرفت که در تیرهای قابهای شکل پذیری متوسط برش طراحی تیر باید بر اساس رابطه زیر بدست آید.

$$\text{شکل پذیری متوسط } V_u = Min \begin{cases} V_u = \dfrac{M_{nl} + M_{nr}}{L_n} + \dfrac{w_u L_n}{2} \\ V_u = 2(V_E) + \dfrac{w_u L_n}{2} \end{cases}$$

- در رابطه بالا:

V_E: برش وارد بر تیر تحت اثر زلزله های افقی می باشد و اگر استفاده از زلزله متعامد ضروری باشد، بر اساس $V_E = \pm V_{EX} \pm 0.3V_{EY}$ و نیز بر اساس $V_E = \pm V_{EY} \pm 0.3V_{EX}$ تعیین می شود.

M_{nl} و M_{nr}: مقاومت خمشی اسمی در دو انتهای تیر می باشد که مطابق شکل فوق برای یک انتها باید مقاومت خمشی اسمی مثبت و برای انتهای دیگر مقاومت خمشی اسمی منفی تیر لحاظ شود.

۹-۲۰-۵-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۳-۴-۱ در ستون‌ها مقاومت برشی مقطع، ϕV_n، نباید از کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) کم‌تر در نظر گرفته شود:

الف- نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و نیروی برشی متناظر با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی دو جهته، در هر امتداد. بار محوری ضریب‌دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیش‌ترین لنگر خمشی اسمی متناظر با آن حاصل گردد.

ب- حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار شامل زلزله که در آن‌ها به جای برش ناشی از زلزله، E، مقدار $E\Omega_0$ جای‌گزین شده باشد.

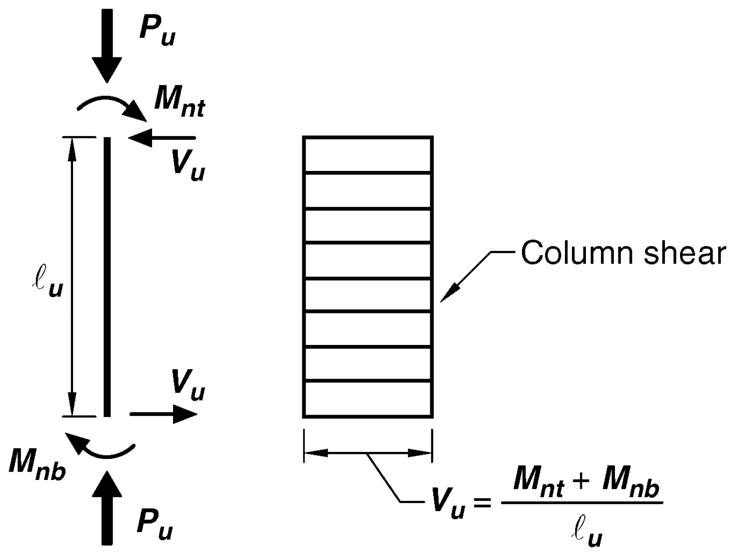


Fig. R18.4.2*—Design shears for intermediate moment frames.*

٤-٥- ضوابط طراحی برشی تیرها و ستونها با شکل پذیری ویژه

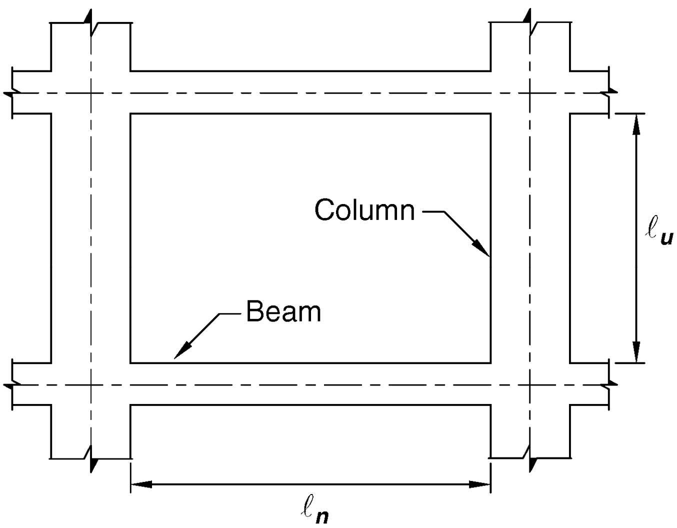
۹-۲۰-۶-۲-۴ برش در تیرهای با شکل پذیری زیاد

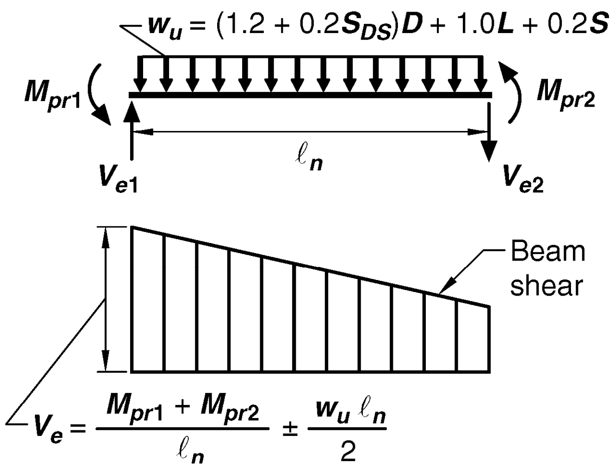
۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ نیروی برشی طراحی تیرها، V_e، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضریب‌دار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیر با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr}، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در تیر، بیش‌ترین مقدار باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۴-۲ در مواردی که هر دو شرط (الف) و (ب) زیر برقرار باشند، طراحی آرماتورهای عرضی در مناطق بحرانی بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۱، باید با فرض V_c برابر با صفر انجام شود:

الف- بخش لرزه‌ای برش محاسبه شده بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱، بزرگ‌تر یا مساوی نصف مقاومت برشی حداکثر در مناطق بحرانی باشد.

ب- بار محوری فشاری ضریب‌دار، P_u، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کم‌تر باشد.





از روابط فوق می توان نتیجه گرفت که در تیرهای قابهای شکل پذیری متوسط برش طراحی تیر باید بر اساس رابطه زیر بدست آید.

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{w_u L_n}{2} \quad \text{شکل پذیری ویژه}$$

- در رابطه بالا:

M_{pr1} و M_{pr2}: مقاومت خمشی محتمل در دو انتهای تیر می باشد که مطابق شکل فوق برای یک انتها باید مقاومت خمشی محتمل مثبت و برای انتهای دیگر مقاومت خمشی محتمل منفی تیر لحاظ شود.

۹-۲۰-۶-۳-۴ برش در ستون‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۴-۱ نیروی برشی طراحی، V_e، در ستون‌ها باید با در نظر گرفتن اندر کنش نیروهای محوری ضریب‌دار و لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در مقاطع انتهایی ستون با فرض آن که در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین گردد. نیروی محوری P_u در محدوده‌ی بارهای محوری ضریب‌دار ستون طوری انتخاب می‌شود که بیش‌ترین لنگر خمشی محتمل، M_{pr}، حاصل شود.

این برش در هیچ حالت نباید کم‌تر از برش به دست آمده از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله باشد. هم چنین نیازی نیست که مقدار نیروی برشی ستون، از نیروی محاسبه شده بر اساس مقاومت گره که با فرض لنگر خمشی محتمل، M_{pr}، در تیرهای منتهی به گره به دست می‌آید، بیش‌تر باشد.

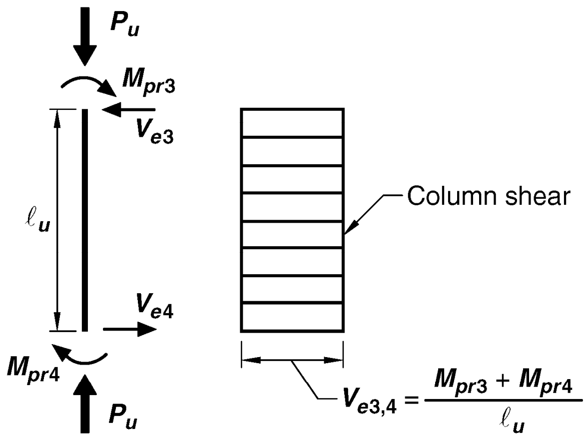


Fig. R18.6.5—Design shears for beams and columns.

Notes on Fig. R18.6.5:

1. Direction of shear force V_e depends on relative magnitudes of gravity loads and shear generated by end moments.
2. End moments M_{pr} based on steel tensile stress of $1.25f_y$, where f_y is specified yield strength. (Both end moments should be considered in both directions, clockwise and counter-clockwise).
3. End moment M_{pr} for columns need not be greater than moments generated by the M_{pr} of the beams framing into the beam-column joints. V_e should not be less than that required by analysis of the structure.

محاسبات ۹۴

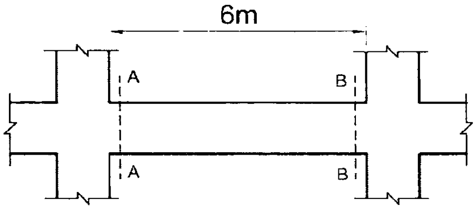
۵۱- در صورتی‌که لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع A-A و B-B تیر یک ساختمان با شکل‌پذیری متوسط برابر مقادیر زیر باشد، حداکثر نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی در مقطع B-B با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی در مقاطع انتهایی تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (مقاطع A-A و B-B در برستون می‌باشند و از بار روی تیر و وزن تیر صرفنظر شود.)

M_A^-=150 kN.m

M_A^+ =60 kN.m

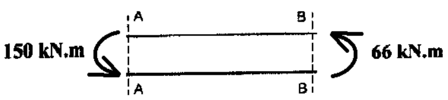
M_B^-= 120 kN.m

M_B^+= 66 kN.m

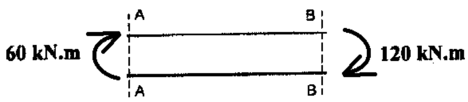


۱) 21　　۲) 30　　۳) 36　　۴) 45

گزینه ۳



$$V_1 = \frac{M_A^- + M_B^+}{6} = \frac{150+66}{6} = 36\ kN$$

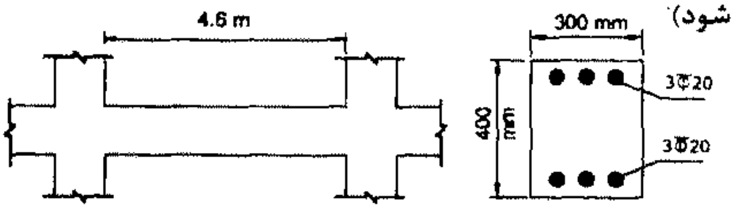


$$V_2 = \frac{M_A^+ + M_B^-}{6} = \frac{60+120}{6} = 30\ kN$$

$$V = Max(V_1, V_2) = 36\ KN$$

محاسبات ۹۵

۳۱- تیر شکل زیر مربوط به یک سازه بتنی درجا با شکل‌پذیری متوسط است. در صورتی‌که بار مرده و زنده وارد بر تیر ناچیز بوده و از وزن واحد طول تیر صرفنظر شود، مقدار برش طراحی (V_u) این تیر بر حسب کیلونیوتن بر اساس تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض نمایید عمق مؤثر مقطع برابر 340 میلی‌متر، میلگردها از رده S400 و بتن از رده C25 است. همچنین در محاسبه لنگر خمشی اسمی از اثر آرماتور فشاری صرفنظر شود)



۱) 40

۲) 50

۳) 60

۴) 70

گزینه ۲

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{A_s(F_y)}{2(b)(0.85 f_c')}\right) = 3\times 314\times 400\left(340 - \frac{3\times 314\times 400}{2\times 300\times 0.85\times 25}\right)$$

$$M_n = 117\ kN.m$$

$$V_u = \frac{2M_n}{4.6} = \frac{2\times 117}{4.6} = 50.87\ kN$$

محاسبات ۹۴

۳۰- اگر در یک تیر از قاب خمشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری زیاد به‌طول دهانه آزاد 7.2 متر لنگرهای خمشی مقاوم محتمل در هریک از دو انتها برابر 800 kN.m – و 640 kN.m + بوده و نیروی برشی نهایی در بَر ستون حاصل از بارهای ثقلی ضریب‌دار (با ضرایب بار در حضور زلزله) برابر 160 kN باشد، مقطع تیر در دو انتها حدوداً برای چه نیروی برشی نهایی برحسب kN باید طراحی شود؟

۱) 410　　۲) 360　　۳) 290　　۴) 230

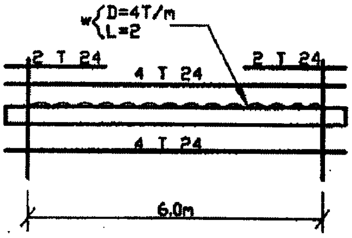
گزینه ۲

$$V_u=\frac{M_{pr-left}+M_{pr-rigth}}{7.2}+160=\frac{640+800}{7.2}+160=360\ kN.m$$

محاسبات ۸۳-پایه ۱

۴۱- تیر زیر دارای مقطع ۶۰×۴۰ سانتیمتر است. بارها در حد سرویس‌اند. آرماتورگذاری در تیر مطابق با شکل است. برش وارده بـه تیـر در هنگام زلزله در حد سرویس $V_E=8.0T$ است. تیر برای شکل‌پذیری زیاد طراحی می‌شود. بگوئید خاموت لازم در نزدیک تکیه‌گـاه چـه اندازه است؟ d=50cm

$f_c=200kg/cm^2$ و $f_y=4000kg/cm^2$



۱) $A_V=1.35cm^2/12.5cm$

۲) $A_V=1.80cm^2/12.5$

۳) $A_V=2.10cm^2/12.5$

۴) $A_V=2.55cm^2/12.5$

$$A_{s-bot}=4\pi*12^2=1808.64\ mm^2$$
$$A_{s-top}=6\pi*12^2=2712.96\ mm^2$$

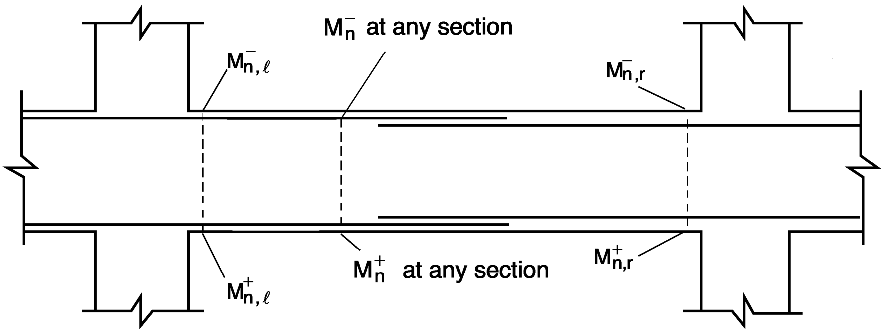
با فرض اینکه بازوی خمش تقریبا برابر Z=0.9d باشد داریم:

$$M_{pr+}=A_{s-bot}(1.25F_y)Z=(1808.64)(1.25\times400)\times(0.9d)=406944000\ N.mm$$
$$=406.9\ kN.m$$
$$M_{pr-}=A_{s-top}(1.25F_y)Z=(2712.96)(1.25\times400)\times(0.9d)=610.416\ kN.m$$
$$V_u=\frac{610.4+406.9}{6}+\frac{(1.2\times40+20)\times6}{2}=373.55\ kN$$
$$\varphi\left(V_c+\frac{A_v}{s}dF_y\right)>373000\ \rightarrow$$
$$0.17\times\sqrt{20}\times400\times500+\frac{A_v}{125}\times500\times400>\frac{373550}{0.75}\qquad A_v=216\ mm^2\ @125mm$$

حل مسئله فوق با فرض اینکه شکل پذیری متوسط باشد:

$$M_{n+}=A_{s-bot}(F_y)Z=(1808.64)(400)\times(0.9d)=325.5\ kN.m$$
$$M_{n-}=A_{s-top}(F_y)Z=(2712.96)(400)\times(0.9d)=488.33\ kN.m$$
$$V_u=Min\begin{cases}V_u=\dfrac{(1.2q_D+q_L)L}{2}+(2E)=\dfrac{(1.2\times40+20)\times6}{2}+(2\times80)=364\ kN\\ V_u=\dfrac{488+325}{6}+\dfrac{(1.2\times40+20)\times6}{2}=340\ kN\end{cases}$$

۵-۵- ضوابط مقاومت خمشی در طول تیر



در **شکل پذیری متوسط** باید حداقل دو میلگرد سراسری در بالا و پایین مقطع ادامه داشته باشند. مساحت میلگرد سراسری نباید کمتر از 1/5 مساحت حداکثر تیر در وجه تحتانی باشد.

> **۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط**
>
> **۹-۲۰-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی**
>
> **۹-۲۰-۵-۲-۲-۱** در هر یک از دو وجه فوقانی و تحتانی تیرها باید حداقل از دو آرماتور سراسری استفاده شود. سطح مقطع آرماتورهای سراسری وجه تحتانی نباید در هیچ مقطع، از یک چهارم بیش‌ترین مقدار سطح مقطع آرماتورهای تحتانی در طول دهانه‌ی تیر کم‌تر باشد. این آرماتورها باید با فرض تامین تنش تسلیم کششی در بر تکیه گاه مهار شوند.

در **شکل پذیری متوسط** مقاومت خمشی مقطع تحت لنگر مثبت ($M_{n,l}^+$ و $M_{n,r}^+$) باید حداقل برابر 1/3 لنگر مقاوم منفی تکیه گاه مربوطه باشد. همچنین در طول تیر باید مقاومت خمشی مثبت و یا منفی تیر حداقل برابر 1/5 حداکثر مقاومت خمشی در دو انتهای تیر باشد:

> **۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط**
>
> **۹-۲۰-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی**
>
> **۹-۲۰-۵-۲-۲-۲** در هر طرف تیر در بَر تکیه‌گاه، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کم‌تر باشد. هم‌چنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطعی در طول تیر، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی تیر در مقطع بر تکیه گاه در دو انتهای تیر کم‌تر باشد.

$$M_{n,r}^+ > \frac{M_{n,r}^-}{3}$$

$$M_{n,l}^+ > \frac{M_{n,l}^-}{3}$$

$$> \text{Max}\left(\frac{M_{n,r}^-}{5}, \frac{M_{n,l}^-}{5}\right)$$

$$M_n^- > \text{Max}\left(\frac{M_{n,r}^-}{5}, \frac{M_{n,l}^-}{5}\right)$$

> **۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد**
>
> **۹-۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی**
>
> **۹-۲۰-۶-۲-۲-۱** در تمامی مقاطع تیر نسبت سطح مقطع آرماتور به مقطع موثر بتن، هم در پایین و هم در بالا، نباید کم‌تر از مقادیر مقرر شده در بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ بوده، و نسبت آرماتور کششی برای فولادهای با حد تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر نباید بیش‌تر از ۰/۰۲۵، و برای فولادهای با حد تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال بیش‌تر از ۰/۰۲۰ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلی متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول پیش بینی شوند.
>
> **۹-۲۰-۶-۲-۲-۲** در بر تکیه‌گاه های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد.
>
> **۹-۲۰-۶-۲-۲-۳** مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نباید کم‌تر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی در مقاطع بَر تکیه گاهی در دو انتهای عضو باشد.

$$M_{n,r}^+ > \frac{M_{n,r}^-}{2}$$

$$M_{n,l}^+ > \frac{M_{n,l}^-}{2}$$

$$M_n^+ > \text{Max}\left(\frac{M_{n,r}^-}{4}, \frac{M_{n,l}^-}{4}\right)$$

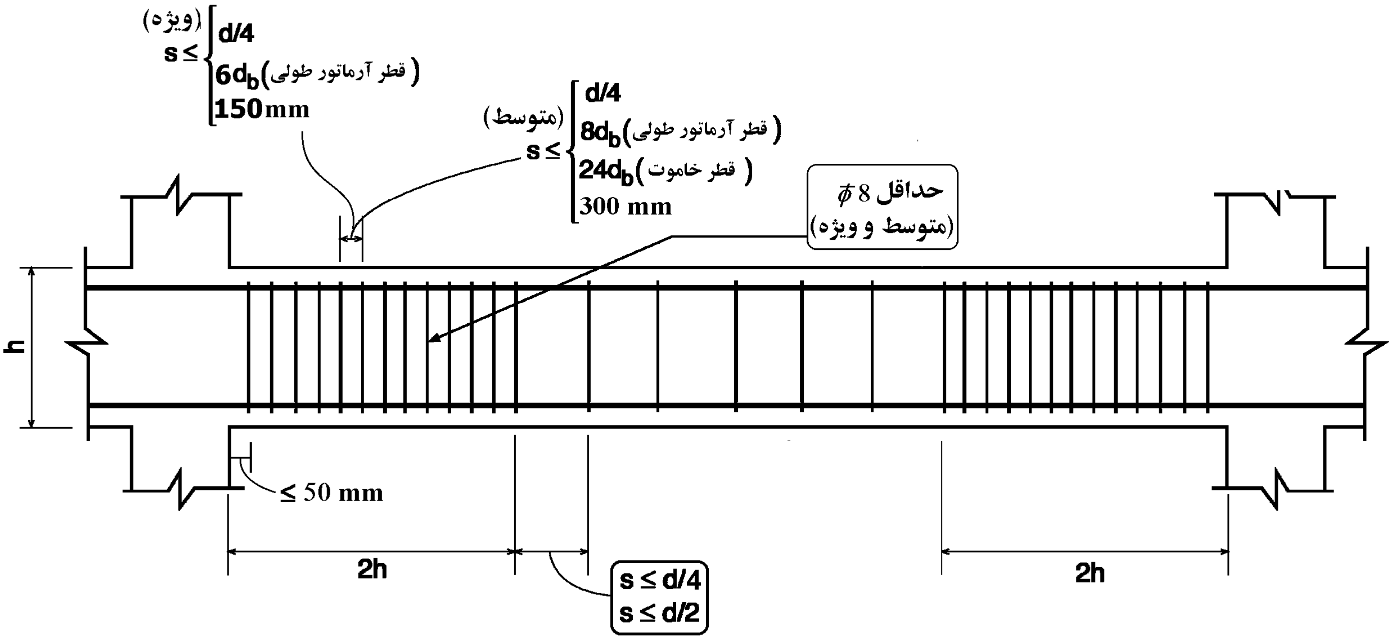
$$M_n^- > \text{Max}\left(\frac{M_{n,r}^-}{4}, \frac{M_{n,l}^-}{4}\right)$$

۵-۶- فواصل آرماتورهای عرضی در ابتدا و انتهای تیر و شکل آنها

18.4—Intermediate moment frames

18.4.2.4 At both ends of the beam, hoops shall be provided over a length of at least $2h$ measured from the face of the supporting member toward midspan. The first hoop shall be located not more than 50 mm from the face of the supporting member. Spacing of hoops shall not exceed the smallest of (a) through (d):

(a) $d/4$
(b) Eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed
(c) 24 times the diameter of the hoop bar
(d) 300 mm



18.6—Beams of special moment frames

18.6.4.4 The first hoop shall be located not more than 50 mm from the face of a supporting column. Spacing of the hoops shall not exceed the least of (a) through (c):

(a) $d/4$
(b) Six times the diameter of the smallest primary flexural reinforcing bars excluding longitudinal skin reinforcement required by 9.7.2.3
(c) 150 mm

محاسبات ۸۹

۳۹- در نواحی بحرانی یک تیر بتنی با شکل‌پذیری متوسط با ارتفاع مؤثر ۶۰۰ میلیمتر و دارای میلگردهای طولی با قطر ۲۰ میلیمتر و خاموت با قطر ۸ میلیمتر، حداکثر فاصله خاموت‌ها چقدر می‌تواند باشد؟

۱) ۱۶۰ mm	۲) ۱۵۰ mm
۳) ۳۰۰mm	۴) ۲۰۰ mm

گزینه ۲

$$S < Min\left(\frac{600}{4}, 8 \times 20, 24 \times 8, 300\right) = 150\ mm$$

محاسبات ۹۴

۵۰- در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، ابعاد مقطع یکی از ستون‌های طبقه بام برابر 500×500 mm , (d=440 mm) است. چنانچه حداکثر نیروی محوری نهایی مؤثر به این ستون برابر 500 kN، قطر میلگردهای عرضی برابر 10 mm، قطر میلگردهای طولی برابر 25 میلی‌متر، نوع فولاد S400 و رده بتن C25 باشد، بدون توجه به نیازهای محاسباتی حداکثر فاصله میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی این عضو به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 100 mm ۲) 125 mm ۳) 150 mm ۴) 200 mm

گزینه ۱

ابتدا باید بررسی شود که عضو مورد نظر عضو فشاری محسوب می شود یا نه:

$$\left.\begin{matrix} N_u = 500\,kN \\ 0.1 f_c A_g = 0.1\times 25\times 500\times 500 = 625\,kN \end{matrix}\right\} N_u < 0.1 f_c A_g$$

با توجه به اینکه نیروی محوری کمتر از مقدار عنوان شده می باشد، عضو یک عضو خمشی محسوب می شود و ضوابط مربوط به اعضای خمشی را باید ارضا کند:

$$S < Min\left(\frac{440}{4}, 6\times 25, 150\right) = 110\,mm$$

محاسبات ۹۵

۲۷-یک عضو تحت خمش در یک قاب بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد که ابعاد کلی مقطع b=300 mm و h=500 mm می‌باشد، با توجه به دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی به‌دست آمده از تحلیل سازه به صورت زیر در تمام طول عضو مسلح گردیده است. آرماتور فوقانی 3Φ20 و آرماتور تحتانی 2Φ20 و خاموت بسته $\Phi 10$ @ $150\,mm$ می‌باشند. در صورتی‌که پوشش بتن برابر 45 mm و نوع بتن C30 و رده فولاد S400 باشد، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

۱) آرماتور طولی تحتانی و فوقانی از نظر حداکثر سطح مقطع، قابل قبول نیستند.
۲) آرماتور طولی تحتانی مقطع از نظر حداقل سطح مقطع، قابل قبول نیست.
۳) آرماتور طولی **فوقانی** مقطع از نظر حداقل سطح مقطع، قابل قبول نیست.
۴) آرماتور برشی به‌کار برده شده قابل قبول نیست.

گزینه ۴

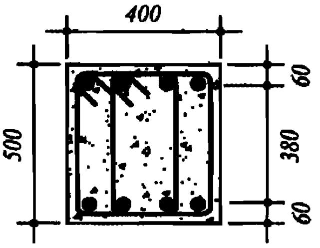
با توجه به شکل زیر فواصل آرماتورهای عرضی در انتهای تیرهای ویژه و متوسط نباید از *d/4* فراتر رود. بنابراین حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در تیر برابر است با:

$$\frac{d}{4} = \frac{(500-45-10-10)}{4} = 108.75\,mm$$

$$S < Min\left(\frac{d}{4} = 108.75\,mm, 6d_b = 120, 150\right) = 108.75\,mm$$

محاسبات ۹۴

۲۰- فرض کنید مقدار V_u در طول یک تیر بتنی ثابت و برابر 400 کیلونیوتن است. چنانچه تیر مذکور مربوط به یک ساختمان بتنی با شکل‌پذیری متوسط بوده و بتن از رده C25 باشد، فاصله خاموت‌های برشی عمود بر محور تیر در خارج از ناحیه بحرانی تیر، برحسب میلی‌متر حداکثر چقدر می‌تواند باشد؟ (ابعاد مقطع به میلی‌متر است).



۱) 250

۲) 220

۳) 125

۴) 110

گزینه ۴

با توجه به اینکه قطر خاموت ها داده نشده است، امکان محاسبه دقیق وجود ندارد و تنها محدودیت های فواصل باید کنترل گردد:

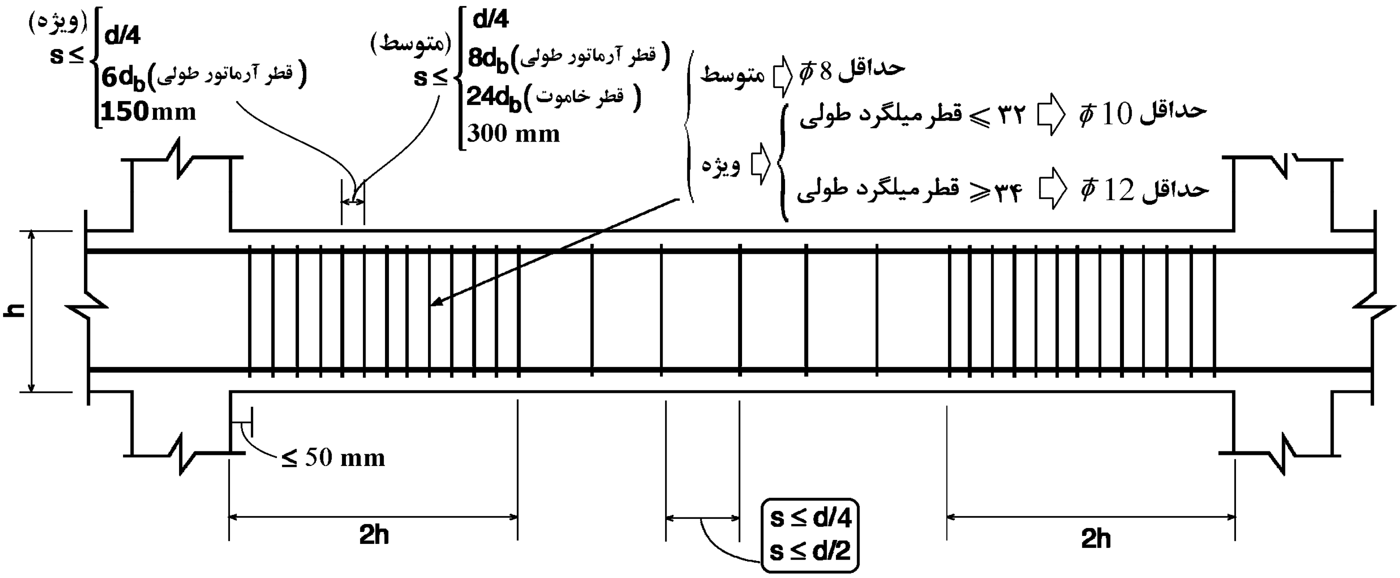
$$(V_u = 400\ kN) \le \varphi(V_c + V_s)$$

$$\frac{(V_u = 400\ kN)}{\varphi} - V_c \le V_s$$

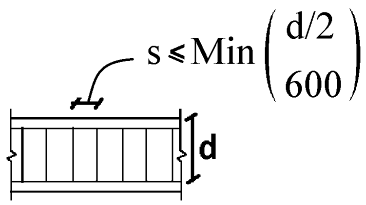
$$\frac{400}{0.75} - 0.17\sqrt{25} \times 400 \times 440 = 383\ kN \le V_s$$

مقاومت برشی خاموت ها در قسمت میانی تیر باید حداقل 383 kN باشد. و بنابراین:

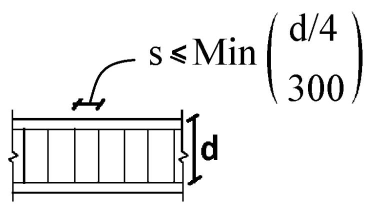
$$V_s = 383\ kN > 0.33\sqrt{f_c}b_w d = 290\ kN \quad \rightarrow \quad S < \frac{d}{4} = 110\ mm$$



$$V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d \ \Rightarrow$$



$$V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d \ \Rightarrow$$



۵-۷- ضوابط خاموت در محل وصله ها در تیرهای با شکل پذیری ویژه

مطابق بندهای زیر از مبحث نهم، وصله پوششی تیرهای با شکل پذیری ویژه باید:

۱- خارج از ناحیه بحرانی تیرها باشد.

۲- توسط آرماتورهای عرضی با فواصل حداکثر $Min\left(\frac{d}{4},100mm\right)$ محصور شود.

۳- علاوه بر یک حلقه بسته لازم است میلگردهای طولی تیر توسط آرماتورهای عرضی به صورت یک در میان مهار شوند (مانند ستونهای با شکل پذیری متوسط).

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

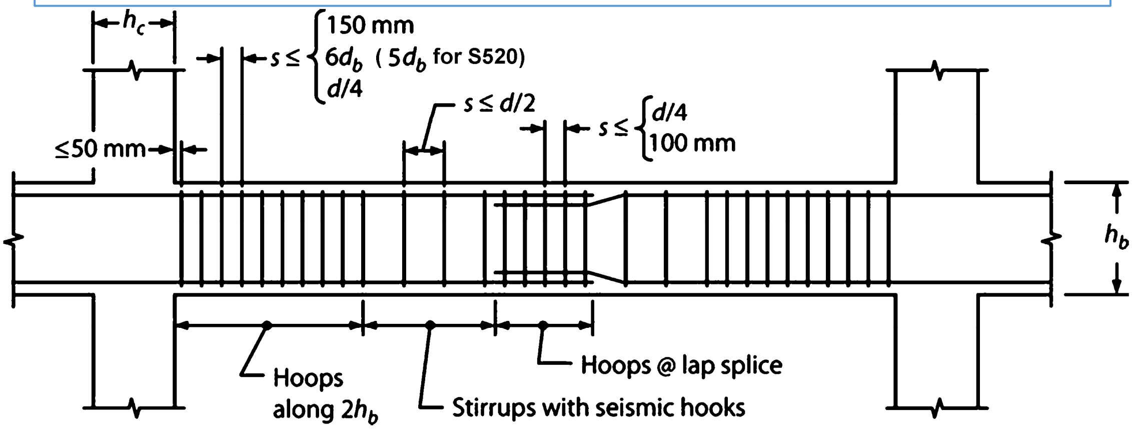
۹-۲۰-۶-۲-۲-۴ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع دورگیر یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره‌های آرماتور عرضی دربرگیرنده وصله از یکدیگر نباید از کوچک ترین مقادیر یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۵ استفاده از وصله پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

الف - در اتصالات تیرها به ستون‌ها

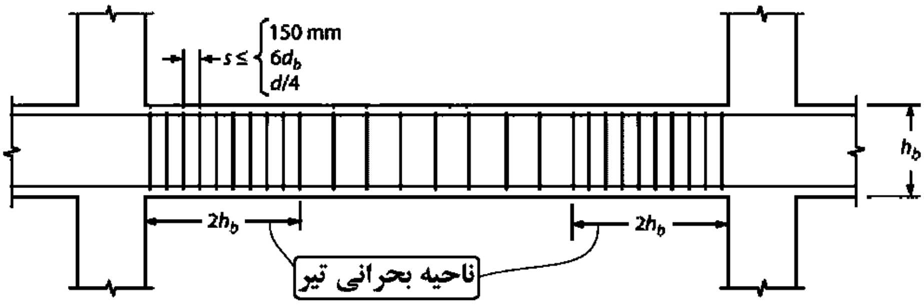
ب - در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

پ- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از مقاطع بحرانی که در آنها، در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک، امکان وقوع تسلیم آرماتور وجود دارد.



(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)

۸-۵- مهار جانبی آرماتورهای طولی در تیرهای ویژه



ضوابط ACI در مورد مهار جانبی میلگردهای طولی تیرهای ویژه:

18.6.4 *Transverse reinforcement*

18.6.4.1 Hoops shall be provided in the following regions of a beam:

(a) Over a length equal to twice the beam depth measured from the face of the supporting column toward midspan, at both ends of the beam
(b) Over lengths equal to twice the beam depth on both sides of a section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior.

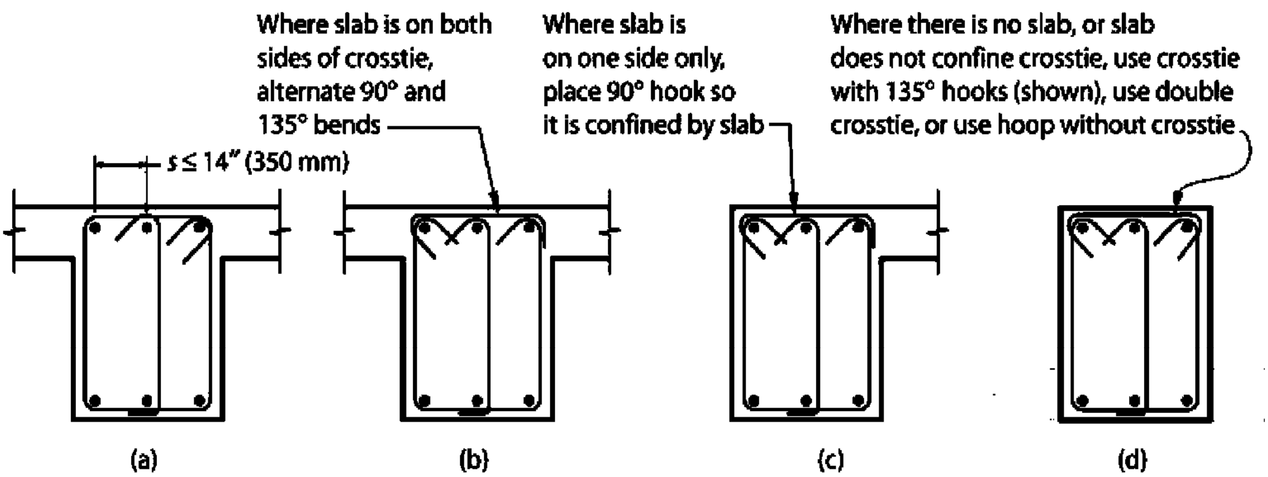
18.6.4.2 Where hoops are required, primary longitudinal reinforcing bars closest to the tension and compression faces shall have lateral support in accordance with 25.7.2.3 and 25.7.2.4. The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 350 mm. Skin reinforcement required by 9.7.2.3 need not be laterally supported.

25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

(a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees
(b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from a laterally supported bar

- در تیرهای ویژه برخلاف تیرهای متوسط در دو انتهای تیر (نواحی بحرانی) میلگردهای طولی تیر باید یکی در میان توسط آرماتور عرضی مهار شوند (مانند میلگرد طولی ستونها). برای مثال اگر چهار و یا ۵ میلگرد طولی سراسری داشته باشیم، علاوه بر یک خاموت بسته پیرامونی، یک سنجاق اضافی نیز لازم خواهد بود.

شکل زیر نمونه ای از مهار جانبی آرماتورهای طولی تیرها در **ناحیه بحرانی تیر** را نشان می دهد:



Notes:
1. Beam longitudinal bars are to be supported by hoops and crossties to resist buckling under deformation reversals. Hoop legs and crossties are arranged such that every corner and alternate longitudinal bar has lateral support provided by the corner of a hoop or crosstie with no bar farther than 6 in (150 mm) clear from a supported bar.
2. Horizontal spacing of crossties or legs of overlapping hoops not to exceed 14 in (350 mm).
3. Alternate crossties ( ) end for end unless otherwise noted.

(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)

مطالب صفحه قبل در مبحث نهم به صورت زیر بیان شده است.

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۳ آرماتورهای عرضی

۹-۲۰-۶-۲-۳-۱ درتیرها در طول قسمت‌های بحرانی تیرها که در زیر مشخص شده اند، آرماتور عرضی باید از نوع دورگیر بوده و شرایط بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ را تامین نمایند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از برهر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

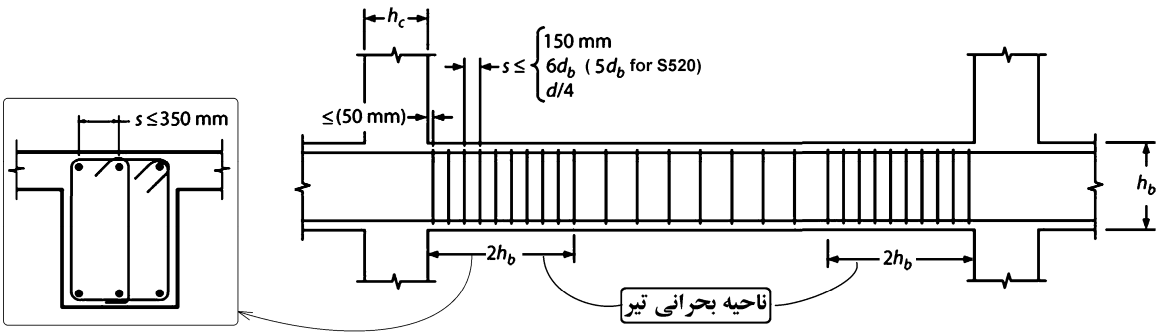
ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک وجود داشته باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۳-۲ دورگیرها و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) تا (پ) زیر باشند:

الف- قطر دورگیرها مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۲ باشد.

ب- فاصله دورگیرها از یکدیگرنباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای بامقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر و ۵ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال به جز میلگرد طولی جلدی و ۱۵۰ میلی متر اختیار شود.

پ- فاصله اولین دورگیر از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.



۹-۲۰-۶-۲-۳-۳ در قسمت‌هایی از طول تیر که به دورگیر نیاز است، میلگردهای طولی اصلی در مجاورت رویه های کششی و فشاری عضو باید دارای تکیه‌گاه عرضی مطابق بند ۹-۲۱-۶-۲-۴ باشند. فاصله مرکز به مرکز میلگردهای خمشی که دارای تکیه گاه جانبی هستند نباید بیش از ۳۵۰ میلیمتر باشد. برای آرماتورهای جلدی که بر اساس ضوابط بند ۹-۱۱-۶-۱-۳ ضروری هستند نیازی به تکیه گاه عرضی نیست.

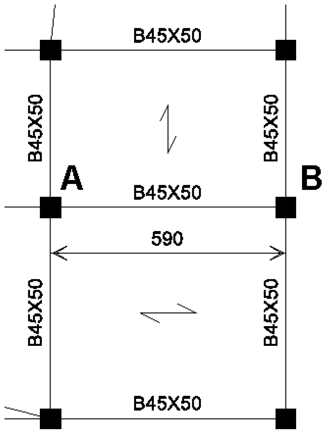
۹-۲۱-۶-۲-۴ تنگهای مستطیلی باید شرایط زیر را ارضا کنند

الف- هر میلگرد طولی واقع در گوشه مقطع و سایر میلگردهای طولی بصورت یک در میان باید توسط خم با زاویه کمتر یا مساوی ۱۳۵ درجه مهار شود.

ب- میلگرد طولی بدون مهار جانبی نباید فاصله آزاد بیش از ۱۵۰ میلیمتر از میلگرد طولی مهار شده داشته باشد.

پ- مهار تنگ‌ها در مقاطع مستطیلی با قلاب استاندارد که میلگرد طولی را در بر گرفته، انجام می‌شود.

ت- استفاده از مجموعه میلگردهای سردار بعنوان تنگ مجاز نیست.

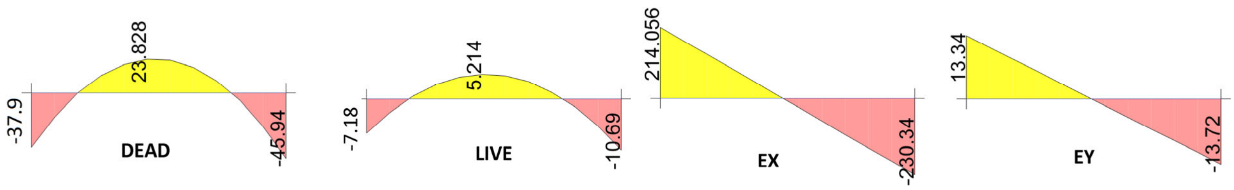


۹-۵- مثال جامع طراحی تیر

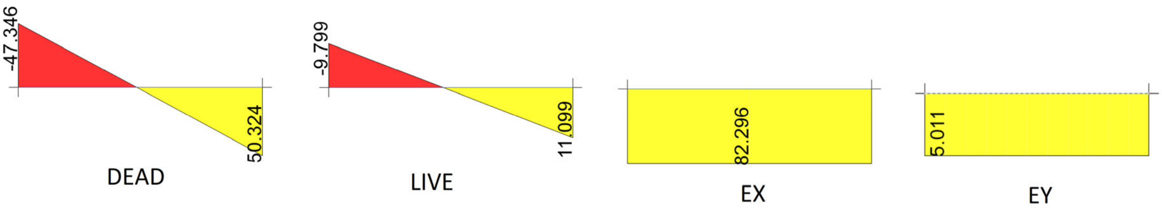
ابعاد تیر AB برابر 500 x 450 می باشد. ابعاد ستونهای انتهایی تیر برابر 500x500 mm می باشد. برای طرح آرماتورهای طولی از $\Phi22$ استفاده نمایید.

دیاگرام لنگرهای خمشی تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله بر حسب kN.m در شکل زیر داده شده است. بار مرده وارد بر تیر برابر $q_D = 18.087\,\frac{kN}{m}$ و بار زنده وارد بر تیر برابر $q_L = 3.87\,\frac{kN}{m}$ می باشد.

دیاگرام لنگرهای خمشی تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله بر حسب kN.m در شکل زیر داده شده است.

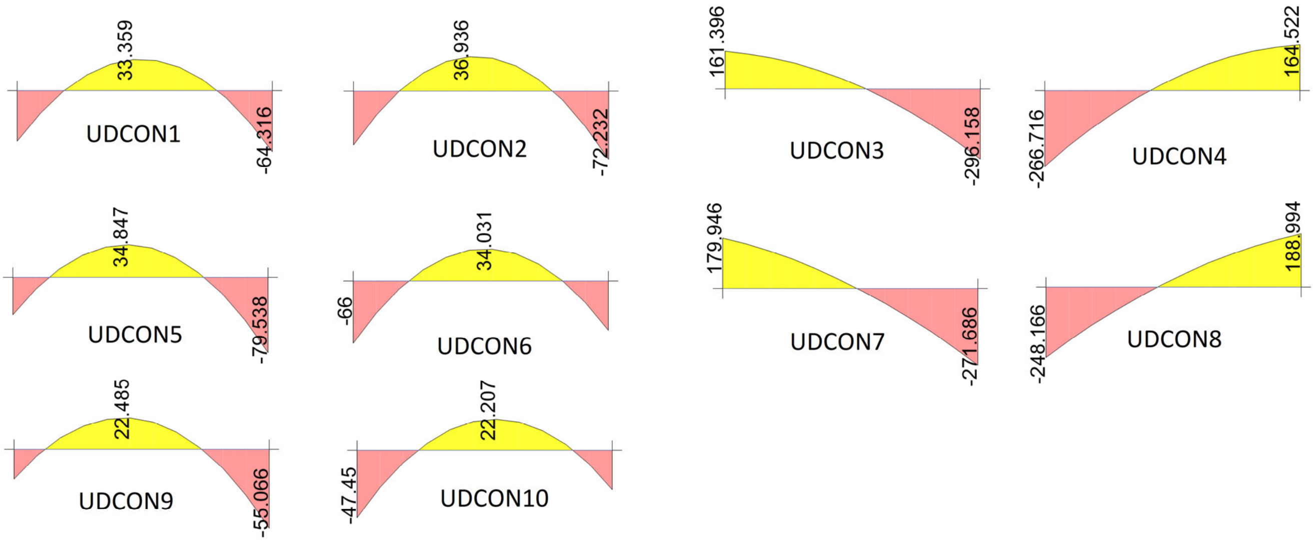


دیاگرام برش در تیر AB (kN):

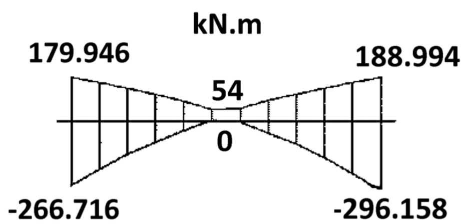


دیاگرام لنگر تحت اثر ترکیب بارها (در ترکیب بارها از زلزله قائم صرف نظر شده است).

COMB1=1.4D	COMB2=1.2D+1.6L	COMB3=1.2D+L+EX	COMB4=1.2D+L-EX
COMB5=1.2D+L+EY	COMB6=1.2D+L-EY	COMB7=0.9D+EX	COMB8=0.9D-EX
COMB9=0.9D+EY	COMB10=0.9D-EY		



دیاگرام پوش مربوط به کل ترکیب بارها به صورت زیر می باشد:



۵-۹-۱- تعیین میلگردهای خمشی تیر (شکل پذیری متوسط)

قبل از تعیین میلگردهای خمشی تیر باید لنگر وارد بر تیر در انتها و وسط تیر مشخص شود.

مقادیر لنگرهای انتهایی باید ضوابط حداقل تیرهای متوسط را ارضا نمایند:

> **۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط**
>
> **۹-۲۰-۵-۲-۲ آرماتورهای طولی**
>
> **۹-۲۰-۵-۲-۲-۲** در هر طرف تیر در بَر تکیه‌گاه، مقاومت خمشی مثبت نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی همان تکیه‌گاه کم‌تر باشد. همچنین، مقاومت خمشی مثبت یا منفی در هر مقطع در طول تیر، نباید از یک پنجم حداکثر مقاومت خمشی تیر در مقطع بر تکیه گاه در دو انتهای تیر کم‌تر باشد.

$$\varphi M_{n,r}^{+} \geq \frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{3}$$

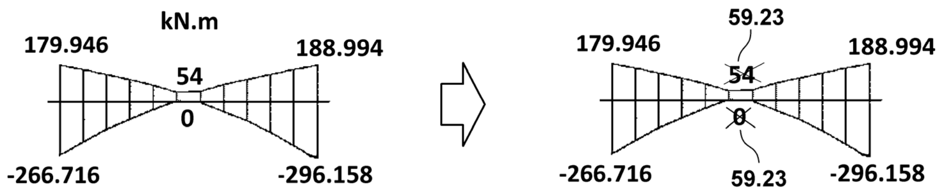
$$\varphi M_{n,l}^{+} \geq \frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{3}$$

$$\varphi M_{n}^{+} \geq \mathrm{Max}\left(\frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{5}, \frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{5}\right)$$

$$\varphi M_{n}^{-} \geq \mathrm{Max}\left(\frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{5}, \frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{5}\right)$$

$$\frac{M_{end}^{-}}{5} = \frac{296.158}{5} = 59.23\ kN.m \qquad \frac{M_{end}^{-}}{3} = \frac{296.158}{3} = 98.72\ kN.m$$

- لنگر های انتهایی مثبت تیر (179.946 و 188.994) از مقدار حداقل لازم (98.72) بیشتر هستند و در نتیجه نیازی به اصلاح آنها نیست. ولی لنگر در وسط تیر (54 و 0) کمتر از حداقل لازم (59.23) میباشد و لازم است اصلاح شوند:



میلگرد خمشی لازم برای تیر بر اساس لنگرهای وارد بر تیر (شکل فوق) محاسبه میشود. در ادامه جهت سادگی بازوی خمش برابر Z=0.9d فرض شده است. همچنین از وجود میلگرد فشاری در محاسبه مقاومت خمشی صرف نظر شده است. عمق موثر مقطع با فرض اینکه پوشش خالص برابر 40mm باشد و با فرض قطر خاموت برابر 10mm و قطر میلگرد طولی برابر 22mm برابر خواهد بود با d=500-40-10-11=439mm

- محاسبه میلگرد لازم در وجه فوقانی تیر

$$\{M_u = 266.716\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9 A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \quad \rightarrow \quad A_s^{top-Left} = \mathbf{1875\ mm^2}$$

$$\{M_u = 296.158\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9 A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \quad \rightarrow \quad A_s^{top-Right} = \mathbf{2082\ mm^2}$$

$$\{M_u = 59.23\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9 A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \quad \rightarrow \quad A_s^{top-mid} = \mathbf{416\ mm^2}$$

- محاسبه میلگرد لازم در وجه تحتانی تیر

$$\{M_u = 179.946\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9 A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \quad \rightarrow \quad A_s^{bot-Left} = \mathbf{1265\ mm^2}$$

$$\{M_u = 188.994\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9 A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \quad \rightarrow \quad A_s^{bot-Right} = \mathbf{1329\ mm^2}$$

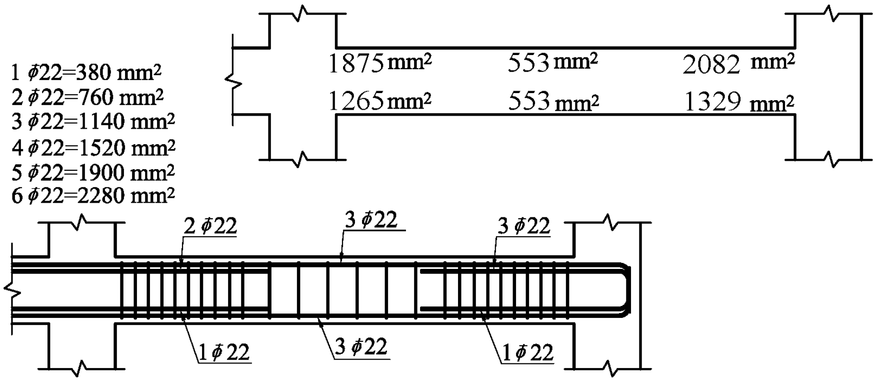
$$\{M_u = 59.23\} \leq \{\varphi A_s f_y Z = 0.9 A_s \times 400 \times (0.9 \times 439)\} \quad \rightarrow \quad A_s^{bot-mid} = \mathbf{416\ mm^2}$$

محاسبه آرماتور **حداقل** خمشی:

$$\rho_{min} = \mathrm{Max}\left(\frac{1.4}{400}, \frac{\sqrt{25}}{4 \times 400}\right) = 0.0035 \rightarrow \mathrm{A}_{\mathrm{smin}} = 0.0035bd = 0.0035 \times 450 \times 439 = \mathbf{691}\ mm^2$$

میلگرد میانی تیر در بالا و پایین برابر 416 mm^2 بدست آمده است. در حالیکه آرماتور حداقل برابر Asmin=691 mm^2 می باشد. به جای رعایت حداقل فوق میتوان از 1.33 برابر میلگرد محاسباتی استفاده کرد:

$$A_s^{bot-Middle} = A_s^{top-Middle} = Min\left(\begin{matrix} 691 \\ 1.33 \times 416 = 553 \end{matrix}\right) = 553\ mm^2$$

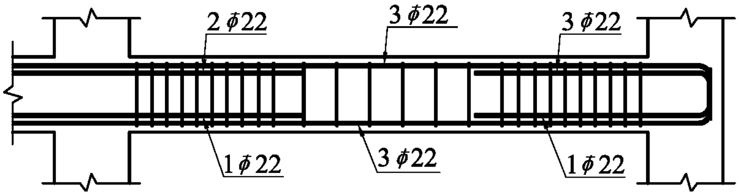


- در شکل فوق میلگردهای سراسری $3\varphi22$ انتخاب شده است. توجه شود که میلگرد های سراسری تیر را میتوانستیم $2\varphi22$ انتخاب کنیم. منتهی در فصل مربوط به طول مهار خواهیم دید که مساحت میلگرد میانی بهتر است بیش از مقدار لازم محاسباتی باشد تا محل قطع میلگردهای تقویتی متعارف بدست آید.

۵-۹-۲- تعیین میلگردهای عرضی تیر (شکل پذیری متوسط)

$$\text{شکل پذیری متوسط } V_u = Min\begin{cases} \dfrac{M_{nl}+M_{nr}}{L_n}+\dfrac{w_u L_n}{2} & \le \varphi(V_c+V_s) \\ 1.2V_D+V_L+0.2V_S+V_{EV}\pm\ 2(V_E) & \end{cases}$$

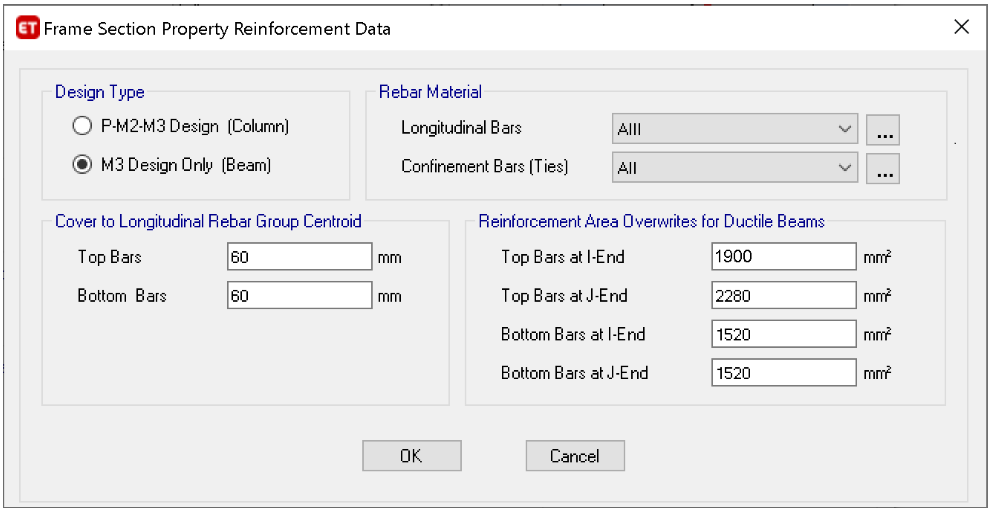
برش وارد بر تیر تابع لنگرهای اسمی دو انتهای تیر میباشد. لنگرهای اسمی نیز بر اساس میلگرد خمشی تیر (میلگرد قرار داده شده) محاسبه میشود. بنابراین ابتدا باید لنگرهای خمشی اسمی مثبت و منفی انتهای تیر محاسبه شود.



مقادیر لنگرهای مقاوم دو انتها (با صرف نظر کردن از میلگردهای فشاری) و با فرض اینکه بازوی خمش تقریبا برابر Z=0.9d باشد، به صورت زیر می باشد:

$$M^{+}_{n-Left}=M^{+}_{n-Right}=A_sF_yZ=\mathbf{1520}\times 400(0.9\times 439)=\mathbf{240\ kN.m}$$
$$M^{-}_{n-Left}=A_sF_yZ=\mathbf{1900}\times 400(0.9\times 439)=\mathbf{300\ kN.m}$$
$$M^{-}_{n-Right}=A_sF_yZ=\mathbf{2280}\times 400(0.9\times 439)=\mathbf{360\ kN.m}$$

- صرف نظر کردن از میلگرد فشاری در محاسبه مقاومت خمشی اسمی مقطع تیر در محاسبات فوق در خلاف جهت اطمینان میباشد و بهتر است این اثر دیده شود. منتهی در این تیر میلگرد فشاری تاثیر ناچیزی دارد (در حد یک درصد) و بنابراین نتایج قابل قبول است.
- نرم افزار ETABS نیز در محاسبه مقاومت خمشی مقطع از اثر میلگرد فشاری صرف نظر میکند.
- محاسبات فوق بر اساس میلگرد **قرار داده شده** در مقطع محاسبه شده (نه بر اساس میلگرد **محاسبه شده**). نرم افزار ETABS محاسبات فوق را بر اساس میلگرد محاسبه شده انجام میدهد. طراح می تواند با overwrite کردن مساحت میلگرد قرار داده شده، محاسبات را اصلاح کند:



با توجه به بار مرده و زنده ($q_D=18.087\dfrac{kN}{m}$ و $q_L=3.87\dfrac{kN}{m}$)، مقدار برش به صورت زیر محاسبه می شود:

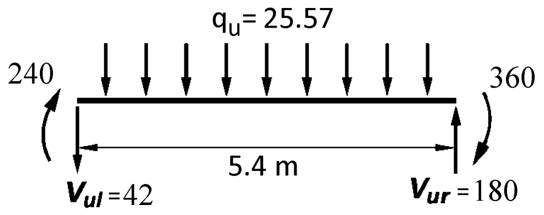
$$q_u=1.2D+L=1.2\times 18.087+3.87=25.57\frac{kN}{m}$$

$$\text{شکل پذیری متوسط } V_u = Min\begin{cases} V_{capacity} = \dfrac{M_{nl}+M_{nr}}{L_n} + \dfrac{w_u L_n}{2} & \le \varphi(V_c+V_s) \\ 1.2V_D + V_L + 0.2V_S + V_{EV} \pm\ 2(V_E) \end{cases}$$

اگر جهت لنگرهای ناشی از زلزله ساعت گرد باشند:

$$V_{R-capacity} = \frac{360+240}{5.4m} + \frac{25.5744\times(5.4m)}{2} = \mathbf{180\ kN}$$

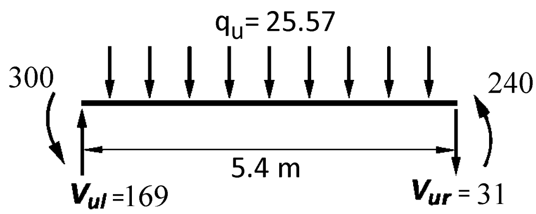
$$V_{L-capacity} = \frac{360+240}{5.4} - \frac{25.5744\times(5.4m)}{2} = \mathbf{42\ kN}$$



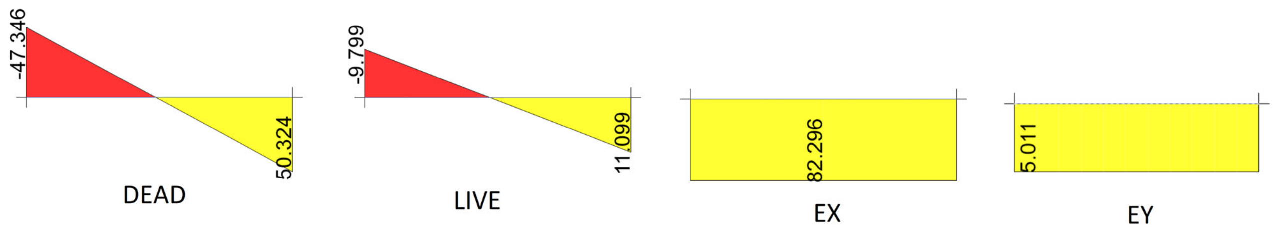
اگر جهت لنگرهای ناشی از زلزله پاد ساعت گرد باشند:

$$V_{R-capacity} = \frac{300+240}{5.4} - \frac{25.5744\times(5.4)}{2} = \mathbf{31\ kN}$$

$$V_{L-capacity} = \frac{300+240}{5.4} + \frac{25.5744\times(5.4)}{2} = \mathbf{169\ kN}$$



با توجه به بار مرده و زنده (q_D=18.087 kN/m q_L=3.87 kN/m)، مقدار برش طبق بند 18.4.2.3 (b) به صورت زیر محاسبه می شود:

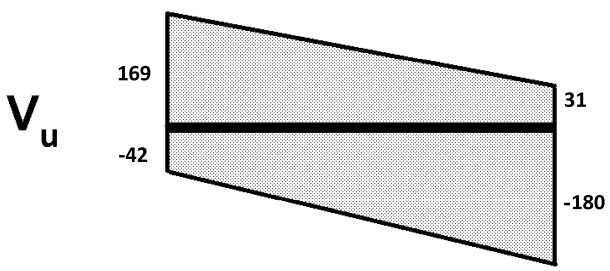


$$V_{L-with\ 2E} = 1.2V_D + V_L - (2V_E) = -231\ kN$$
$$V_{R-with\ 2E} = 1.2V_D + V_L + (2V_E) = 236\ kN$$

$$V_{u-left} = Min\begin{cases} V_{L-capacity} \\ V_{L-with\ 2E} \end{cases} = Min\begin{cases} \dfrac{M_{nl}+M_{nr}}{L_n} + \dfrac{w_u L_n}{2} \\ 1.2V_D + V_L + 0.2V_S + V_{EV} \pm\ 2(V_E) \end{cases} = Min\begin{cases} 169\ kN \\ 231\ kN \end{cases} = \mathbf{169\ kN}$$

$$V_{u-Right} = Min\begin{cases} V_{L-capacity} \\ V_{L-with\ 2E} \end{cases} = Min\begin{cases} \dfrac{M_{nl}+M_{nr}}{L_n} + \dfrac{w_u L_n}{2} \\ 1.2V_D + V_L + 0.2V_S + V_{EV} \pm\ 2(V_E) \end{cases} = Min\begin{cases} 180\ kN \\ 236\ kN \end{cases} = \mathbf{180\ kN}$$

با توجه به اینکه مقادیر برش در دو انتهای تیر تفاوت کمی با هم دارند، طراحی خاموت ها را می توان در هر دو انتها بر اساس برش **180 kN** انجام داد:



برش طراحی که در بند قبلی محاسبه گردید ($V_u = 180$) نباید بیش از حداکثر مجاز آیین نامه (φV_{n-max}) باشد.

۹-۸-۴ مقاومت برشی یک طرفه

۹-۸-۴-۱ کلیات

۹-۸-۴-۱-۳ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_u \le \phi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c'}\,b_w d\right) \qquad (۹-۸-۹)$$

$$\varphi V_{n-max} = \varphi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c}b_w d\right) = 0.75\left(0.83\sqrt{f_c'}b_w d\right) = 0.75(0.83 \times 5 \times 450 \times 439) = 615\ kN$$

$$V_u = \mathbf{180\ kN} \le \varphi V_{n-max} = \mathbf{615\ kN} \quad \mathbf{OK}$$

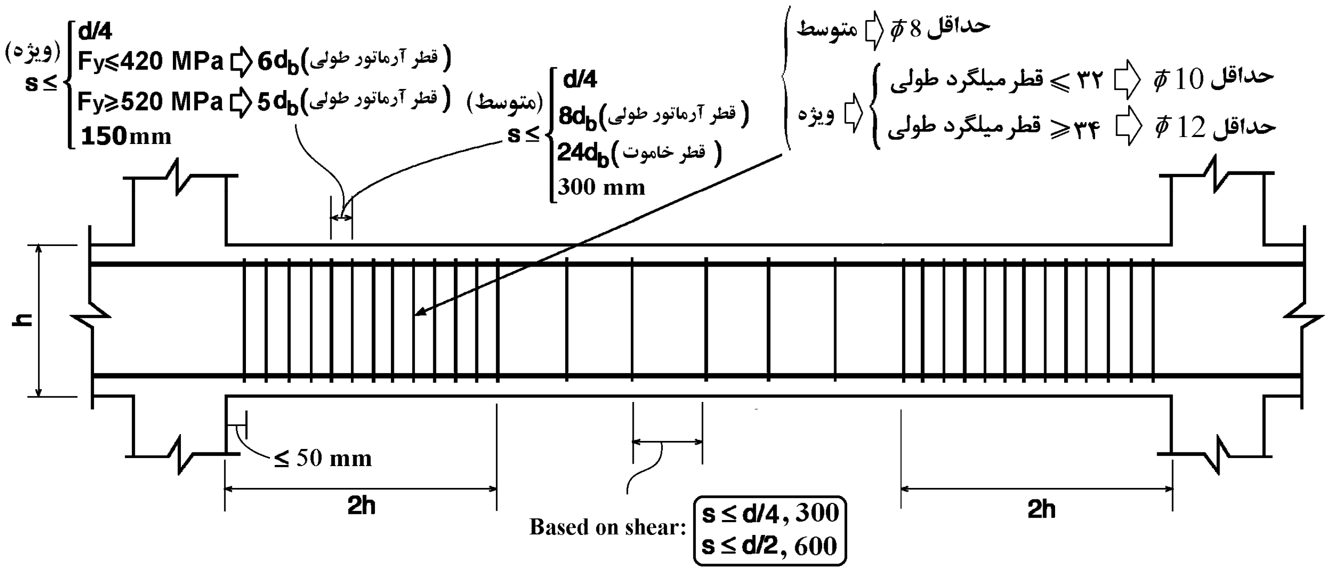
- توجه: اگر برش وارد بر تیر (180 kN) بیش از حداکثر مجاز آیین نامه (615 kN) باشد، باید ابعاد تیر افزایش یابد و کل محاسبات (و نیز تحلیل سازه) مجدد انجام شود و سپس تیر بر اساس نیروها و هندسه جدید مجددا کنترل شود.

$$V_u = \varphi(V_c + V_s)$$

$$180 \times 1000 = 0.75\left(0.17\sqrt{25} \times 450 \times 440\right) + 0.75\left(\frac{A_v}{s} \times 439 \times 300\right) \rightarrow \frac{A_v}{s} = \mathbf{0.54}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = Max\left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y}\right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = 0.525\frac{mm^2}{mm}$$

در ناحیه بحرانی تیرهای قابهای خمشی متوسط فواصل آرماتورهای عرضی نباید کمتر از مقدار زیر انتخاب شود:



$$s_{max} = Min\left[\frac{439}{4}, 8 \times 22, 24 \times 10, 300\right] = 110\ mm$$

- توجه: از نظر مقاومت برشی، در صورتی که $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right)$ باید کنترل شود و در صورتی که $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{4}, 300mm\right)$ باید کنترل شود. ولی در ناحیه بحرانی تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه لازم نیست کنترل های فوق انجام شود. علت: مطابق رابطه مربوط به ناحیه بحرانی رعایت محدودیت d/4 در هر حال الزامی و تعیین کننده خواهد بود.

با توجه به محدودیت های فوق اگر فواصل خاموت ها را برابر 100mm انتخاب کنیم، مساحت لازم برای خاموت ها برابر خواهد بود با:

$$\frac{A_v}{s} = \mathbf{0.54} \quad \rightarrow \quad A_v = 0.54 \times 100 = 54\ mm^2$$

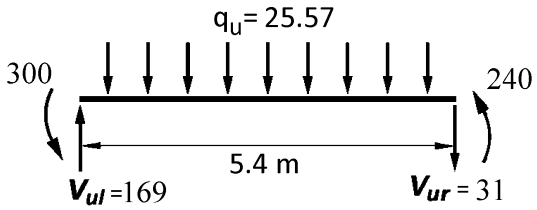
با فرض یک حلقه بسته خاموت (شامل دو ساق قائم)، قطر محاسباتی برای خاموت برابر $2\pi\frac{d^2}{4} = 54 \rightarrow d = 5.86mm$ خواهد بود. حداقل قطر خاموت در تیرهای قابهای خمشی متوسط 8mm میباشد. می توان در دو انتهای تیر از $\Phi 8\ @100mm$ استفاده نمود. این خاموت ها باید تا فاصله دو برابر ارتفاع تیر در دو انتها قرار گیرند.

- توجه: در ابتدای محاسبات قطر خاموت ها 10mm فرض شده بود و بنابراین عمق موثر تیر برابر d=500-10-11=439mm فرض شده است. در صورت استفاده از خاموت با قطر 8mm عمق موثر برابر d=500-8-11=441mm خواهد بود و بنابراین تمام محاسبات باید تکرار شوند. با توجه به تغییر جزئی در مقدار d در حل این مسئله از تغییرات مربوط به d صرف نظر میشود.

در خارج از ناحیه 2h در دو انتها، مقدار خاموت لازم بر اساس حداکثر برش تیر تعیین می شود.

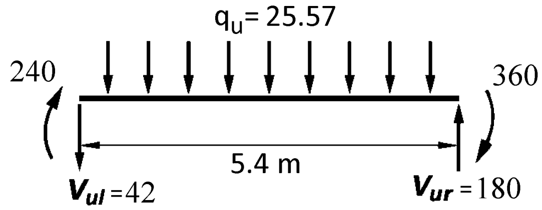
با فاصله گرفتن از انتهای تیر، برش نیز کاهش میابد. برش در فاصله 2h=1000mm=1m از انتهای سمت چپ تیر برابر است با:

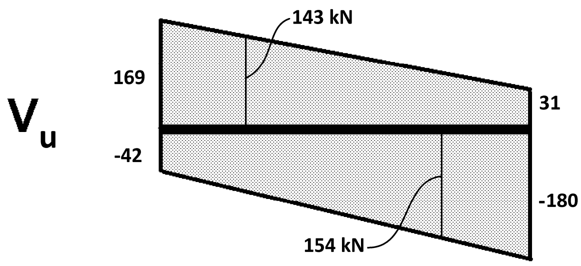
$$V_u = V_{ul} - q_u \times 2h = 169 - 25.5744 \times 2 \times 0.5 = \mathbf{143}\ kN$$



برش در فاصله 2h=1000mm=1m از انتهای سمت راست تیر برابر است با:

$$V_u = V_{ur} - q_u \times 2h = 180 - 25.5744 \times 2 \times 0.5 = \mathbf{154}\ kN$$





$$V_u = \varphi(V_c + V_s)$$

$$\mathbf{154} \times 1000 = 0.75\left(0.17\sqrt{25} \times 450 \times 439\right) + 0.75\left(\frac{A_v}{s} \times 439 \times 300\right) \rightarrow \frac{\boldsymbol{A_v}}{\boldsymbol{s}} = \mathbf{0.298}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = Max\left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y}\right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = \mathbf{0.525}$$

آرماتور عرضی محاسباتی (0.298 mm) کمتر از حداقل آیین نامه ای می باشد و بنابراین مقدار حداقل باید استفاده شود:

$$\left(\frac{2 \times 3.14 \times 4^2}{s}\right) = \mathbf{0.525} \rightarrow s_{\text{محاسبه}} = \mathbf{191}\ \boldsymbol{mm}$$

در خارج از ناحیه بحرانی در صورتی که $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right)$ باید کنترل شود و در صورتی که $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{4}, 300mm\right)$ باید کنترل شود:

$$V_u = \varphi(V_c + V_s) \rightarrow \left(V_s = \frac{V_u}{\varphi} - V_c = \frac{154}{0.75} - 169 = 36.33\ kN\right) < \left(0.33\sqrt{f_c'}b_w d = 327\ kN\right)$$

$$s \le Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right) = \frac{439}{2} = \mathbf{220mm}$$

با توجه به اینکه مقدار حداکثر محاسباتی s=191mm میباشد:

$$\rightarrow\ Use\ \ \Phi 8\ @190mm$$

توجه: مقادیر برش محاسبه شده (چه در ناحیه بحرانی و چه در خارج از ناحیه بحرانی) نباید کمتر از برش حاصل از ترکیب بار متعارف تیر باشد.

- شکل زیر خروجی نرم افزار ETABS را برای تیر مورد نظر نشان میدهد.
- Factored Vu2 نیروی برشی تحت اثر زلزله با ضریب یک (1.2D+L+E) می باشد.
- Factored Mu3 لنگر حداکثر تیر تحت ترکیب (1.2D+L+E) میباشد.
- Factored Vu* نیروی برشی تحت اثر زلزله دو برابر (1.2D+L+2E) می باشد.
- Factored Mu* نیروی برشی تحت اثر زلزله دو برابر (1.2D+L+2E) می باشد.
-
- Capacity Vp برش ناشی از لنگرهای ظرفیت دو انتهای تیر ($\frac{M_{nl}+M_{nr}}{L_n}$) میباشد.
- Gravity Vg برش ناشی از بار ثقلی ($\frac{q_u L_n}{2}$) میباشد.
- Mpos و Mneg لنگرهای اسمی ظرفیتی دو انتهای تیر میباشد.
- توجه: در محاسبه مقاومت خمشی بازوی خمش در محاسبات صفحات قبلی به صورت تقریب Z=0.9d در نظر گرفته شده است و به همین جهت نتایج جدول زیر اندکی با نتایج محاسبات صفحات قبل تفاوت دارد.
- Design Vu2 حداکثر مقدار حاصل از روابط زیر:

$$V_{u2} = Max\left(V_p + V_g\,,\ V_u^*\right)$$

Design Forces

Factored V_{u2} kN	Factored M_{u3} kN-m	Factored V_{u^*} kN	Factored M_{u^*} kN-m	Capacity V_p kN	Gravity V_g kN
153.783	-296.158	236.079	-526.498	112.219	69.051

Capacity Moment

	Long.Rebar A_s (Bottom) mm²	Long.Rebar A_s (Top) mm²	Capacity Moment M_{pos} kN-m	Capacity Moment M_{neg} kN-m
Left	1520	1900	248.191	304.199
Right	1520	2280	248.191	357.79

Design Basis

Design V_{u2} kN	Conc.Area A_c cm²	Area A_g cm²	Tensn.Reinf A_{st} mm²	Strength f_{ys} MPa	Strength f_{cs} MPa	LtWt.Reduc Factor Unitless
181.27	1980	2250	2280	300	25	1

Shear Rebar Design

Stress v MPa	Conc.Capacity v_c MPa	Uppr.Limit v_{max} MPa	Conc.Capacity φv_c MPa	Uppr.Limit φv_{max} MPa	RebarArea A_v /s mm²/m	Shear φV_c kN	Shear φV_s kN	Shear φV_n kN
0.92	0.83	4.15	0.62	3.11	585.49	123.306	57.963	181.27

۵-۹-۳- تعیین میلگردهای خمشی تیر (شکل پذیری ویژه)

- توجه: با توجه به اینکه ضریب رفتار قابهای خمشی ویژه با متوسط تفاوت دارد، نیروی زلزله وارد بر سازه، در صورت استفاده از قاب خمشی ویژه کاهش خواهد یافت. در این حالت دیاگرام های لنگر و برش وارد بر تیر نیز تغییر خواهند کرد.
- در این مثال برای عدم تکرار دیاگرام ها و محاسبات، فرض میشود که دیاگرام لنگر و برش وارد بر تیر همان مقادیر قبلی باشند.

قبل از تعیین میلگردهای خمشی تیر باید لنگر وارد بر تیر در انتها و وسط تیر مشخص شود.

مقادیر لنگرهای انتهایی باید ضوابط حداقل تیرهای ویژه را ارضا نمایند:

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

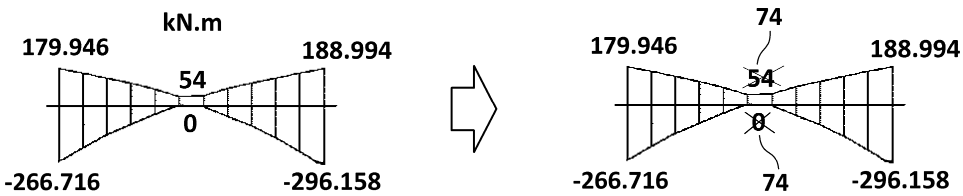
۹-۲۰-۶-۲-۲-۲ در بر تکیه‌گاه های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد.

۹-۲۰-۶-۲-۲-۳ مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نباید کم‌تر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی در مقاطع بَر تکیه گاهی در دو انتهای عضو باشد.

$$\varphi M_{n,r}^{+} \geq \frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{2}$$
$$\varphi M_{n,l}^{+} \geq \frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{2}$$
$$\varphi M_{n}^{+} \geq \mathrm{Max}\left(\frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{4},\frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{4}\right)$$
$$\varphi M_{n}^{-} \geq \mathrm{Max}\left(\frac{\varphi M_{n,r}^{-}}{4},\frac{\varphi M_{n,l}^{-}}{4}\right)$$

$$\frac{M_{end}^{-}}{4}=\frac{296.158}{4}=74\,kN.m \qquad \frac{M_{end}^{-}}{2}=\frac{296.158}{2}=148\,kN.m \qquad \frac{M_{end}^{-}}{2}=\frac{266.716}{2}=133\,kN.m$$

- لنگرهای انتهایی مثبت تیر (179.946 و 188.994) از مقدار حداقل لازم (133 و 148) بیشتر هستند و در نتیجه نیازی به اصلاح آنها نیست. ولی لنگر در وسط تیر (54 و 0) کمتر از حداقل لازم (74) میباشد و لازم است اصلاح شود:



میلگرد خمشی لازم برای تیر بر اساس لنگرهای وارد بر تیر (شکل فوق) محاسبه میشود. در ادامه جهت سادگی بازوی خمش برابر Z=0.9d فرض شده است. همچنین از وجود میلگرد فشاری در محاسبه مقاومت خمشی صرف نظر شده است. عمق موثر مقطع با فرض اینکه پوشش خالص برابر 40mm باشد و با فرض قطر خاموت برابر 10mm و قطر میلگرد طولی برابر 22mm برابر خواهد بود با d=500-40-10-11=439mm

- محاسبه میلگرد لازم در وجه فوقانی تیر

$$\{M_u=266.716\} \leq \{\varphi A_s f_y Z=0.9A_s\times 400\times(0.9\times 439)\} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{A_s^{top-Left}=1875\,mm^2}$$
$$\{M_u=296.158\} \leq \{\varphi A_s f_y Z=0.9A_s\times 400\times(0.9\times 439)\} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{A_s^{top-Right}=2082\,mm^2}$$
$$\{M_u=74\} \leq \{\varphi A_s f_y Z=0.9A_s\times 400\times(0.9\times 439)\} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{A_s^{top-mid}=520\,mm^2}$$

- محاسبه میلگرد لازم در وجه تحتانی تیر

$$\{M_u=179.946\} \leq \{\varphi A_s f_y Z=0.9A_s\times 400\times(0.9\times 439)\} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{A_s^{bot-Left}=1265\,mm^2}$$
$$\{M_u=188.994\} \leq \{\varphi A_s f_y Z=0.9A_s\times 400\times(0.9\times 439)\} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{A_s^{bot-Right}=1329\,mm^2}$$
$$\{M_u=74\} \leq \{\varphi A_s f_y Z=0.9A_s\times 400\times(0.9\times 439)\} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{A_s^{bot-mid}=520\,mm^2}$$

۹-۱۱ تیرها

۹-۱۱-۵-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی

۹-۱۱-۵-۱-۱ حداقل مقدار آرماتور خمشی، $A_{s,\min}$، باید در تمامی مقاطع عضو خمشی که نیاز به میلگرد کششی باشد، تأمین گردد.

۹-۱۱-۵-۱-۲ حداقل مقدار آرماتورهای خمشی نباید از بزرگ‌ترین مقادیر زیر کم‌تر باشد؛ به جز موردی که در ضابطه‌ی بند ۹-۱۱-۵-۱-۳ اشاره شده است. در اعضای معین استاتیکی با مقطع بال‌دار که بال مقطع در کشش قرار دارد، مقدار b_w بر اساس جایگزینی با کمترین مقدار b_f (عرض بال) و $2b_w$ محاسبه می‌شود. مقدار f_y باید به حداکثر ۵۵۰ مگاپاسکال محدود شود.

$$0.25\frac{\sqrt{f_c'}}{f_y}b_w d \qquad \text{(۹-۱۱-۱-الف)}$$

$$\frac{1.4}{f_y}b_w d \qquad \text{(۹-۱۱-۱-ب)}$$

۹-۱۱-۵-۱-۳ اگر سطح مقطع آرماتورهای طولی تأمین شده در وجه کششی، حداقل به اندازه‌ی یک سوم بیش‌تر از مقدار مورد نیاز بر اساس محاسبه باشد، نیازی به کنترل ضوابط بندهای ۹-۱۱-۵-۱-۱ و ۹-۱۱-۵-۱-۲ نمی‌باشد.

۹-۲۰-۶-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۲-۲ آرماتورهای طولی

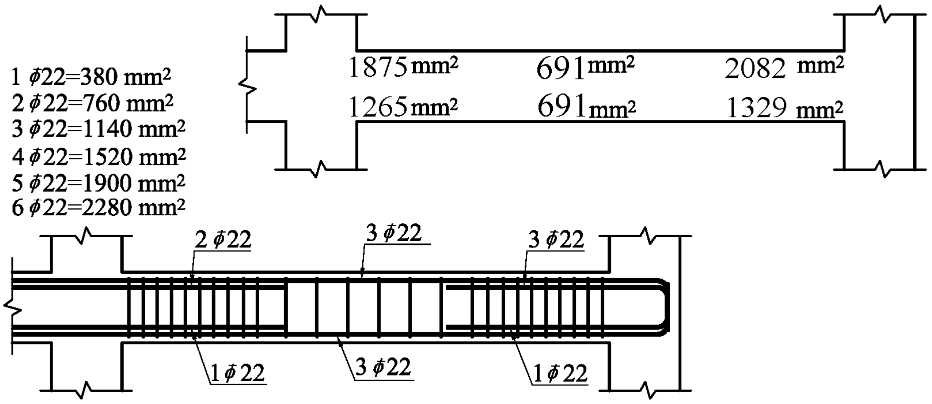
۹-۲۰-۶-۲-۲-۱ در تمامی مقاطع تیر نسبت سطح مقطع آرماتور به مقطع موثر بتن، هم در پایین و هم در بالا، نباید کم‌تر از مقادیر مقرر شده در بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ بوده، و نسبت آرماتور کششی برای فولادهای با حد تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کم‌تر نباید بیش‌تر از ۰/۰۲۵، و برای فولادهای با حد تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال بیش‌تر از ۰/۰۲۰ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلی متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول پیش بینی شوند.

- با توجه به بند ۹-۲۰-۶-۲-۲-۱ در تیرهای قابهای خمشی ویژه باید رابطه بند ۹-۱۱-۵-۱-۲ کنترل شود و استفاده از 1.33 برابر میلگرد محاسباتی به جای حداقل مجاز نیست:

محاسبه آرماتور **حداقل** خمشی:

$$\rho_{min} = \mathrm{Max}\left(\frac{1.4}{400},\frac{\sqrt{25}}{4\times 400}\right) = 0.0035 \rightarrow A_{smin} = 0.0035bd = 0.0035\times 450\times 439 = \mathbf{691}\ mm^2$$

- میلگرد میانی تیر در بالا و پایین برابر $\mathbf{520\ mm^2}$ بدست آمده است. در حالیکه آرماتور حداقل برابر $A_{smin} = \mathbf{691}\ mm^2$ می باشد. بنابراین میلگرد وسط تیر (هم بالا و هم پایین) باید حداقل **691** میلیمتر مربع باشد.

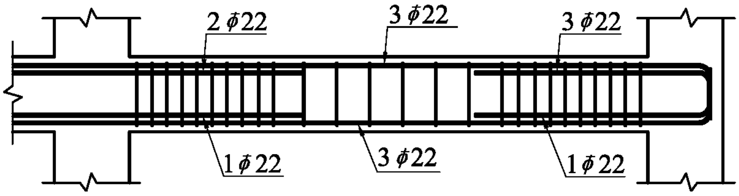


- در شکل فوق میلگردهای سراسری $3\varphi 22$ انتخاب شده است. توجه شود که میلگرد های سراسری تیر را میتوانستیم $2\varphi 22$ انتخاب کنیم. منتهی در فصل مربوط به طول مهار خواهیم دید که مساحت میلگرد میانی بهتر است بیش از مقدار لازم محاسباتی باشد تا محل قطع میلگردهای تقویتی متعارف بدست آید.

۵-۹-۴- محاسبه آرماتور عرضی تیر (شکل پذیری ویژه)

$$\text{شکل پذیری ویژه}\quad V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{w_u L_n}{2} \le \varphi(V_c + V_s)$$

برش وارد بر تیر تابع لنگرهای محتمل دو انتهای تیر میباشد. لنگرهای محتمل نیز بر اساس میلگرد خمشی تیر (میلگرد قرار داده شده) محاسبه میشود. بنابراین ابتدا باید لنگرهای خمشی محتمل مثبت و منفی انتهای تیر محاسبه شود.



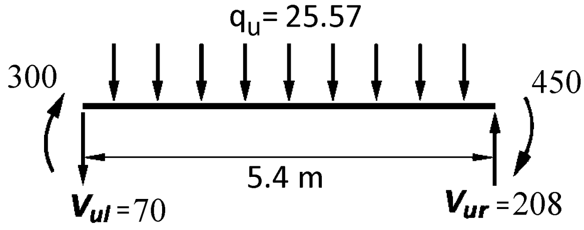
مقادیر لنگرهای مقاوم محتمل دو انتها (با صرف نظر کردن از میلگردهای فشاری) و با فرض اینکه بازوی خمش تقریبا برابر Z=0.9d باشد، به صورت زیر می باشد:

$$M^{+}_{pr-Left} = M^{+}_{n-Right} = A_s(1.25F_y)Z = \mathbf{1520} \times 500(0.9 \times 439) = \mathbf{300\ kN.m}$$
$$M^{-}_{pr-Left} = A_s(1.25F_y)Z = \mathbf{1900} \times 500(0.9 \times 439) = \mathbf{375\ kN.m}$$
$$M^{-}_{pr-Right} = A_s(1.25F_y)Z = \mathbf{2280} \times 500(0.9 \times 439) = \mathbf{450\ kN.m}$$

- صرف نظر کردن از میلگرد فشاری در محاسبه مقاومت خمشی محتمل مقطع تیر در محاسبات فوق در خلاف جهت اطمینان میباشد و بهتر است این اثر دیده شود. منتهی در این تیر میلگرد فشاری تاثیر ناچیزی دارد (در حد یک درصد) و بنابراین نتایج قابل قبول است.
- محاسبات فوق بر اساس میلگرد **قرار داده شده** در مقطع محاسبه شده (نه بر اساس میلگرد **محاسبه شده**).

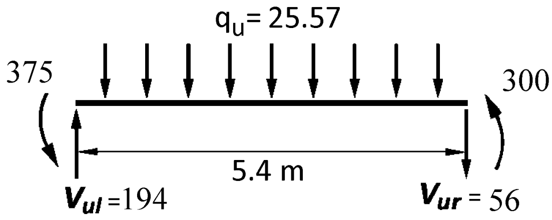
اگر جهت لنگرهای ناشی از زلزله ساعت گرد باشند:

$$V_{R-capacity}=\frac{450+300}{5.4m}+\frac{25.5744\times(5.4m)}{2}=\boldsymbol{208\ kN}$$
$$V_{L-capacity}=\frac{450+300}{5.4}-\frac{25.5744\times(5.4m)}{2}=\boldsymbol{70\ kN}$$



اگر جهت لنگرهای ناشی از زلزله پاد ساعت گرد باشند:

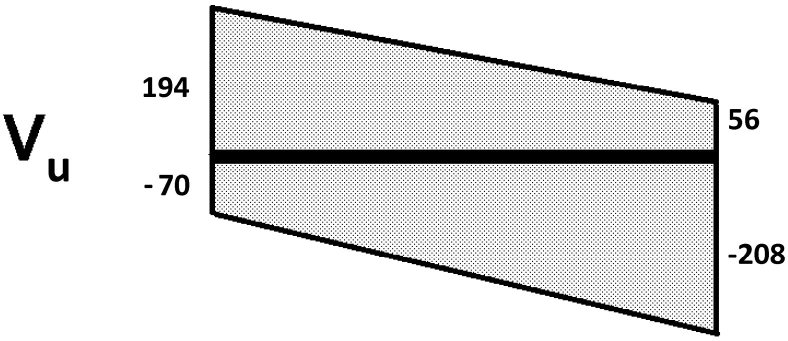
$$V_{R-capacity}=\frac{375+300}{5.4}-\frac{25.5744\times(5.4)}{2}=\boldsymbol{56\ kN}$$
$$V_{L-capacity}=\frac{375+300}{5.4}+\frac{25.5744\times(5.4)}{2}=\boldsymbol{194\ kl}$$



شکل پذیری ویژه $V_u=\frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n}+\frac{w_uL_n}{2}\le\varphi(V_c+V_s)$

$$V_{u-Left}=\boldsymbol{Max}(\boldsymbol{70},\boldsymbol{194})=\boldsymbol{194}\ kN$$
$$V_{u-Right}=\boldsymbol{Max}(\boldsymbol{208},\boldsymbol{56})=\boldsymbol{208}\ kN$$

با توجه به اینکه مقادیر برش در دو انتهای تیر تفاوت کمی با هم دارند، طراحی خاموت ها را می توان در هر دو انتها بر اساس برش **208 kN** انجام داد.



- **محاسبه φV_c در دو انتها (شکل پذیری ویژه)**

در تیرهای قابهای خمشی ویژه در صورتی که برش لرزه ای بیش از برش ثقلی باشد، مقدار φV_c باید برابر صفر منظور شود:

۹-۲۰-۶-۲-۴-۲ در مواردی که هر دو شرط (الف) و (ب) زیر برقرار باشند، طراحی آرماتورهای عرضی در مناطق بحرانی بند ۹-۲۰-۶-۲-۳-۱، باید با فرض V_c برابر با صفر انجام شود:

الف- بخش لرزه‌ای برش محاسبه شده بر اساس بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱، بزرگ‌تر یا مساوی نصف مقاومت برشی حداکثر در مناطق بحرانی باشد.

ب- بار محوری فشاری ضریب‌دار، P_u، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f_c'$ کم‌تر باشد.

در قسمت **الف** بند فوق، منظور از بخش لرزه ای برش، قسمتی از برش میباشد که در اثر لنگرهای محتمل (لنگرهای ناشی از انحنای مضاعف تحت بار جانبی زلزله) ایجاد میشود. مقاومت برشی تیر نیز بر اساس کل برش وارد بر تیر محاسبه میشود:

$$\left.\begin{aligned} \text{بخش لرزه ای برش} &= \frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} \\ \text{مقاومت برشی حداکثر} = \varphi V_n &= \frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n}+\frac{w_u L_n}{2} \end{aligned}\right\} \frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} \overset{?}{\geq} \frac{1}{2}\left(\frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n}+\frac{w_u L_n}{2}\right)$$

با ساده کردن عبارت فوق داریم:

$$\frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} < \frac{w_u L_n}{2} \quad \rightarrow \quad V_c \text{ در محاسبات صفر منظور نخواهد شد}$$

$$\frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} \geq \frac{w_u L_n}{2} \quad \rightarrow \quad V_c = 0$$

در مثال حاضر داریم:

$$\frac{M_{pr1}+M_{pr2}}{L_n} = \frac{450+300}{5.4} = 138\,kN \;\geq \frac{w_u L_n}{2} = \frac{25.5744\times(5.4)}{2} = 69 \;\rightarrow\; V_c = 0$$

- **کنترل برش حداکثر (شکل پذیری ویژه)**

۹-۸-۴ مقاومت برشی یک طرفه

۹-۸-۴-۱ کلیات

۹-۸-۴-۱-۳ ابعاد مقطع باید طوری انتخاب شوند که رابطه‌ی زیر برآورده شود.

$$V_u \leq \phi\left(V_c + 0.66\sqrt{f_c'}\, b_w d\right) \qquad \textbf{(۹-۸-۹)}$$

ابتدا کنترل میشود که برش وارد بر تیر بیش از حداکثر مجاز برش نباشد:

$$\varphi V_{n-max} = \varphi\left(V_c+0.66\sqrt{f_c}b_w d\right) = 0.75\left(0+0.66\sqrt{f_c'}b_w d\right) = 0.75(0.66\times 5\times 450\times 439) = 489\,kN$$

$$V_u = 208\,kN \leq \varphi V_{n-max} = 489\,kN \quad OK$$

- توجه: اگر برش وارد بر تیر (180 kN) بیش از حداکثر مجاز آیین نامه (489 kN) باشد، باید ابعاد تیر افزایش یابد و کل محاسبات (و نیز تحلیل سازه) مجدد انجام شود و سپس تیر بر اساس نیروها و هندسه جدید مجددا کنترل شود.

- **محاسبه آرماتور عرضی لازم در انتهای تیر(شکل پذیری ویژه)**

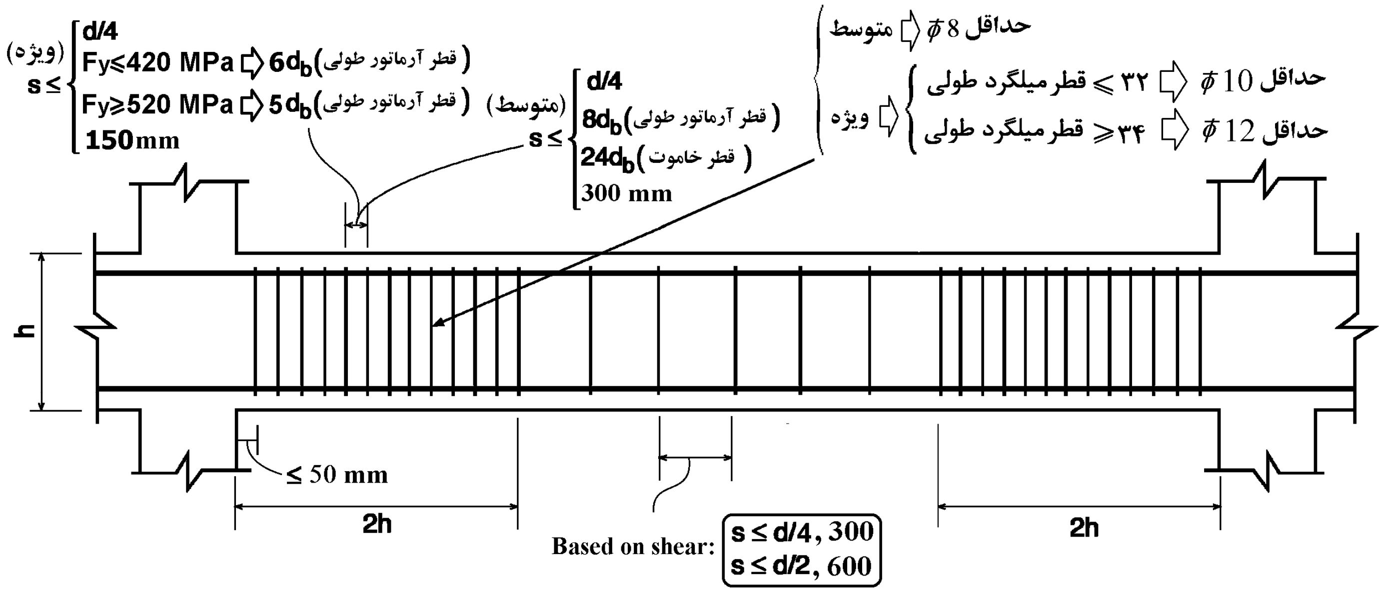
$$V_u = \varphi V_c + \varphi V_s$$

$$208 \times 1000 = \text{صفر} + 0.75\left(\frac{A_v}{s} \times 439 \times 300\right) \rightarrow \left(\frac{A_v}{s}\right)_{\text{محاسباتی}} = \mathbf{2.1}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = Max\left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y}\right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = 0.525$$

- مقدار محاسبه شده از حداقل آیین نامه ای بیشتر میباشد.

۵-۹-۵- کنترل محدودیت فواصل آرماتورهای عرضی (شکل پذیری ویژه)



در ناحیه بحرانی تیرهای قابهای خمشی ویژه فواصل آرماتورهای عرضی نباید کمتر از مقدار زیر انتخاب شود:

$$s_{max} = Min\left[\frac{439}{4}, 6 \times 22, 150mm\right] = 110\ mm$$

- توجه: در صورتی که $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right)$ باید کنترل شود و در صورتی که $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{4}, 300mm\right)$ باید کنترل شود. ولی در ناحیه بحرانی تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه لازم نیست کنترل های فوق انجام شود. علت: مطابق رابطه مربوط به ناحیه بحرانی رعایت محدودیت d/4 در هر حال الزامی و تعیین کننده خواهد بود.

اگر فواصل خاموت ها را برابر 100mm انتخاب کنیم، مساحت لازم برای خاموت ها برابر خواهد بود با:

$$\frac{A_v}{s} = \mathbf{2.1} \quad \rightarrow \quad A_v = 2.1 \times 100 = 210\ mm^2$$

با فرض یک حلقه بسته خاموت و یک سنجاق میانی (کلا شامل ۳ ساق قائم)، قطر محاسباتی برای خاموت برابر $3\pi\frac{d^2}{4} = 210 \rightarrow d = 9.44mm$ خواهد بود.

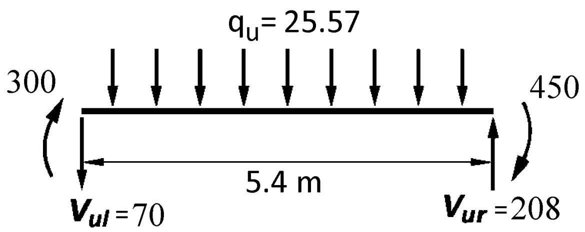
توجه شود که حداقل قطر خاموت در تیرهای قابهای خمشی متوسط 10mm میباشد. می توان در دو انتهای تیر از $\Phi 10\ @100mm$ استفاده نمود (یک خاموت بسته همراه با یک سنجاق). این خاموت ها باید تا فاصله دو برابر ارتفاع تیر در دو انتها قرار گیرند.

- **محاسبه آرماتور عرضی لازم در خارج از ناحیه بحرانی(شکل پذیری ویژه)**

در خارج از ناحیه 2h در دو انتها، مقدار خاموت لازم بر اساس حداکثر برش تیر تعیین می شود.

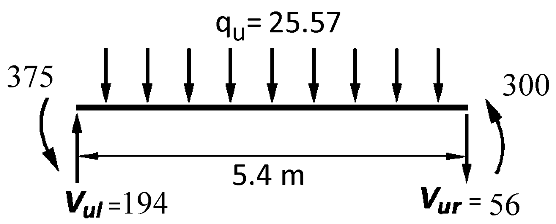
با فاصله گرفتن از انتهای تیر، برش نیز کاهش میابد. برش در فاصله 2h=1000mm=1m از انتهای سمت چپ تیر برابر است با:

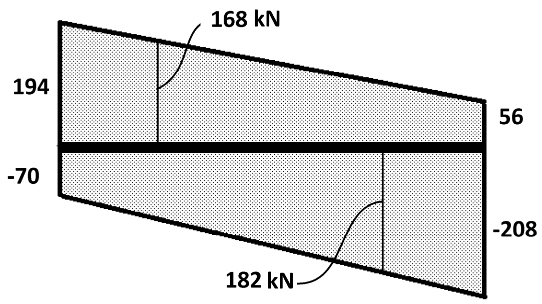
$$V_u = V_{ur} - q_u \times 2h = 208 - 25.5744 \times 2 \times 0.5 = \mathbf{182}\ kN$$



برش در فاصله 2h=1000mm=1m از انتهای سمت راست تیر برابر است با:

$$V_u = V_{ul} - q_u \times 2h = 194 - 25.5744 \times 2 \times 0.5 = \mathbf{168}\ kN$$





$$V_u = \varphi(V_c + V_s)$$

$$\mathbf{182 \times 1000} = 0.75\left(0.17\sqrt{25} \times 450 \times 439\right) + 0.75\left(\frac{A_v}{s} \times 439 \times 300\right) \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\frac{A_v}{s} = 0.567}$$

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = Max\left(\frac{0.35b}{F_y}, \frac{0.062\sqrt{25}b}{F_y}\right) = \frac{0.35 \times 450}{300} = \mathbf{0.525}$$

آرماتور عرضی محاسباتی (0.567 mm) بیشتر از حداقل آیین نامه ای می باشد و بنابراین مقدار محاسباتی مورد استفاده قرار میگیرد:

$$\left(\frac{2 \times 3.14 \times 5^2}{s}\right) = \mathbf{0.567} \quad \rightarrow \quad s_{\text{محاسبه}} = \boldsymbol{277\ mm}$$

در خارج از ناحیه بحرانی در صورتی که $V_s \le 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right)$ باید کنترل شود و در صورتی که $V_s > 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$ باشد، محدودیت $s \le Min\left(\frac{d}{4}, 300mm\right)$ باید کنترل شود:

$$V_u = \varphi(V_c + V_s) \rightarrow \left(V_s = \frac{V_u}{\varphi} - V_c = \frac{182}{0.75} - 168 = 75\ kN\right) < \left(0.33\sqrt{f_c'}b_w d = 326\ kN\right)$$

$$\rightarrow s \le Min\left(\frac{d}{2}, 600mm\right) = \frac{439}{2} = \boldsymbol{220mm}$$

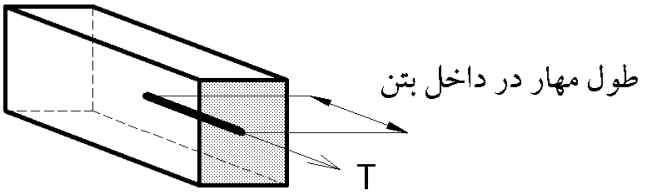
با توجه به اینکه مقدار حداکثر محاسباتی s=277mm میباشد:

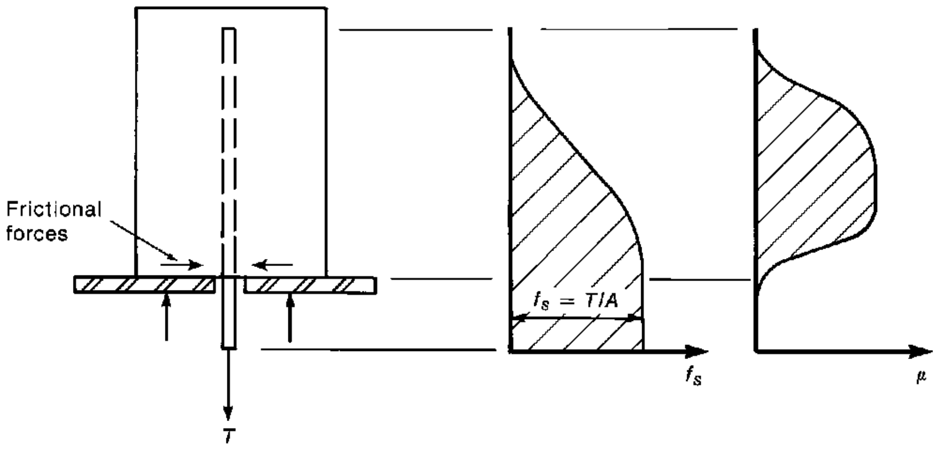
$$\rightarrow \quad Use \quad \Phi 10\ @220mm$$

- در خارج از ناحیه بحرانی نیازی به مهار یک درمیان میلگردهای طولی تیر نمی باشد و با توجه به محاسبات فوق یک خاموت بسته با قطر **10mm** از هر **220mm** کافی میباشد.
- **توجه: مقادیر برش محاسبه شده (چه در ناحیه بحرانی و چه در خارج از ناحیه بحرانی) نباید کمتر از برش حاصل از ترکیب بار متعارف تیر باشد.**

۶-مهار آرماتورها

شکل زیر یک میلگرد مدفون در داخل بتن را نشان میدهد که نیروی کششی T بدان وارد میشود و نیرو در طول میلگرد به بتن منتقل میشود.



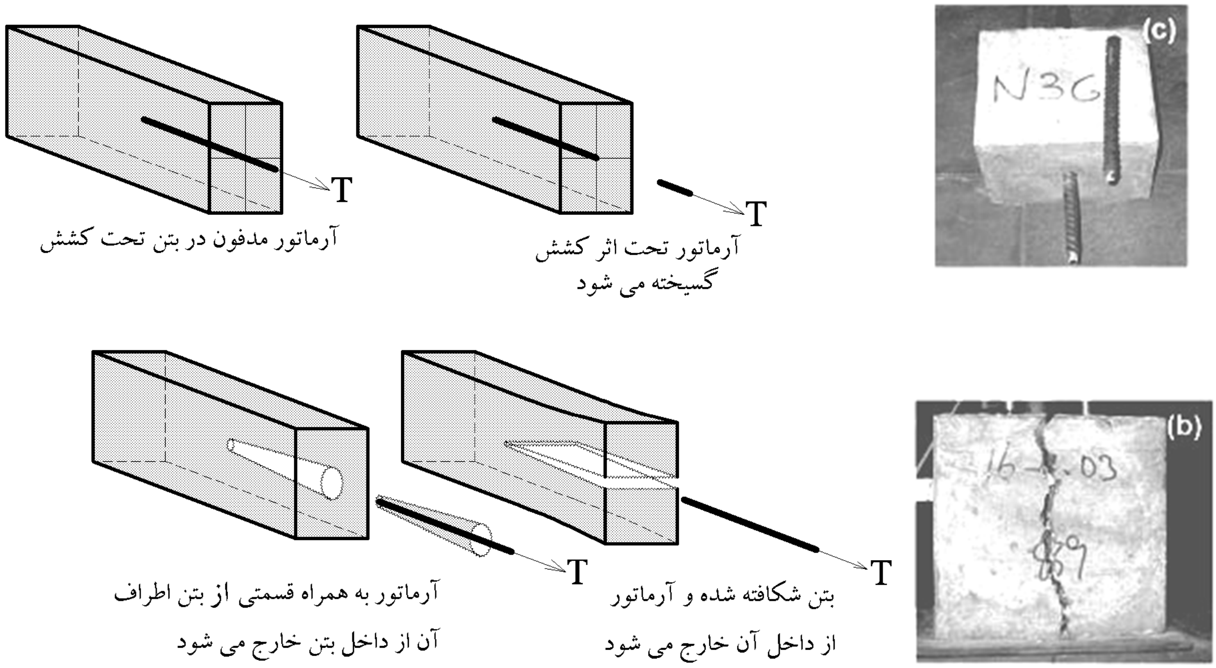


(a) Test method. (b) Bar stress. (c) Bond stress.

با افزایش نیروی وارد بر میلگرد دو حالت ممکن است اتفاق افتد:

۱- میلگرد به مقدار کافی در داخل بتن مهار شده است به طوریکه میتوان نیروی T را به حد مقاومت تسلیم میلگرد افزایش داد (بدون اینکه آسیبی به بتن وارد شود).

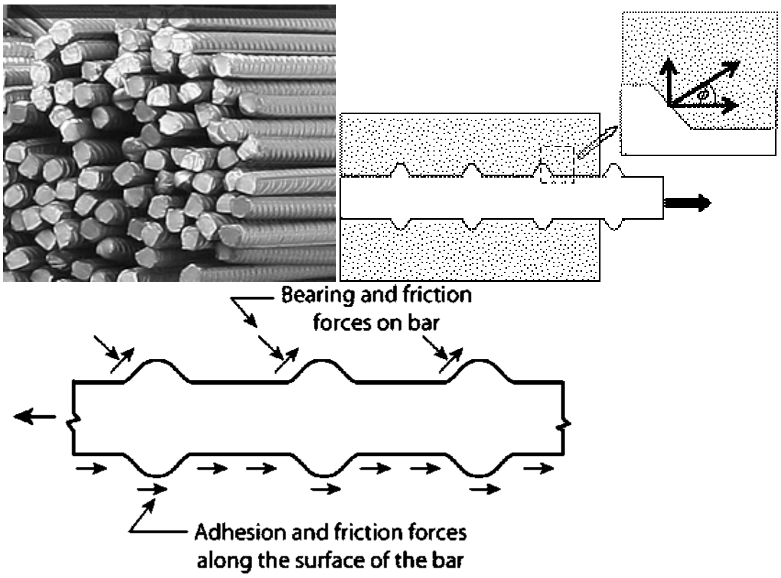
۲- اگر میلگرد به حد کافی در داخل بتن مهار نشده باشد، قبل از اینکه نیروی T به نیروی تسلیم میلگرد برسد، با تخریب بتن میلگرد آزاد میشود.



انتقال نیرو از میلگرد به بتن از سه طریق انجام می شود:

- چسبندگی شیمیایی بین فولاد و بتن (chemical adhesion)
- اصطکاک ناشی از زبری سطح میلگرد (frictional forces)
- مهار مکانیکی و یا برجستگی روی میلگرد (آج)

در شکل زیر این نیروها نشان داده شده اند:

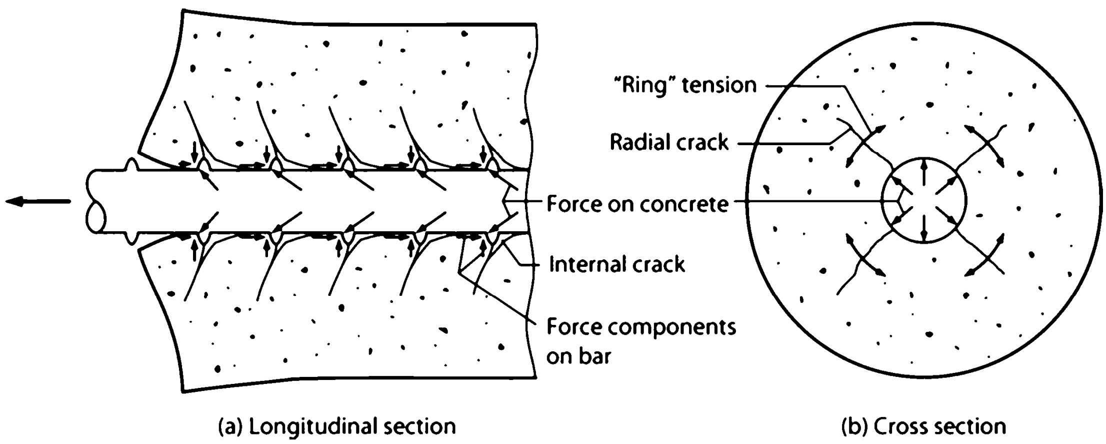


چسبندگی شیمیایی ضعیف است و پس از لغزش جزئی میلگرد از بین می رود. عمده انتقال نیرو از طریق آجها انجام می شود.

شکل زیر یک میلگرد آجدار را تحت کشش نشان میدهد. کشش در میلگرد موجب افزایش طول آن میشود و کرنش طولی آن افزایش می یابد. این افزایش طول موجب لغزش میلگرد داخل بتن می شود. پس از ایجاد لغزش، میلگرد از طریق آجها به بتن اتکا می کند.

نیروهای اتکایی که از طرف آجها به بتن وارد می شود همراه با تنش های برشی وارد بر بتن موجب ایجاد ترک در بتن می شود.

بیشترین لغزش در انتهای بارگذاری شده میلگرد رخ می دهد و با افزایش بار ممکن است تنش پیوستگی بین بتن و میلگرد در انتهای میلگرد کاهش یابد.



در شکل سمت راست مشاهده میشود ترک های شعاعی در داخل بتن ایجاد میشود.

سراسری ۸۱

۱۰۵- تعریف صحیح طول مهاری یا طول گیرایی آرماتور، کدام است؟

۱) طولی از آرماتور است که در آن تنش به صفر می‌رسد.

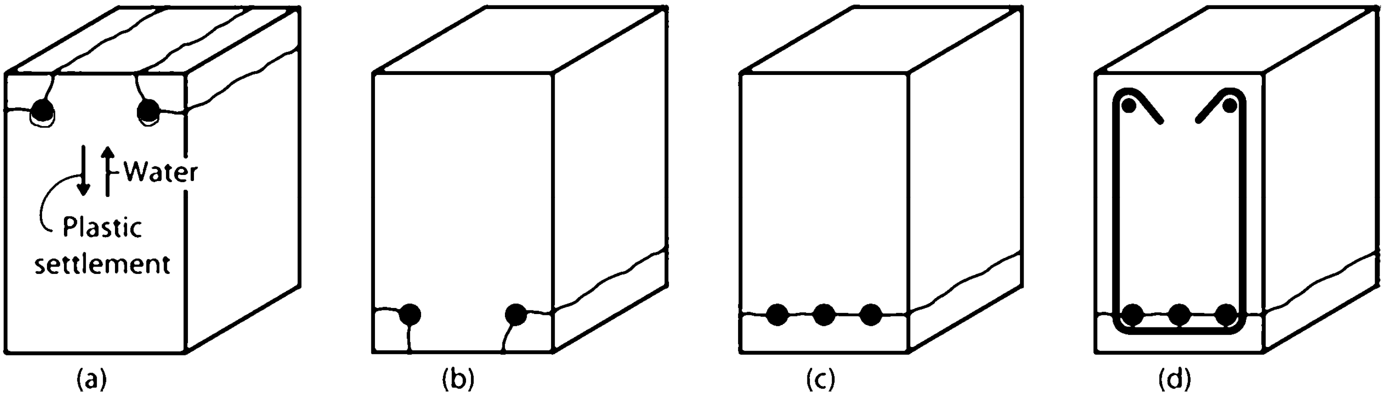
۲) طولی از آرماتور است که در آن تنشهای پیوستگی به صورت یکنواخت توزیع شده‌اند.

۳) حداقل طولی از آرماتور است که در آن تنش می‌تواناز صفر در انتهای آرماتور به حد جاری شدن فولاد برسد.

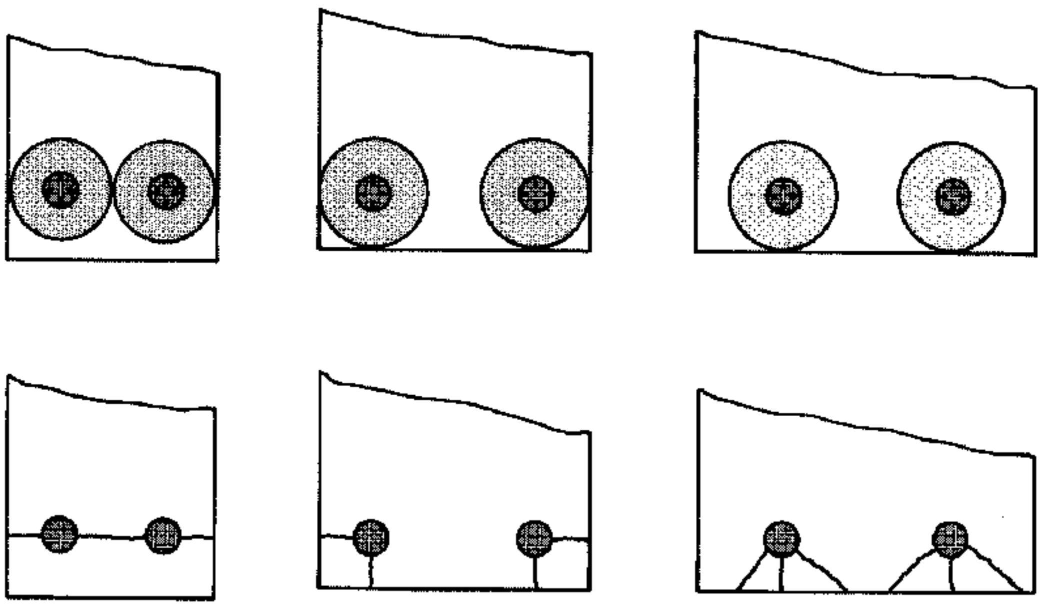
۴) هر سه مورد

گزینه ۳

- در مواردی که پوشش روی میلگرد کم باشد (کمتر از حدودا ۲ برابر قطر میلگرد) ترک های شعاعی می تواند مانند شکل (b) تا سطح آزاد بتن گسترش یابد.
- در مواردی مانند حالت (a) و (b) که فاصله میلگردها از هم زیاد است، تعداد ۲ یا چند ترک می تواند موجب خرابی شود.
- در مواردی مانند شکل (c) که فاصله میلگردها در داخل کم است، علاوه بر ترکهای کناری، ممکن است مابین میلگردها نیز ترک ایجاد می شود که در این حالت یک سطح ترک کلی ایجاد می شود.
- شکل (d) نشان میدهد که وجود آرماتور عرضی (که از سطح ترک عبور می کند) می تواند از باز شدن ترک ممانعت کند.



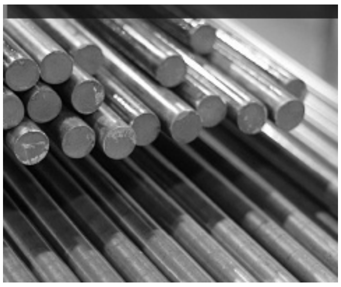
(شکل برگرفته از کتاب بتن Moehle)



(a) Side cover and half the bar spacing both less than bottom cover.

(b) Side cover = bottom cover, both less than half the bar spacing.

(c) Bottom cover less than side cover and half the bar spacing.



رفتار آرماتورهای صاف:

آرماتور صاف نیاز به طول مهار زیادی دارد و در صورت افزایش بار وارد بر آن بدون ایجاد شکاف در بتن، در داخل آن می لغزد.

یک راه مناسب برای مهار آرماتور صاف استفاده از قلاب در انتهای میلگرد می باشد.

- در صورت عدم استفاده از میلگرد آجدار، تعداد ترک های خمشی محدود به چند ترک با عرض زیاد خواهد بود (تعداد ترک ها کاهش ولی عرض آنها به شدت افزایش میابد)
- در صورت استفاده از میلگرد آجدار، تعداد ترکهای خمشی افزایش ولی عرض آنها محدود خواهد شد.

مفهوم پیوستگی بین بتن و میلگرد در دو حالت مطالعه می شود:

۱- پیوستگی مهاری

در شکل زیر بتن به فولاد (و برعکس فولاد هم به بتن) تنش های اصطکاکی (u) وارد می کند. اگر این تنشها نباشند، آرماتور از داخل بتن سر خورده و بیرون کشیده می شود. بنابراین این تنشها موجب ایجاد پیوستگی بین فولاد و بتن می شوند و آنها را تنشهای پیوستگی (و یا چسبندگی) می نامند. در شکل زیر تنش موجود در آرماتور (fs) از طریق تنشهای پیوستگی مهاری (u) به بتن منتقل می شود. هرچه طول ld در شکل زیر بیشتر باشد توانایی بتن در مهار آرماتور افزایش یافته و تنش پیوستگی مهاری (u) کاهش می یابد. با کاهش ld تنشهای u افزایش یافته و ممکن است بتن تاب تحمل u بالا را نداشته و گسیخته شود.

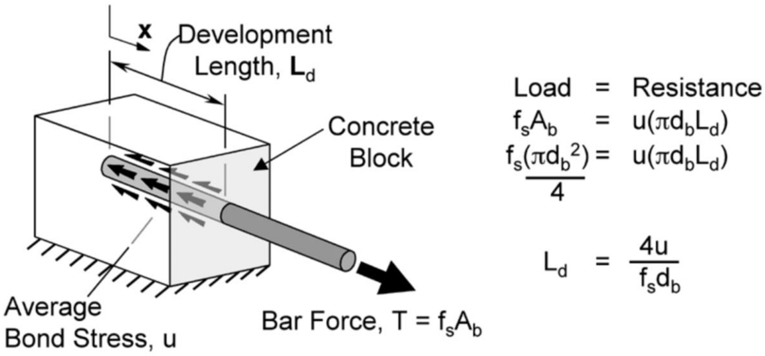
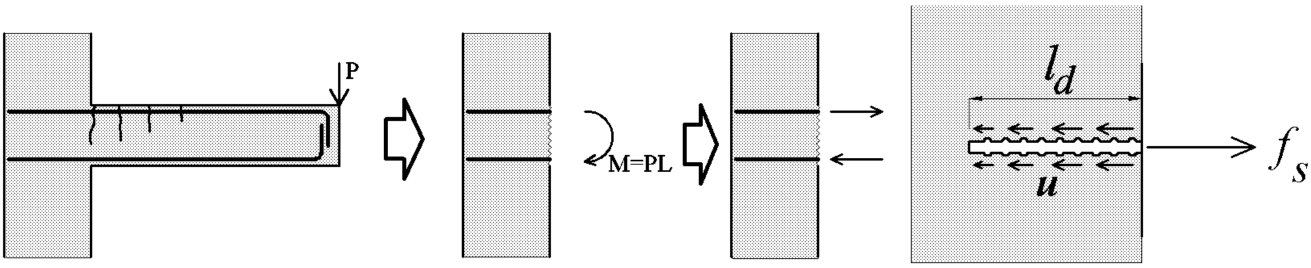


Figure 2-1: Simple concept of bond stresses

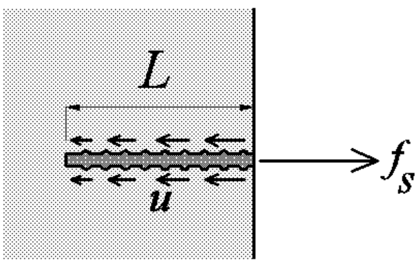


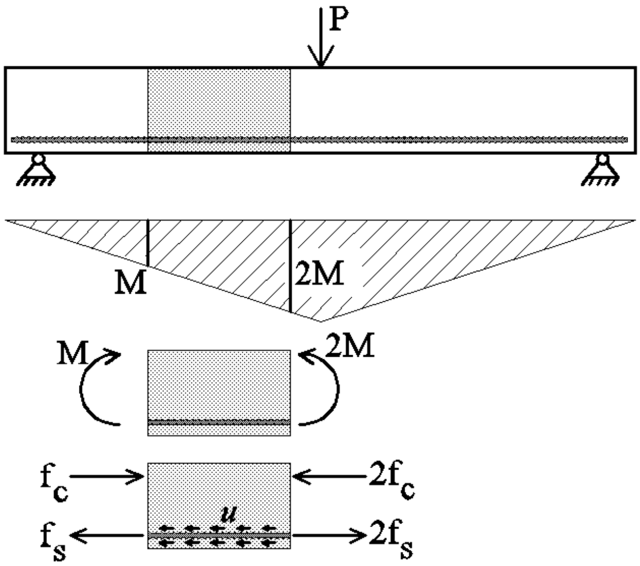
f_s : تنش در آرماتور

u : تنش چسبندگی بتن و آرماتور

$$f_s \times \frac{\pi D^2}{4} = u \times L \times \pi D$$

$$\Rightarrow \boxed{L = \frac{f_s \times D}{4u}}$$





۲- پیوستگی خمشی

در شکل زیر به دلیل تغییر مقدار لنگر در طول تیر، تنش کششی در آرماتور تغییر می کند. در این حالت برای حفظ تعادل در راستای افقی برای آرماتور، تنش های <u>پیوستگی</u> <u>خمشی</u> (u) را خواهیم داشت.

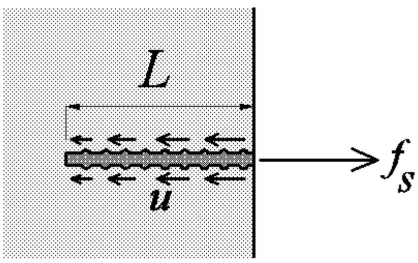
۶-۱- پیوستگی مهاری

f_s : تنش در آرماتور

u : تنش چسبندگی بتن و آرماتور

$$f_s \times \frac{\pi D^2}{4} = u \times L \times \pi D$$

$$\Rightarrow \boxed{L = \frac{f_s \times D}{4u}}$$



نکته: $f_y \uparrow^{\times 2}$ ← طول مهار لازم $L \uparrow^{\times 2}$

قطر آرماتور $D \uparrow^{\times 2}$ ← $L \uparrow^{\times 2}$

$A \uparrow^{\times 2}$ $(D \uparrow^{\times \sqrt{2}})$ ← $L \uparrow^{\times \sqrt{2}}$

بستگی به مقاومت کششی بتن دارد $u \uparrow^{\times 2}$ ← $L \downarrow^{\times 0.5}$

سراسری ۹۵

۱۲۵- یک آرماتور ϕ۱۶ جهت بلند کردن بلوکی بتنی به وزن W در طول L درون بلوک تعبیه شده است. در صورتی که متوسط تنش پیوستگی بین آرماتور و بتن ۱۰ MPa باشد، حداقل مقدار L برای آن که بیشینه وزن W قابل حمل باشد چند میلی‌متر (mm) است؟ بتن از رده C۳۰ و فولاد از رده S۴۰۰ است.

۱) ۱۲۰

۲) ۱۴۰

۳) ۱۶۰

۴) ۱۸۰

حداکثر نیروی W مطابق رابطه زیر، بر اساس طول مهار میلگرد و نیز مقاومت تسلیم میلگرد بدست می آید.

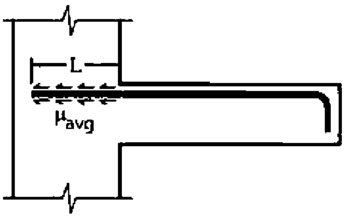
$$W = Min\begin{cases} u \times L \times \pi D = 10 \times L \times 3.14 \times 16 = 502.4L \\ A_s F_y = 3.14 \times 8^2 \times 400 = 80384 \end{cases}$$

برای حداکثر شدن مقدار W باید:

$$502.4L \geq 80384 \qquad \rightarrow \qquad L \geq 160\ mm$$

سراسری ۹۴

۱۱۴- در شکل زیر انتقال نیروی کششی به بتن در میلگرد فوقانی تیرکنسولی نمایش داده شده است که در آن μ_{avg} تنش پیوستگی متوسط، L طول مستقیم میلگرد در ستون و d_b قطر میلگرد می‌باشد. در حالتیکه فولاد به حد تسلیم برسد، با دو برابر شدن قطر میلگرد و ثابت بودن سایر مشخصات، μ_{avg} چه تغییری می‌کند؟



۱) ثابت می‌ماند.

۲) نصف می‌شود.

۳) دو برابر می‌شود.

۴) چهار برابر می‌شود.

اگر نیروی وارد بر میگرد ثابت بماند مطابق رابطه زیر گزینه ۲ صحیح خواهد بود.

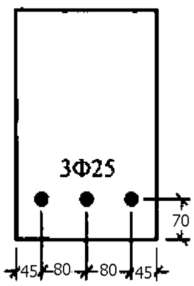
$$u_{avg} \times L \times \pi D = \text{نیروی ثابت اولیه} \qquad \rightarrow \qquad u_{avg} = \frac{\text{نیروی ثابت اولیه}}{L \times \pi D}$$

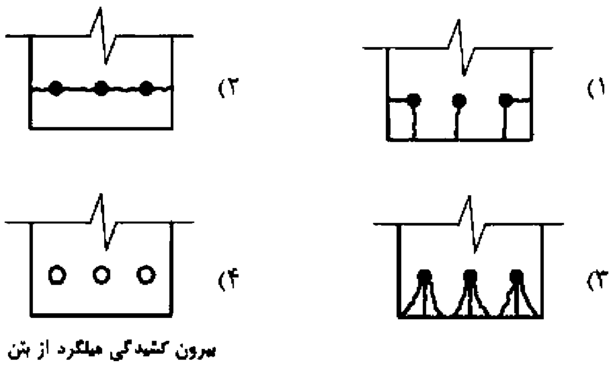
اگر تنش بر میگرد ثابت بماند مطابق رابطه زیر گزینه ۳ صحیح خواهد بود.

$$u_{avg} \times L \times \pi D = \frac{\pi D^2}{4} F_y \qquad \rightarrow \qquad u_{avg} = \frac{D F_y}{4L}$$

سراسری ۹۴

۱۱۷- در صورتی که مقطع تیر زیر دچار گسیختگی ناشی از تنش پیوستگی بین فولاد و بتن گردد، کدام یک از حالات زیر محتمل‌تر است؟ (اندازه‌ها به میلیمتر است)





گزینه ۲

۶-۲- طول مهار میلگردهای کششی

CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS

25.4—Development of reinforcement

25.4.2 *Development of deformed bars and deformed wires in tension*

25.4.2.1 Development length ℓ_d for deformed bars and deformed wires in tension shall be the greater of (a) and (b):

(a) Length calculated in accordance with 25.4.2.3 or 25.4.2.4 using the applicable modification factors of 25.4.2.5

(b) 300 mm

25.4.2.4 For deformed bars or deformed wires, ℓ_d shall be calculated by:

$$\ell_d = \left(\frac{1}{1.1} \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \qquad (25.4.2.4a)$$

in which the confinement term $(c_b + K_{tr})/d_b$ shall not exceed 2.5, and

$$K_{tr} = \frac{40 A_{tr}}{sn} \qquad (25.4.2.4b)$$

where n is the number of bars or wires being developed or lap spliced along the plane of splitting. It shall be permitted to use $K_{tr} = 0$ as a design simplification even if transverse reinforcement is present or required.

25.4.2.5 For the calculation of ℓ_d, modification factors shall be in accordance with Table 25.4.2.5.

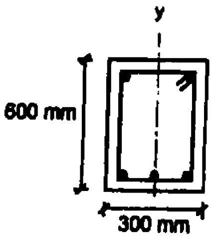
Table 25.4.2.5—Modification factors for development of deformed bars and deformed wires in tension

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Reinforcement grade ψ_g	Grade 40 or Grade 60	1.0
	Grade 80	1.15
	Grade 100	1.3
Epoxy[1] ψ_e	Epoxy-coated or zinc and epoxy dualcoated reinforcement with clear cover less than $3d_b$ or clear spacing less than $6d_b$	1.5
	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement for all other conditions	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Size ψ_s	No. 22 and larger bars	1.0
	No.19 and smaller bars and deformed wires	0.8
Casting position[1] ψ_t	More than 300 mm of fresh concrete placed below horizontal reinforcement	1.3
	Other	1.0

[1]The product $\psi_t \psi_e$ need not exceed 1.7.

محاسبات ۹۳

۳۱- در تیری با مقطع مطابق شکل تحت اثر لنگر خمشی مثبت (قسمت پایین مقطع تحت اثر کشش) در صورتیکه $A_s = 3\Phi25$ و $A'_s = 2\Phi20$، خاموت‌ها $\Phi12@\ 150\ mm$ c/c. پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر و آرماتورگذاری متقارن نسبت به محور yها و آرماتور طولی از نوع S400 و آرماتور عرضی (خاموت) از نوع S340 باشد، ضریب دقیق محاسباتی $\left(\frac{C+K_{tr}}{d_b}\right)$ برای تعیین طول مهاری آرماتورهای کششی که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (C برابر کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیک‌ترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردها می‌باشد)



۱) 3.30
۲) 2.50
۳) 2.20
۴) 2.00

فاصله مرکز میلگرد تا رویه بتن برابر است با:

$$Cover\ to\ rebar\ center = 50 + 12 + 12.5 = 74.5\ mm$$

فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای کششی از هم برابر است با:

$$S_{bar\ to\ bar} = \frac{300 - 74.5 \times 2}{2} = 75.5 \quad \rightarrow \quad c = Min\left(74.5, \frac{75.5}{2}\right) = 37.75\ mm$$

$$K_{tr} = \frac{40(2\pi \times 6^2)}{150 \times 3} = 20.1\ mm$$

$$\frac{k_{tr} + c}{d_b} = \frac{20.1 + 37.75}{25} = 2.3$$

جهت سهولت در محاسبات به جای استفاده از رابطه دقیق (صفحه قبل) می توان طول مهار را با استفاده از جدول زیر (روش تقریبی) محاسبه کرد.

- در تیرها که حداقل خاموت در آنها قرار داده می شود، معمولا شامل سطر اول جدول زیر می شوند.

بنابراین در اکثر تیرها می توان به صورت تقریبی طول مهار را می توان به شرح زیر محاسبه کرد:

میلگرد فوقانی تیر:

$$\begin{cases} \varphi < 20\,mm & \rightarrow\ l_d = \dfrac{F_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f_c'}}d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \dfrac{400\times1.3\times1\times1}{2.1\sqrt{25}}d_b = 50d_b \\ \varphi \geq 20\,mm & \rightarrow\ l_d = \dfrac{F_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f_c'}}d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \dfrac{400\times1.3\times1\times1}{1.7\sqrt{25}}d_b = 61d_b \end{cases}$$

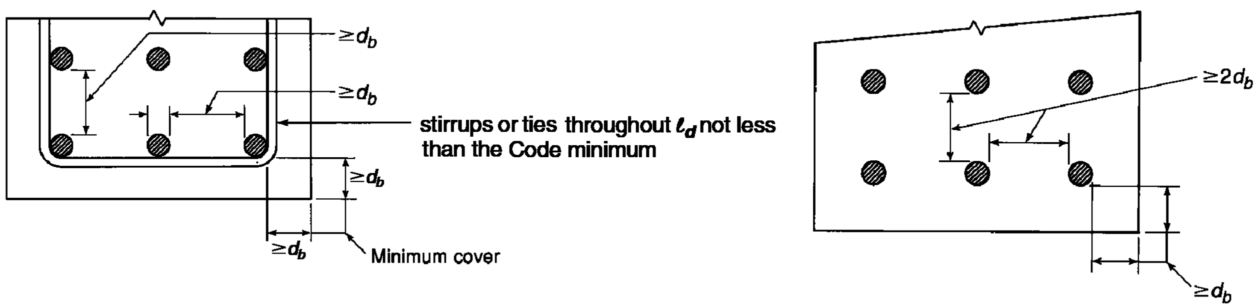
میلگرد تحتانی تیر:

$$\begin{cases} \varphi < 20\,mm & \rightarrow\ l_d = \dfrac{F_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f_c'}}d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \dfrac{400\times1\times1\times1}{2.1\sqrt{25}}d_b = 38d_b \\ \varphi \geq 20\,mm & \rightarrow\ l_d = \dfrac{F_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f_c'}}d_b \xrightarrow{C25 \quad S400} l_d = \dfrac{400\times1\times1\times1}{1.7\sqrt{25}}d_b = 47d_b \end{cases}$$

25.4.2.3 For deformed bars or deformed wires, ℓ_d shall be calculated in accordance with Table 25.4.2.3.

Table 25.4.2.3—Development length for deformed bars and deformed wires in tension

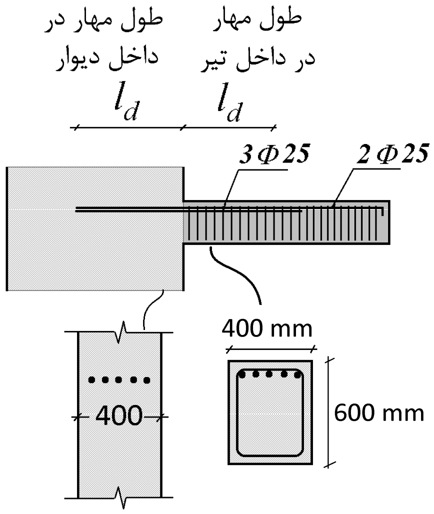
Spacing and cover	No. 19 and smaller bars and deformed wires	No. 22 and larger bars
Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced not less than d_b, clear cover at least d_b, and stirrups or ties throughout ℓ_d not less than the Code minimum or Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced at least $2d_b$ and clear cover at least d_b	$\left(\dfrac{f_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f_c'}}\right)d_b$	$\left(\dfrac{f_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f_c'}}\right)d_b$
Other cases	$\left(\dfrac{f_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{1.4\lambda\sqrt{f_c'}}\right)d_b$	$\left(\dfrac{f_y\Psi_t\Psi_e\Psi_g}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}}\right)d_b$



مثال:

طول مهاری لازم برای میلگردهای شکل زیر را در "داخل دیوار" و نیز "داخل تیر" تعیین کنید. در داخل دیوار آرماتورهای طولی **فاقد آرماتور عرضی** می باشند و در **داخل تیر از $\Phi 10@100mm$ استفاده شده است**. آرماتورهای طولی در مقطع بحرانی در بر دیوار $5 \times \Phi 25$ میباشد که با فواصل مساوی از هم قرار گرفته اند و رده آنها S400 میباشد و با فواصل مساوی می باشد. بتن از رده C25 میباشد.

- ضخامت دیوار هم عرض تیر فرض و برابر t=b=400 mm فرض شود.



محاسبه فاصله بین میلگردها:

پوشش بتن تا مرکز میلگردهای طولی:

$$40 + 10 + \frac{25}{2} = \mathbf{62.5}\ mm$$

فاصله خالص بین میلگردهای طولی:

$$\frac{(400 - 2 \times 50 - 5 \times 25)}{4} = \mathbf{43.75}\ mm$$

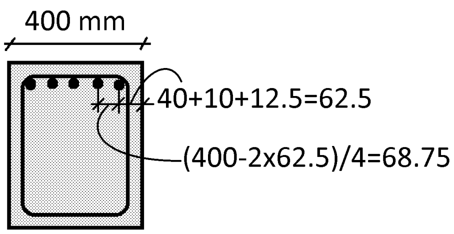
محاسبه طول مهار **در داخل تیر (با رابطه ساده شده)**

در داخل تیر، میلگردهای طولی تیر دارای خاموت (به حد کافی) می باشند و از طرفی فاصله خالص میلگردها بیشتر از قطر میلگردهای طولی است (43.75>25) بنابراین مقدار تقریبی طول مهار میلگردها برابر است با:

$$\left.\begin{array}{l} 43.75 > 25 \\ \frac{A_v}{s} = 1.57mm > \left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} \\ Bar\ size = 25mm \geq 20mm \end{array}\right\} l_d = \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b = \frac{1.3 \times 1 \times 1}{1.7 \times 1} \times \frac{400}{\sqrt{25}} d_b = 61.17 \times 25$$

$$= 1529\ mm$$

محاسبه طول مهار **در داخل تیر (با رابطه دقیق)**



$$\left.\begin{array}{l} = Min\left(62.5, \frac{68.75}{2}\right) = 34.375\ mm \\ r = \frac{40A_v}{sn} = \frac{40 \times 2(\pi \times 5^2)}{100 \times 3} = 20.93 \end{array}\right\} \left(\frac{c + ktr}{d_b}\right) = 2.21 < 2.5$$

$$l_d = \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{\lambda\left(\frac{c+ktr}{d_b}\right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f_c'}}\right) \times d_b = \frac{1.3 \times 1 \times 1 \times 1}{1 \times 2.21} \times \frac{0.9 \times 400}{\sqrt{25}} d_b = 42 \times d = 1058\ mm$$

محاسبه طول مهار **در داخل دیوار (با رابطه ساده شده)**

در داخل دیوار، میلگردهای طولی تیر فاقد خاموت می باشند و از طرفی فاصله خالص میلگردها کمتر از دو برابر قطر میلگردهای طولی است ($43.75 < 2 \times 25$) بنابراین مقدار تقریبی طول مهار میلگردها برابر است با:

$$l_d = \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.1\lambda} \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}}\right) d_b = \left(\frac{1.3 \times 1 \times 1}{1.1 \times 1}\right) \frac{400}{\sqrt{25}} \times 25 = 94.5 \times 25 = 2363\ mm$$

محاسبه طول مهار **در داخل دیوار (با رابطه دقیق)**

$$\left.\begin{array}{l} c = Min\left(62.5, \frac{43.75 + 25}{2}\right) = 34.375\ mm \\ Ktr = \frac{40A_v}{sn} = 0\ (\text{در داخل دیوار خاموت نداریم}) \end{array}\right\} \rightarrow \left(\frac{c + ktr}{d}\right) = \frac{34.375}{25} = 1.375 < 2.5$$

$$l_d = \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{\lambda\left(\frac{c+ktr}{d_b}\right)} \times \frac{0.9 f_y}{\sqrt{f_c'}}\right) \times d_b = \frac{1.3 \times 1 \times 1 \times 1}{1(1.375)} \times \frac{0.9 \times 400}{\sqrt{25}} \times d_b = 68 \times d_b = 1700\ mm$$

۶-۳- طول مهار میلگردهای فشاری

25.4.9 *Development of deformed bars and deformed wires in compression*

25.4.9.1 Development length ℓ_{dc} for deformed bars and deformed wires in compression shall be the greater of (a) and (b)

(a) Length calculated in accordance with 25.4.9.2
(b) 200 mm

25.4.9.2 ℓ_{dc} shall be the greater of (a) and (b), using the modification factors of 25.4.9.3:

(a) $\left(\dfrac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda\sqrt{f_c'}}\right) d_b$

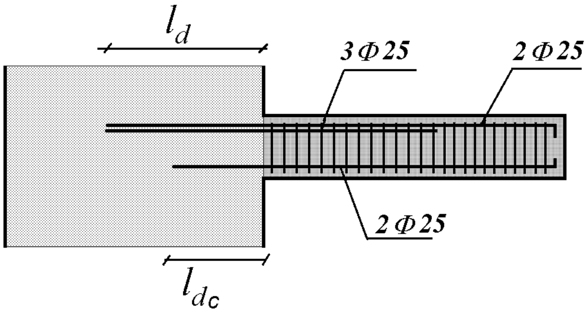
(b) $0.043 f_y \psi_r d_b$

25.4.9.3 For the calculation of ℓ_{dc}, modification factors shall be in accordance with Table 25.4.9.3, except ψ_r shall be permitted to be taken as 1.0.

Table 25.4.9.3—Modification factors for deformed bars and wires in compression

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight λ	Lightweight concrete	0.75
	Lightweight concrete, if f_{ct} is specified	In accordance with 19.2.4.3
	Normalweight concrete	1.0
Confining reinforcement ψ_r	Reinforcement enclosed within (1), (2), (3), or (4): (1) a spiral (2) a circular continuously wound tie with $d_b \geq 6$ mm and pitch 100 mm (3) No. 13 bar or MD130 wire ties in accordance with 25.7.2 spaced $\leq$ 100 mm on center (4) hoops in accordance with 25.7.4 spaced $\leq$ 100 mm on center	0.75
	Other	1.0

در شکل زیر میلگردهای تحتانی تحت فشار هستند. طول مهاری لازم برای میلگردهای فشاری در داخل دیوار را تعیین کنید.



با توجه به اینکه در داخل دیوار دورگیر (با فواصل کمتر یا مساوی ۱۰۰ میلیمتر) نداریم، ضریب $\Psi_r = 1$ خواهد بود.

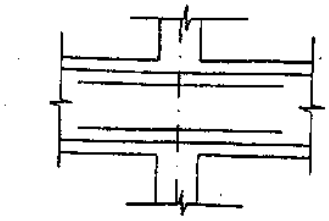
$$l_{dc} = Max\left(200\,mm, \frac{\Psi_r}{\lambda}\frac{0.24F_y}{\sqrt{f_c'}}d_b, 043\Psi_r F_y d_b\right)$$

$$= Max\left(200\,mm, \frac{1}{1}\times\frac{0.24\times 400}{\sqrt{25}}d_b, 0.043\times 1\times 400\times d_b\right) = 19.2d_b = 480\,mm$$

- توجه: برخلاف "میلگرد تحت کشش" در "میلگردهای تحت فشار" طول مهار میلگرد بدون قلاب با طول مهار میلگرد با قلاب تفاوتی ندارد. یعنی وجود یا عدم وجود قلاب در انتهای میلگرد تاثیری در طول مهار فشاری آن ندارد.

نظارت ۱۳۸۳

۴۳- در یک اتصال میانی تیر به ستون میلگردهای تقویتی از ۴Φ۱۸($۱۰/۱۶\,cm^۲$) به ۳Φ۲۲($۱۱/۴\,cm^۲$) تغییر داده می‌شوند کدام‌یک از جملات زیر در مورد طول میلگرد تقویتی صحیح است؟



۱) تغییر قطر و تعداد میلگردها تأثیری در طول میلگرد نخواهد داشت.

۲) با توجه به کاهش تعداد میلگرد تقویتی، طول میلگرد کاهش می‌یابد.

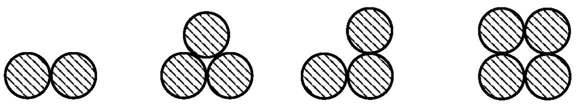
۳) با توجه به افزایش قطر میلگردها، احتمال افزایش طول میلگردها وجود دارد.

۴) با توجه به افزایش سطح مقطع میلگرد کار گذاشته شده، طول میلگرد کاهش می‌یابد.

گزینه ۳

طول مهار میلگردها با افزایش قطر آنها افزایش می یابد.

۶-۴- طول مهار گروه میلگرد



CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS

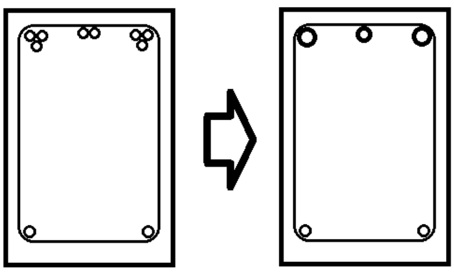
25.6—Bundled reinforcement

25.6.1.5 Development length for individual bars within a bundle, in tension or compression, shall be that of the individual bar, increased 20 percent for a three-bar bundle, and 33 percent for a four-bar bundle.

25.6.1.6 A unit of bundled bars shall be treated as a single bar with an area equivalent to that of the bundle and a centroid coinciding with that of the bundle. The diameter of the equivalent bar shall be used for d_b in (a) through (e):

(a) Spacing limitations based on d_b
(b) Cover requirements based on d_b
(c) Spacing and cover values in 25.4.2.2
(d) Confinement term in 25.4.2.3
(e) ψ_e factor in 25.4.2.4

مثال: در صورتی که میلگردهای فوقانی به صورت گروه میلگرد ۲تایی و ۳ تایی مطابق شکل قرار گیرند، طول مهاری لازم برای گروه میلگردهای فوقانی در داخل دیوار با استفاده از رابطه دقیق محاسبه کنید. قطر میلگردها برابر 25mm منظور شود.



قطر معادل میلگرد ۲تایی = 35.35 mm

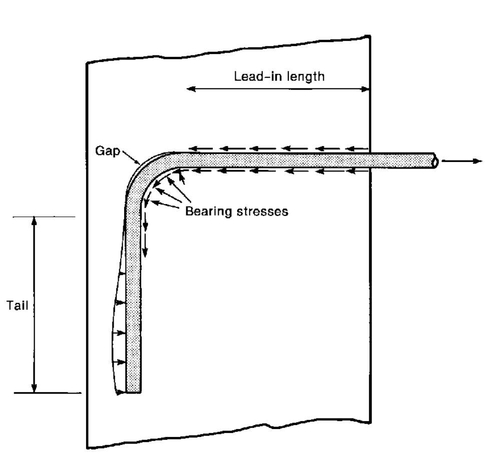
قطر معادل میلگرد ۳تایی = 43.3 mm

محاسبه طول مهار میلگردهای سه تایی (در داخل دیوار)

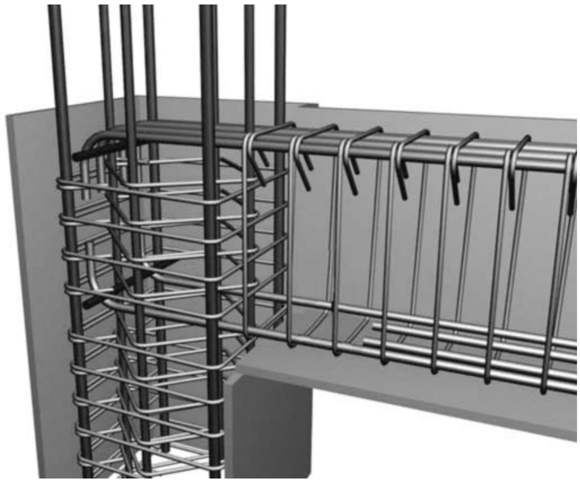
$$\left.\begin{array}{l} c = Min\left(50 + \dfrac{43.3}{2} = 71.65 \quad , \quad \dfrac{400 - 2 \times 71.65}{4} = 64.175\right) = 64.175\ mm \\ Ktr = 0 \end{array}\right\} \rightarrow \left(\frac{64.175}{43.3}\right) = 1.48 < 2.5$$

$$l_d = \frac{F_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{1.1\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{c+ktr}{d}\right)} \times (1.2d) = \frac{400 \times 1.3 \times 1}{1.1 \times 1 \times \sqrt{25}(1.48)} \times (1.2 * 25) = 76.65 \times d = 1916\ mm$$

۶-۵- قلاب انتهای میلگرد



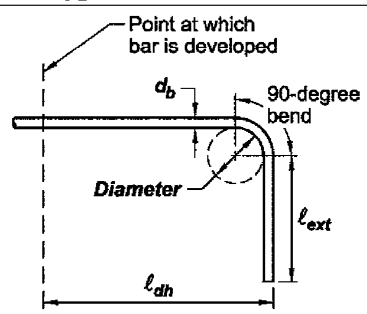
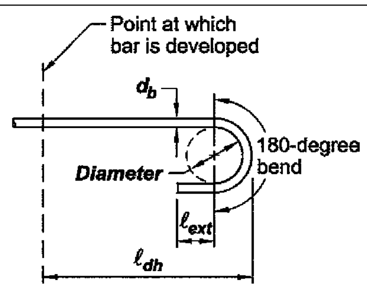
(a) Forces acting on bar.



25.3—Standard hooks, seismic hooks, crossties, and minimum inside bend diameters

25.3.1 Standard hooks for the development of deformed bars in tension shall conform to Table 25.3.1.

Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension

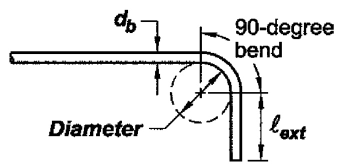
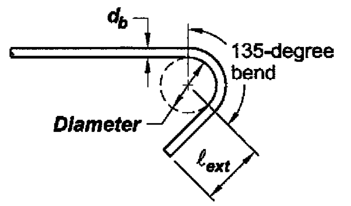
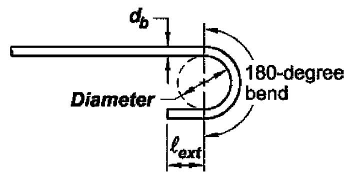
Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension[1] ℓ_{ext}, mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 and No. 57	$10d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 and No. 57	$10d_b$		

[1]A standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

ضوابط قلاب انتهایی برای خاموت ها:

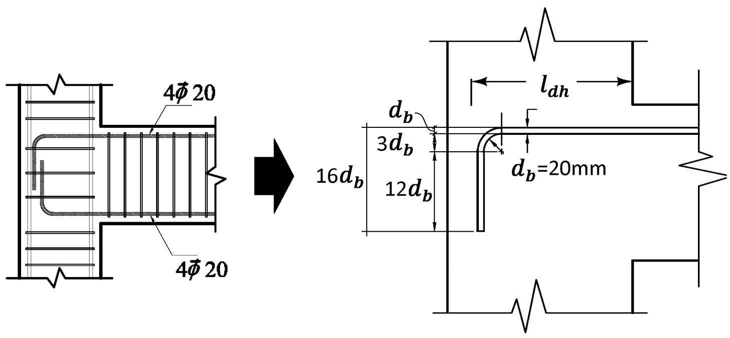
25.3.2 Minimum inside bend diameters for bars used as transverse reinforcement and standard hooks for bars used to anchor stirrups, ties, hoops, and spirals shall conform to Table 25.3.2. Standard hooks shall enclose longitudinal reinforcement.

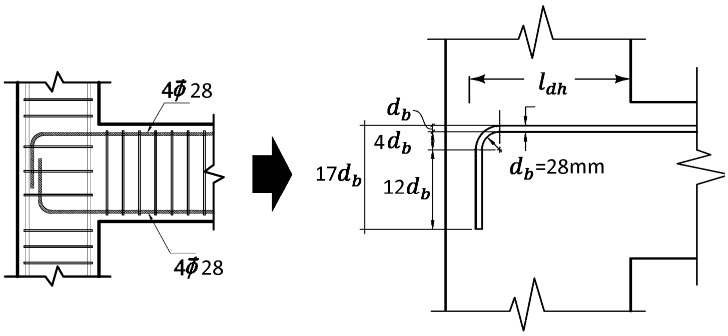
Table 25.3.2—Minimum inside bend diameters and standard hook geometry for stirrups, ties, and hoops

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension[1] ℓ_{ext}, mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 75 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
135-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 75 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$		

[1]A standard hook for stirrups, ties, and hoops includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

در شکلهای زیر میلگرد $\varphi 20$ و $\varphi 28$ توسط قلاب مهار شده اند. به تفاوت در جزئیات خم توجه کنید:





۹-۲۱-۲-۲-۶ قلاب‌های دوخت باید شرایط زیر را تامین کنند.

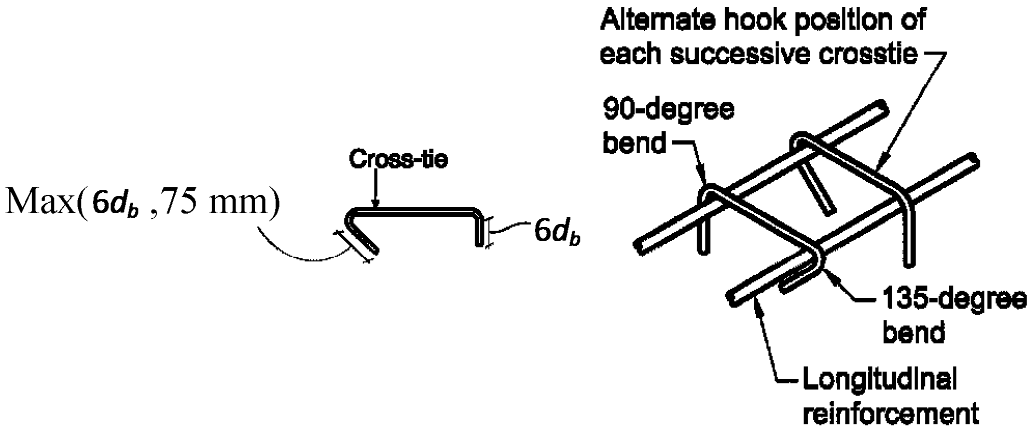
الف- سنجاقی باید یک‌پارچه باشد.

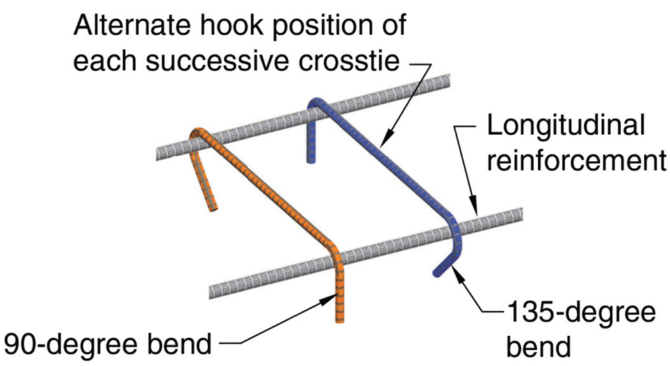
ب- یک انتهای سنجاقی باید دارای قلاب لرزه‌ای بوده، و انتهای دیگر آن باید دارای قلاب با زاویه‌ی حداقل ۹۰ درجه باشد.

۹-۲۱-۲-۲-۴ قلاب لرزه‌ای مطابق تعریف فصل ۹-۲، قلابی است که دارای خم حداقل ۱۳۵ درجه و طول مستقیم بعد از خم حداقل برابر با $6d_b$ و یا ۷۵ میلی متر باشد. قلاب لرزه‌ای در دورگیرهای دایروی می‌تواند دارای خم حداقل ۹۰ درجه باشد.

پ- قلاب باید در برگیرنده‌ی میلگرد طولی پیرامونی مقطع باشد.

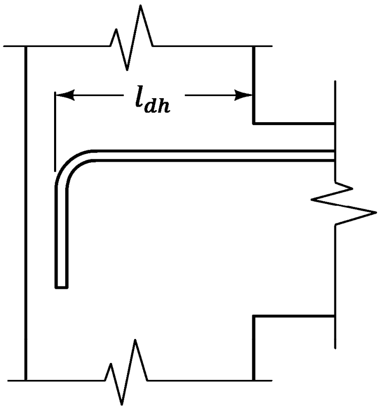
ت- انتهای با خم ۹۰ درجه‌ی دو سنجاقی متوالی که میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید به طور یک در میان در وجوه مقابل مقطع قرار گیرند؛ مگر آن که ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۱-۷ یا ۹-۲۰-۶-۲-۳-۶ تامین شوند.





۶-۶- طول مهار میلگردهای کششی با قلاب

۹-۲۱-۳-۳ طول گیرایی میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش



۹-۲۱-۳-۳-۱ طول گیرایی با قلاب برای میلگردهای آجدار در کشش که به قلاب استاندارد ختم می‌شوند، l_{dh}، نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کم‌تر باشد.

الف- رابطه‌ی زیر با ضرایب اصلاح ψ_e، ψ_r، ψ_o و ψ_c مطابق بند ۹-۲۱-۳-۳-۲:

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b \qquad (۹-۲۱-۳)$$

ب- هشت برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر، هر کدام بزرگ‌تر است.

۹-۲۱-۳-۳-۲ ضرایب اصلاح محاسبه‌ی طول گیرایی با قلاب میلگردهای آجدار در کشش، بر اساس جدول ۹-۲۱-۵ تعیین می‌شوند. در انتهای غیر ممتد عضو، ضوابط ۹-۲۱-۳-۳-۴ اعمال میشوند. در این جدول A_{hs} مساحت کل میلگردهای مهار شده با قلاب بوده، و A_{th} در ۹-۲۱-۳-۳-۳ تعریف شده است.

۹-۲۱-۳-۳-۳ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب، A_{th} که حداقل طولی معادل $0.75 l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند، شامل موارد زیر است:

الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} با فاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.

ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} با فاصله‌های مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.

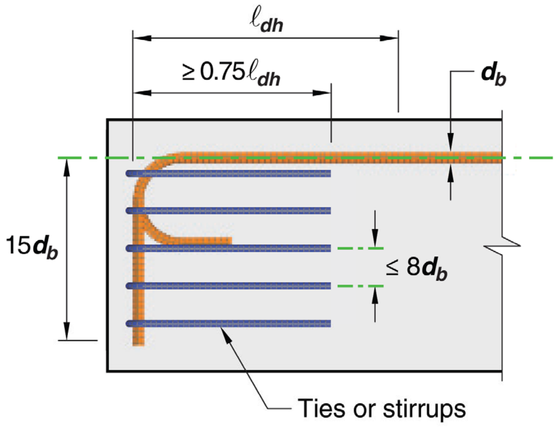
جدول ۹-۲۱-۵ ضرایب اصلاح طول گیرایی میلگردهای آجدار با قلاب استاندارد در کشش

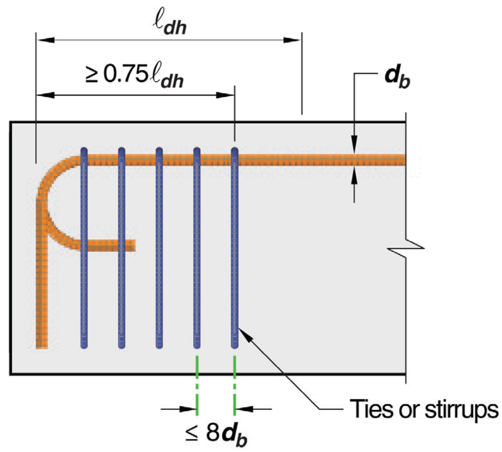
ضریب اصلاح	شرایط	مقدار ضریب
ψ_e ضریب پوشش	برای میلگردهای با اندود اپوکسی یا با اندود دو گانه‌ی اپوکسی و روی	۱/۲
	برای میلگردهای بدون اندود و میلگردهای با اندود روی (گالوانیزه)	۱/۰
ψ_r ضریب آرماتور محصورکننده	برای میلگردهای با قطر کوچک‌تر یا مساوی ۳۴ میلی متر با $A_{th} \geq 0.40 A_{hs}$؛ و یا با فاصله‌ی میلگردهای مهار شونده بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۶
ψ_o ضریب محل مهار	برای میلگردهای سَر دار مهار شده در هسته‌ی ستون و با پوشش جانبی بیش از ۶۵ میلی متر؛ و یا با پوشش جانبی بیش از شش برابر قطر میلگرد	۱/۰
	برای سایر موارد	۱/۲۵
ψ_c ضریب مقاومت بتن	برای بتن با مقاومت کم‌تر از ۴۲ مگاپاسکال	$f_c'/105 + 0.6$
	برای بتن با مقاومت بزرگ‌تر یا مساوی ۴۲ مگاپاسکال	۱/۰

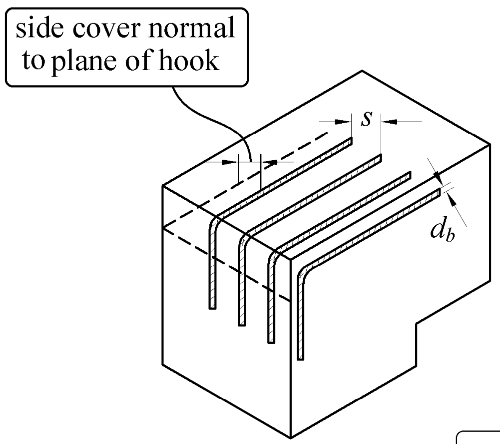
۹-۲۱-۳-۳-۳ مساحت کل تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی میلگرد مهار شده با قلاب، A_{th} که حداقل طولی معادل $0.75l_{dh}$ از انتهای خم را در امتداد l_{dh} محصور کرده‌اند، شامل موارد زیر است:

الف- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) موازی طول l_{dh} با فاصله‌ی مساوی در طول انتهای آزاد خم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد بوده و در طول پانزده برابر قطر میلگرد، اندازه‌گیری شده از قسمت مستقیم میلگرد مهار شده واقع باشند.

ب- تنگ‌ها و خاموت‌های محصور کننده‌ی قلاب (حداقل دو تنگ یا خاموت) عمود بر طول l_{dh} با فاصله‌های مساوی در امتداد طول مستقیم. فاصله‌ی این تنگ‌ها و خاموت‌ها باید کم‌تر از هشت برابر قطر میلگرد باشد.







$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}$$

ψ_e: Epoxy- coated 1.2, Uncoated 1.0

$s \geq 6d_b$ or $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ ⇨ $\psi_r = 1.0$

$s < 6d_b$ and $A_{th} < 0.4A_{hs}$ ⇨ $\psi_r = 1.6$

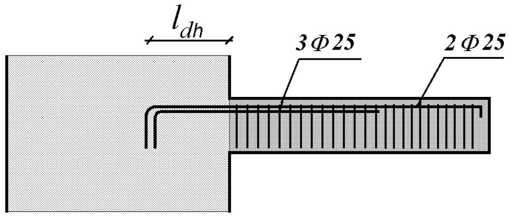
Terminating inside column core with side cover normal to plane of hook ≥ 65 mm, or With side cover normal to plane of hook $\geq 6d_b$ ⇨ $\psi_o = 1.0$

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: طول مهار میلگردهای طولی در داخل دیوار را با فرض اینکه از قلاب انتهایی ۹۰ درجه استفاده شود، محاسبه نمایید. در داخل دیوار آرماتورهای طولی فاقد آرماتور عرضی می باشند. ضخامت دیوار هم عرض تیر و برابر t=b=400 mm می باشد. پوشش جانبی میلگردهای طولی در داخل دیوار برابر 50 mm می باشد. بتن از نوع C25 و میلگردهای طولی S400 می باشند.



ضخامت دیوار برابر 400mm می باشد و تعداد میلگردهای طولی در داخل دیوار 5 عدد می باشد و با توجه به اینکه پوشش جانبی میلگرد طولی در داخل دیوار 50 mm می باشد، با فرض اینکه میلگردهای طولی با فاصله مساوی از هم قرار گرفته باشند، فاصله مرکز تا مرکز میلگردهای طولی برابر است با:

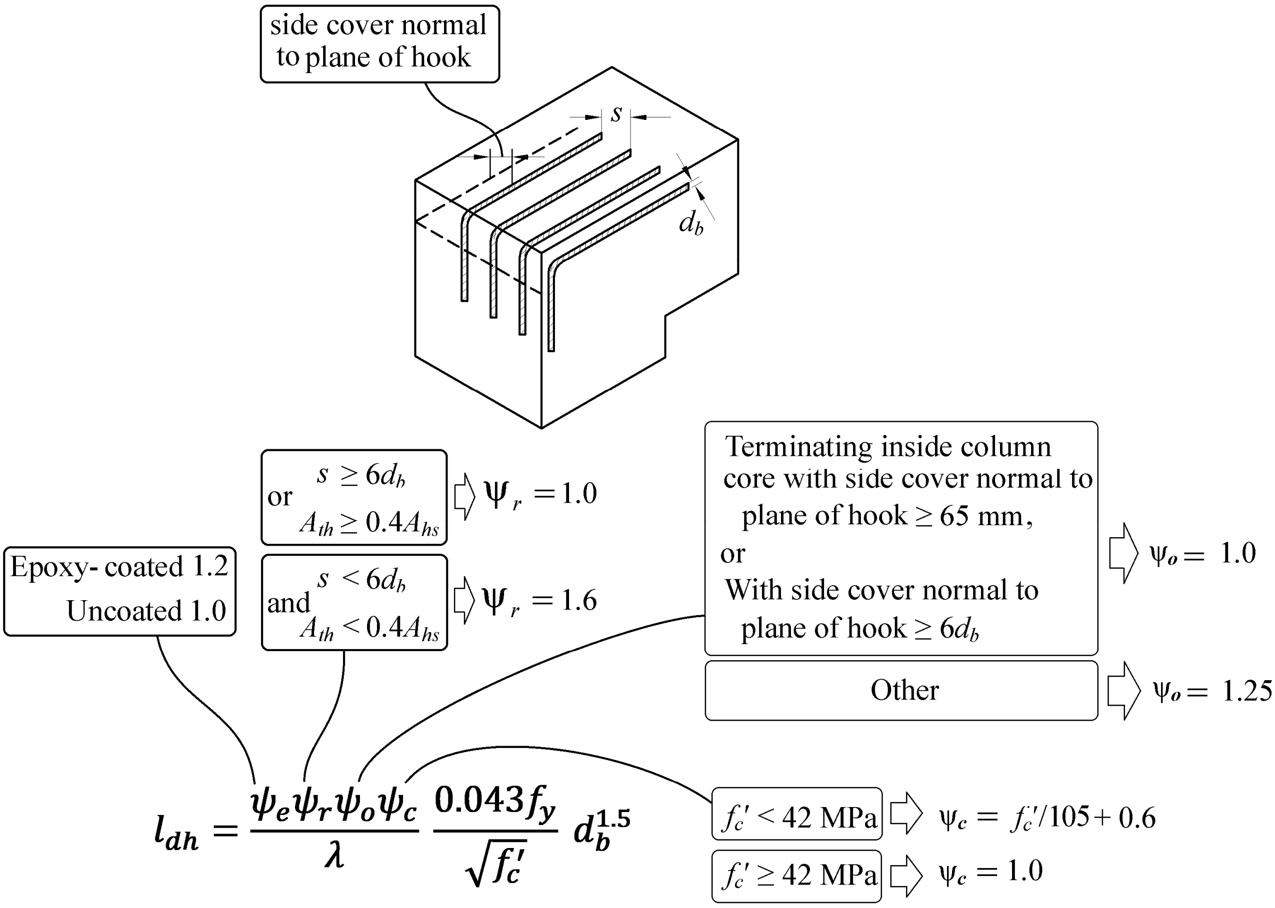
$$s=\frac{400-2\times 50-25}{4}=68.75\,mm \ngeq 6d_b=6\times 25=150\,mm$$

با توجه به محاسبه فوق، فاصله s (که در شکل پایین نیز نشان داده شده است) کمتر از ۶ برابر قطر میلگرد میباشد و از طرفی داخل دیوار خاموت محصور کننده قلاب نداریم و در نتیجه $\Psi_r=1.6$ میباشد.

همچنین پوشش جانبی میلگردهای کناری (side cover normal to plane of hook در شکل زیر) 50 mm میباشد که کمتر از $6d_b$ میباشد و بنابراین $\Psi_0=1.25$ میباشد.

$$\left.\begin{array}{c}\Psi_c=\left(\frac{25}{105}+0.6\right)=0.84\\ \Psi_e=1\\ \Psi_r=1.6\\ \Psi_0=1.25\end{array}\right\}l_{dh}=\frac{0.043\times 400\times 1\times 1.6\times 1.25\times 0.84}{1\times 5}d_b^{1.5}=5.78\times 25^{1.5}$$

$$=722\,mm$$



۶-۶-۱- طول مهار میلگرد کششی قلابدار- لرزه ای

مطابق بند زیر علاوه بر طول مهار قلاب دار تحت کشش، میلگردهای **تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه** باید برای طول مهار کشی قلابدار لرزه ای نیز پاسخگو باشند. بنابراین علاوه بر رابطه ارائه شده در صفحات قبل، رابطه بند زیر نیز باید کنترل گردد.

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

۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی 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 شده‌اند، باید با استفاده از رابطه‌ی (۹-۲۰-۱۱) محاسبه شود؛ ولی نباید کم‌تر از ۸ برابر قطر میلگرد و ۱۵۰ میلی متر 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 هسته‌ی محصور شده‌ی ستون‌ها و یا در اجزای لبه‌ی دیوارها مهار شده، و خم آن‌ها به طرف داخل ناحیه‌ی اتصال باشد.

مطابق بند زیر علاوه بر طول مهار قلاب دار تحت کشش، میلگردهای **تیرهای قابهای خمشی متوسط و ویژه** باید برای طول مهار در فشار نیز پاسخگو باشند.

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

۹-۲۰-۵-۴-۳ آرماتورهای طولی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون قطع می‌شوند، باید تا وجه دورتر هسته‌ی ناحیه‌ی اتصال ادامه داشته، و طول گیرایی آن‌ها برای کشش مطابق بند ۹-۲۰-۶-۵-۵، و برای فشار مطابق بند ۹-۲۱-۳-۸ محاسبه شود.

۹-۲۱-۳-۸ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار

۹-۲۱-۳-۸-۱ طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیم‌های آجدار در فشار، l_{dc} نباید از هیچ یک از مقادیر زیر کم‌تر در نظر گرفته شود:

الف- $$l_{dc} = \max\{\frac{\psi_r}{\lambda}\frac{0.24 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b, 0.043 f_y \psi_r d_b\}$$

ب- ۲۰۰ میلی متر.

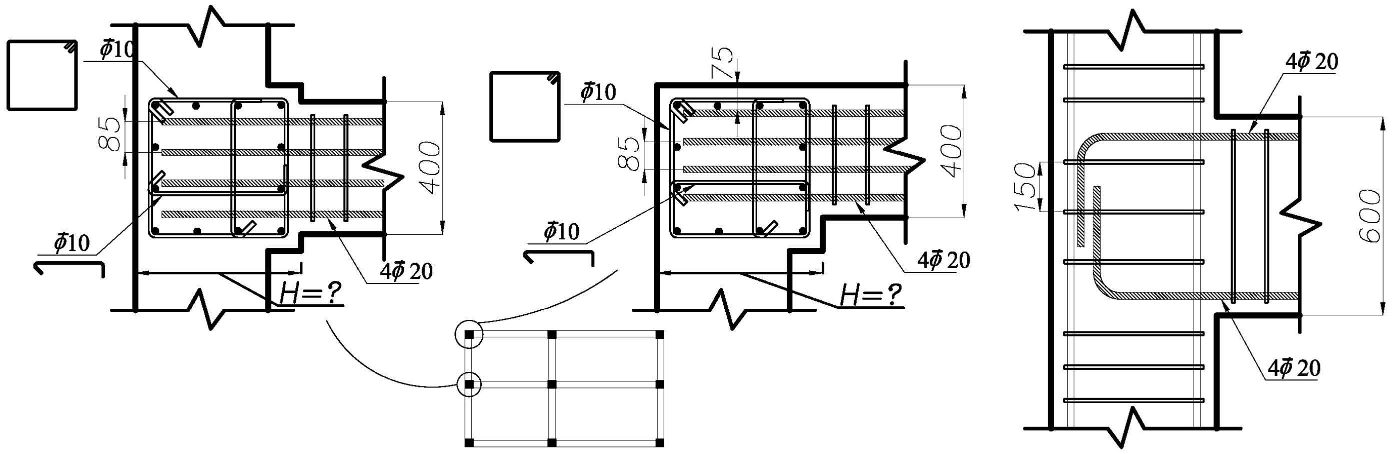
در این روابط ضریب محصور شدگی ψ_r، برای محصور شدگی توسط دورپیچ، تنگ دایروی پیوسته با قطر بیش از ۶ میلی متر و گام کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر، تنگ سیمی به قطر بیش از ۱۲ میلی متر و فواصل کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر و دورگیر طبق ضوابط بند ۹-۲۱-۶-۴ با فواصل کم‌تر از ۱۰۰ میلی متر، برابر با ۰/۷۵؛ و برای سایر حالات برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

با توجه به بندهای صفحات قبل، طول مهار میلگرد قلابدار میلگرد تیر در داخل ستونهای **قابهای خمشی متوسط و ویژه** به شرح زیر قابل محاسبه است:

$$\text{طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه} = Max\begin{cases} \left(\frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda}\frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5}\right) \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f_c'}} d_b\right), 8d_b\right) \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda}\frac{0.24 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b\right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200mm\right) \end{cases}$$

- توجه: در صورتی که اشاره به **اتصال تیر به ستون در قاب خمشی متوسط یا ویژه نشود**، در محاسبه طول مهار میلگرد کششی با قلاب انتهایی تنها لازم است رابطه اول (از ۳ رابطه فوق) محاسبه شود.

مثال: بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



۱- محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

- پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد: $side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \quad \Psi_o = 1$
- کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب Ψ_r:

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب Ψ_r موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$150 \ \leq 8 \times 20 = 160mm \qquad OK$$

- در طول قلاب ۲ تنگ بسته قرار گرفته و هر تنگ بسته دارای ۳ ساق $\varphi 10$ میباشد و بنابراین:

$$\left.\begin{array}{r} A_{th} = 2(3\varphi 10) = 2(3\pi \times 5^2) = 471\ mm^2 \\ A_{hs} = 4\varphi 20 = 4 \times 314 = 1256\ mm^2 \rightarrow\ 0.4A_{hs} = 502\ mm^2 \end{array}\right\} \left.\begin{array}{r} A_{th} \ngeq 0.4A_{hs} \\ s = 85\ mm \ngeq 6d_b = 120\ mm \end{array}\right\} \rightarrow \Psi_r = 1.6$$

$$\boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1.6 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 20^{1.5} = 440\ mm}$$

۲- محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad \boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f_c'}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 20 = 331\ mm}$$

۳- محاسبه طول مهار فشاری:

$$\boldsymbol{l_{dc} = Max \begin{pmatrix} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times d_b \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \times d_b \end{pmatrix} = Max \begin{pmatrix} 1 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \times 20 \\ 1 \times 0.043 \times 400 \times 20 \end{pmatrix} = 21.46 \times 20}$$

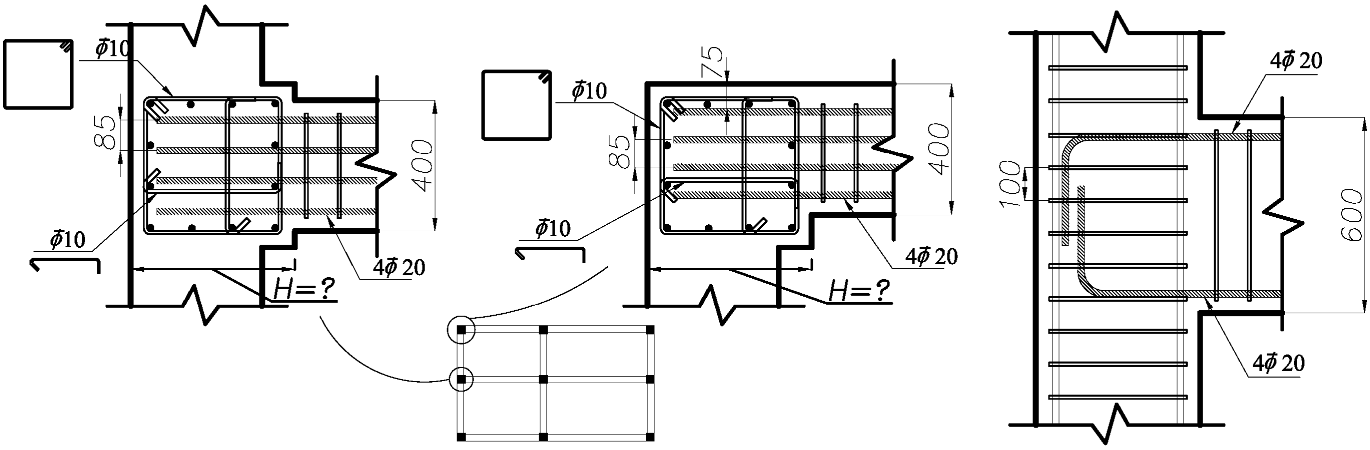
$$\boldsymbol{= 429\ mm}$$

$$\text{طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه} = Max \left\{ \begin{array}{c} \left(\frac{\Psi_e \Psi_r \Psi_0 \Psi_c}{\lambda} \frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5}\right) = 440\ mm \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f_c'}} d_b\right), 8d_b\right) = 331\ mm \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda} \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b\right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200mm\right) = 429\ mm \end{array} \right\} = 440\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل *50 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *440+50=490 mm* باشد. **به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *500 mm* انتخاب شود.**

مثال:

بتن از نوع C20 و فولادهای خمشی از نوع S400 می باشد. حداقل بعد ستون در راستای قلاب را بیابید (H=?)



۱- محاسبه طول مهار کششی قلابدار:

- با توجه به اینکه پوشش جانبی قلابها در داخل ستون 75 mm می باشد:

$$side\ cover = 75\ mm > 65\ mm \quad \rightarrow \ \Psi_o = 1$$

- کنترل فواصل آرماتور عرضی ستون در محاسبه ضریب Ψ_r:

آرماتورهای عرضی ستون زمانی در محاسبه ضریب Ψ_r موثر هستند که فواصل آنها کمتر از 8db باشد:

$$100 \ \le 8 \times 20 = 160mm \qquad OK$$

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

$$\left.\begin{matrix}\left.\begin{matrix} A_{th} = 3(3\varphi10) = 3(3\pi \times 5^2) = 706\ mm^2 \\ A_{hs} = 4\varphi20 = 4 \times 314 = 1256\ mm^2 \rightarrow \ 0.4A_{hs} = 502\ mm^2 \end{matrix}\right\} A_{th} \ge 0.4A_{hs} \\ s = 85\ mm \ngeq 6d_b = 120\ mm \end{matrix}\right\} \rightarrow \Psi_r = 1$$

$$\boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5} = \frac{400 \times 1 \times 1 \times 1 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} 20^{1.5} = 275\ mm}$$

۲- محاسبه طول مهار کششی قلابدار با رابطه لرزه ای:

$$\text{لرزه ای} \quad \boldsymbol{l_{dh} = \frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{400}{5.4 \times 1 \times \sqrt{20}} 20 = 331\ mm}$$

۳- محاسبه طول مهار فشاری:

$$\boldsymbol{l_{dc} = Max\begin{pmatrix} \Psi_r \times 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \times d_b \\ \Psi_r \times 0.043 \times f_y \times d_b \end{pmatrix} = Ma = \begin{pmatrix} 0.75 \times 0.24 \times \frac{400}{\sqrt{20}} \times 20 \\ 0.75 \times 0.043 \times 400 \times 20 \end{pmatrix}}$$

$$\boldsymbol{= 16.1 \times 20 = 322\ mm}$$

$$\text{طول مهار میگرد قلابدار در اتصال تیر به ستون قابهای خمشی متوسط و ویژه} = Max\left\{\begin{matrix} \left(\frac{\Psi_e\Psi_r\Psi_0\Psi_c}{\lambda}\frac{0.043 \times f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b^{1.5}\right) = 275\ mm \\ Max\left(\left(\frac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f'_c}} d_b\right), 8d_b\right) = 331\ mm \\ Max\left(\left(\frac{\Psi_r}{\lambda}\frac{0.24 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b\right), (0.043 f_y \Psi_r d_b), 200mm\right) = 322\ mm \end{matrix}\right\} = 331\ mm$$

- با فرض اینکه پوشش انتهای قلاب حداقل *50 mm* باشد، بعد ستون حداقل باید *331+50=381 mm* باشد. **به لحاظ اجرایی بعد ستون باید برابر *400 mm* انتخاب شود.**

مبحث نهم ویرایش ۹۹

مقادیر جدول زیر با فرض C25، S400، $\psi_e, \psi_0, \psi_c = 1$ محاسبه شده اند

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

- جدول فوق بر اساس فرضیات قید شده در ابتدای این صفحه محاسبه شده اند و جهت راحتی کار مقادیر به سمت بالا گرد شده اند.
- جدول فوق برای ترسیم نقشه های مهندسی میتواند مورد استفاده قرار گیرد ولی در مورد آزمون نظام مهندسی با توجه به تقریبی بودن مقادیر جدول مناسب نمی باشد و در اینجا تنها جهت آشنایی مهندسین ارائه شده است.

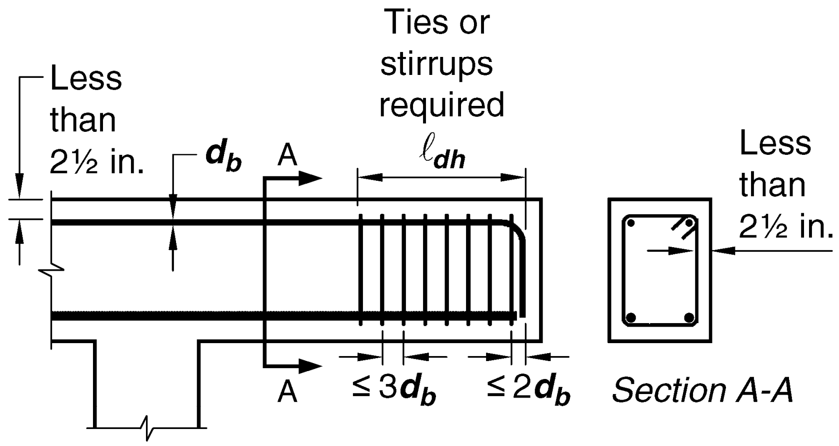
۶-۷- ضوابط خاموت های اطراف میلگردهای انتهایی در تیرهای طره

25.4.3.4 For bars being developed by a standard hook at discontinuous ends of members with both side cover and top (or bottom) cover to hook less than 65 mm, (a) and (b) shall be satisfied:

(a) The hook shall be enclosed along ℓ_{dh} within ties or stirrups perpendicular to ℓ_{dh} at $s \le 3d_b$

(b) The first tie or stirrup shall enclose the bent portion of the hook within $2d_b$ of the outside of the bend

where d_b is the nominal diameter of the hooked bar.



Sectional Elevation

Fig. R25.4.3.4*—Concrete cover according to 25.4.3.4.*

محاسبات-۹۱

۶- ستونی به ابعاد 40×40 cm در مرکز یک پی منفرد به ابعاد 180×180×50 cm قرار دارد. در قسمت تحتانی پی از 10Φ25 در هر جهت استفاده شده است. در صورتی که پوشش بتن برابر 6 cm و رده بتن C25 و رده فولاد S400 باشد، از نظرطول مهاری گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

۱) آرماتورها در مقطع بحرانی حتی با تعبیه قلاب استاندارد انتهایی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند.

۲) در صورت وجود آرماتور فوقانی، آرماتورهای تحتانی با وجود قلاب استاندارد انتهایی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند.

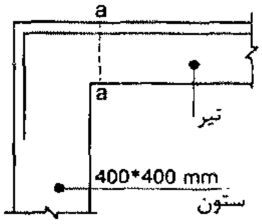
۳) آرماتورها در مقطع بحرانی نمی‌توانند به حد جاری شدن برسند، مگر آنکه قلاب استاندارد انتهایی داشته باشند.

۴) آرماتورها در مقطع بحرانی می‌توانند بدون قلاب استاندارد انتهایی به حد جاری شدن برسند.

گزینه ۳

محاسبات ۹۵

۲۹- میلگردهای کششی اندود نشده لنگر خمشی منفی انتهای تیر بتنی درجا در یک ساختمان با شکل‌پذیری زیاد با استفاده از قلاب 90° استاندارد در داخل ستونی به ابعاد مقطع 400×400 mm مهار شده است. در صورتی‌که پوشش روی میلگرد قلاب‌شده برابر 50 میلی‌متر باشد، حداکثر قطر میلگرد قابل استفاده برای اینکه در مقطع a − a تنش در میلگرد بتواند به حد جاری شدن برسد، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (نوع فولاد S340، نوع بتن C25 و بتن از نوع معمولی می‌باشد)



۱) 25 میلی‌متر

۲) 20 میلی‌متر

۳) 18 میلی‌متر

۴) 16 میلی‌متر

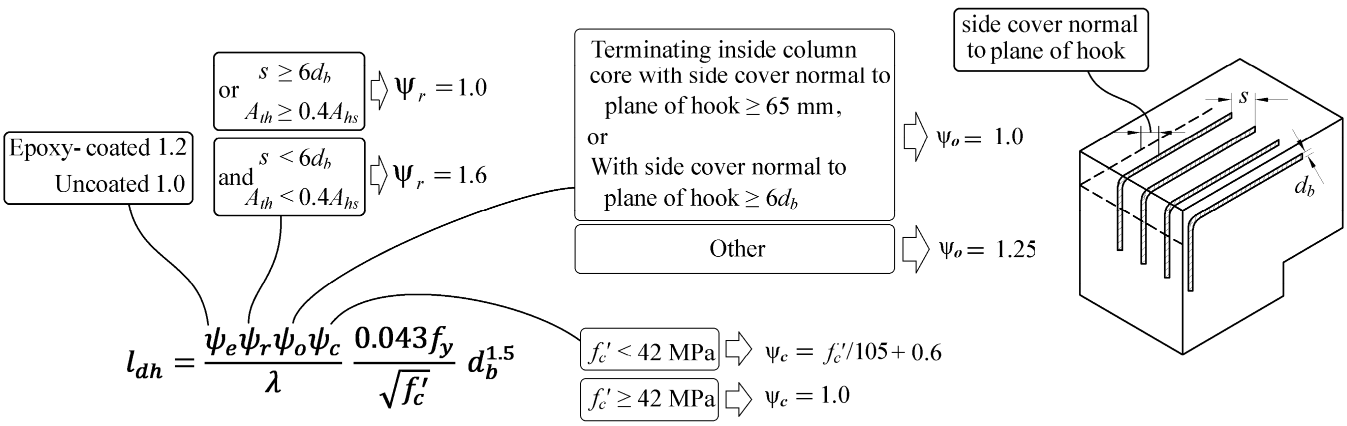
- در روی سوال پوشش روی میلگرد قلاب برابر 50 mm ارائه شده است، با فرض اینکه پوشش جانبی نیز 50 mm می باشد:

$$\left.\begin{array}{c} side\ cover = 50\ mm < 65\ mm \\ side\ cover = 50\ mm < 6d_b \end{array}\right. \rightarrow \ \Psi_o = 1.25$$

تعداد میلگردهای طولی مشخص نشده است و بنابراین نمی توان فاصله بین میلگردهای طولی (s) را محاسبه کرد. در این موارد در جهت اطمینان ضریب $\Psi_r = 1.6$ در نظر گرفته می شود (در رابطه l_{dh})

همچنین در چشمه اتصال جزئیات دورگیرها ارائه نشده است. در جهت اطمینان فرض میشود که از دورگیرهایی با فاصله حداکثر 100 mm استفاده نشده است و ضریب $\Psi_r = 1$ در نظر گرفته می شود (در رابطه l_{dc})

$$\left.\begin{array}{ll} \dfrac{0.043 f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \dfrac{0.043\times 340\times 1\times 1.6\times 1.25\left(\frac{25}{105}+0.6\right)}{1\times\sqrt{25}} d_b^{1.5} < 350\ mm \rightarrow d_b < 17 & \\ Max\left(\left(\dfrac{f_y}{5.4\lambda\sqrt{f_c'}} d_b\right), 8d_b\right) = \dfrac{340}{5.4\times 1\times\sqrt{25}} d_b < 350\ mm \qquad \rightarrow\ d_b < 27.8 & \\ Max\left(\begin{array}{c}\left(\dfrac{\Psi_r}{\lambda}\dfrac{0.24 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b\right) \\ (0.043 f_y \Psi_r d_b)\end{array}\right) = Max\left(\begin{array}{c}\dfrac{1}{1}\dfrac{0.24\times 340}{\sqrt{25}} d_b \\ 0.043\times 340\times 1 d_b\end{array}\right) < 350\ mm \qquad \rightarrow d_b < 21.44 & \end{array}\right\} d_b < 17mm$$



تمرین: محاسبات ۸۶

۳۸- برای آنکه بتوان میلگردهای $\Phi28$ یک تیر را در یک ستون کناری مهار نمود، حداقل بعد ستون به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ حداکثر پوشش همه جانبه روی میلگردهای $\Phi28$، 5cm، میلگرد از نوع S400 و بتن از رده C25 فرض شود. (میلگردها بدون اندود اپوکسی هستند).

۱) 45 ۲) 55

۳) 65 ۴) 75

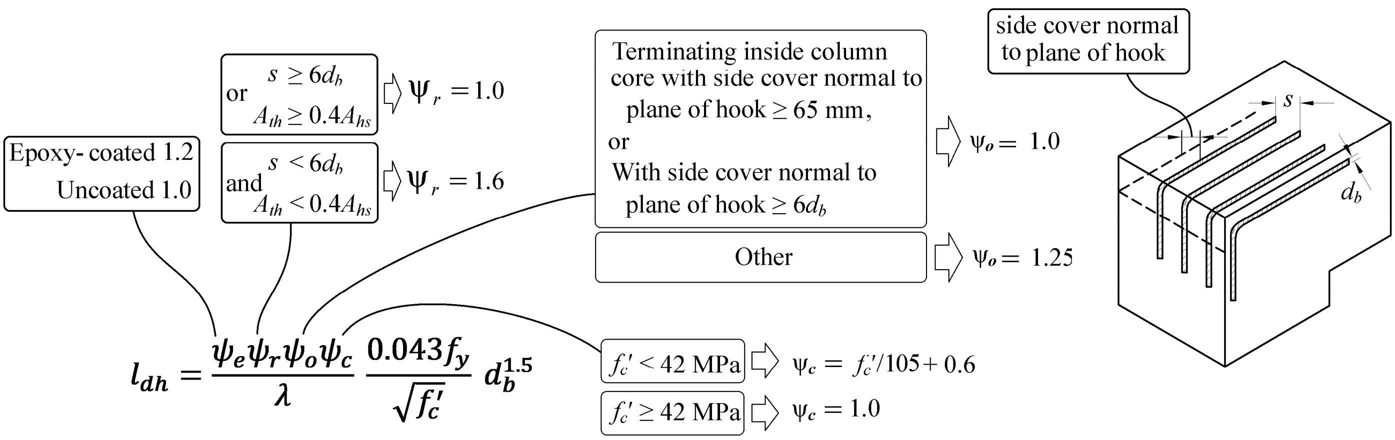
تعداد میلگردهای طولی مشخص نشده است و بنابراین نمی توان فاصله بین میلگردهای طولی (s) را محاسبه کرد. در این موارد در جهت اطمینان ضریب $\Psi_r = 1.6$ در نظر گرفته می شود.

پوشش همه جانبه میلگرد 50 mm می باشد، این مقدار کمتر از 65mm می باشد و همچنین کمتر از $6d_b = 6 \times 28 = 168\ mm$ می باشد. بنابراین $\Psi_o = 1.25$ خواهد بود.

$$l_{dh} = \frac{0.043 f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \frac{0.043 \times 400 \times 1 \times 1.6 \times 1.25 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{1 \times \sqrt{25}} 28^{1.5} = 864\ mm$$

بنابراین حداقل بعد ستون لازم برابر است با:

$$864 + 50 = 914\ mm$$



تمرین: محاسبات ۸۹

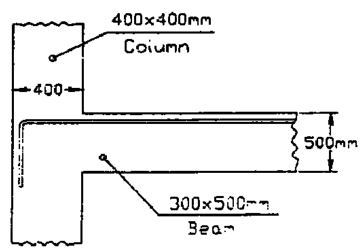
۳۳- حداکثر قطر آرماتوری که می‌توان بعنوان آرماتور ممان منفی تیر استفاده نمود و آن آرماتور بتواند به حد تسلیم خود برسد، چقدر است؟ (پوشش بتن روی آرماتور = ۵ cm، f_c =۲۵ MPa ، f_y =۳۰۰MPa و میلگرد بدون اندود)

۱) ۳۲ mm

۲) ۲۵ mm

۳) ۲۰ mm

۴) ۱۸ mm



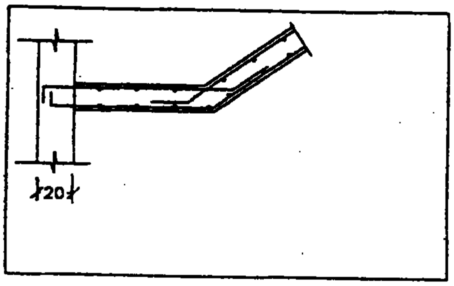
گزینه ۴

$$l_{dh} = \frac{0.043 f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \frac{0.043 \times 300 \times 1 \times 1.6 \times 1.25 \times \left(\frac{25}{105} + 0.6\right)}{1 \times \sqrt{25}} d_b^{1.5} < 350$$

$$4.37 d_b^{1.5} < 350 \rightarrow d_b < 18.57\ mm$$

محاسبات ۸۴- پایه ۳

۴۱- رمپ پله در پاگرد خود به یک دیوار برشی به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر متصل است، در صورتی‌که در انتهای قلاب میلگردهای پله ۲ سانتی‌متر پوشش بتنی باقی بماند، حداکثر قطر این میلگردها چه اندازه می‌تواند باشد؟



$f_c = ۲۰۰ kg/cm^۲ \quad f_y = ۳۰۰۰ kg/cm^۲$

۱) $\bar{\phi}$۱۴

۲) $\bar{\phi}$۱۲

۳) $\bar{\phi}$۱۰

۴) $\bar{\phi}$۸

گزینه ۳

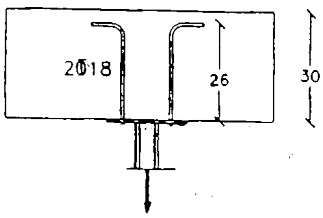
$$l_{dh} = \frac{f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{23\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \frac{300 \times 1 \times 1.6 \times 1.25 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{23 \times 1 \times \sqrt{20}} d_b^{1.5} < (200 - 20)$$

$$4.61 d_b^{1.5} < 180 \rightarrow d_b < 11.5\, mm$$

تمرین: محاسبات ۸۴- پایه ۲

۳۹- از دو میلگرد $\bar{\phi}$۱۸ برای انتقال بار کششی به یک عضو بتن آرمه استفاده می‌شود. در صورتی‌که از قلاب استاندارد ۹۰ درجه در انتها استفاده شود، با توجه به ابعاد نشان داده شده در شکل، حداکثر نیروی کششی نهائی قابل اعمال چقدر خواهد بود؟

$f_c = ۲۰۰ kg/cm^۲ \quad f_y = ۴۰۰۰ kg/cm^۲$



۱) ۲۰/۲T

۲) ۱۸/۳T

۳) ۱۲/۸T

۴) ۱۰/۲T

توجه شود که در حل تمامی مسائل به علت ناقص بودن اطلاعات، ضرایب Ψ_r و Ψ_0 قابل محاسبه نیست. در جهت اطمینان این ضرایب بیشترین مقدار در نظر گرفته شده اند.

منتها در این مثال با توجه به اینکه در هر طرف تنها یک میلگرد مهار داریم، مقدار s نامحدود می باشد و بنابراین می توان Ψ_r را برابر یک در نظر گرفت.

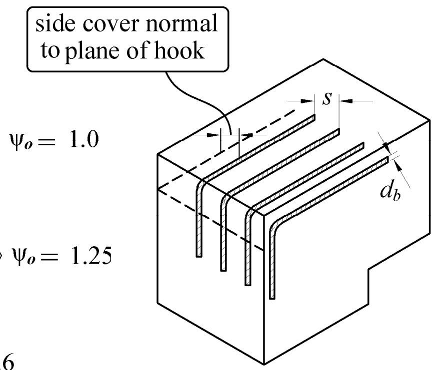
$$\left.\begin{array}{l} l_{dh} = \dfrac{0.043 f_y \Psi_e \Psi_r \Psi_o \Psi_c}{\lambda\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5} = \dfrac{0.043 \times 400 \times 1 \times 1 \times 1.25 \times \left(\frac{20}{105} + 0.6\right)}{1 \times \sqrt{20}} 18^{1.5} = 293\, mm \\ \text{طول مهار مهیا شده} = 260\, mm \end{array}\right\}$$

$$\text{نیروی مجاز} = \left(\frac{260}{293}\right) \times \varphi A_s F_y$$

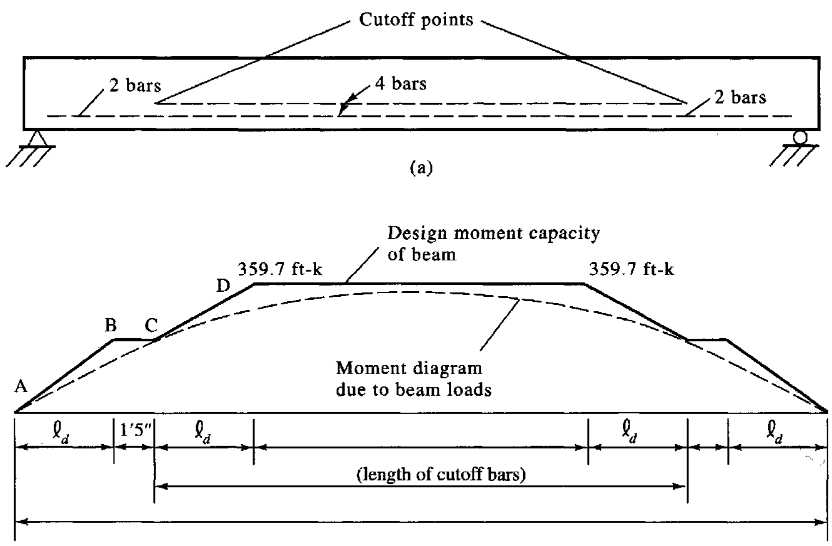
$$= \left(\frac{260}{293}\right) \times 0.9 \times (2\pi \times 9^2) \times 400 = 162.5\, kN$$

$$l_{dh} = \frac{\psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{\lambda} \frac{0.043 f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b^{1.5}$$

- ψ_e: Epoxy- coated 1.2, Uncoated 1.0
- ψ_r: $s \geq 6d_b$ or $A_{th} \geq 0.4A_{hs}$ ⇨ $\Psi_r = 1.0$; $s < 6d_b$ and $A_{th} < 0.4A_{hs}$ ⇨ $\Psi_r = 1.6$
- ψ_o: 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 ⇨ $\Psi_o = 1.25$
- ψ_c: $f_c' < 42$ MPa ⇨ $\Psi_c = f_c'/105 + 0.6$; $f_c' \geq 42$ MPa ⇨ $\Psi_c = 1.0$



۶-۸- نقطه قطع تئوریک و عملی میلگردهای خمشی



9.7.3 *Flexural reinforcement in nonprestressed beams*

9.7.3.3 Reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure for a distance equal to the greater of d and $12d_b$, except at supports of simply-supported spans and at free ends of cantilevers.

9.7.3.4 Continuing flexural tension reinforcement shall have an embedment length at least ℓ_d beyond the point where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

9.7.3.8.4 At least one-third of the negative moment reinforcement at a support shall have an embedment length beyond the point of inflection at least the greatest of d, $12d_b$, and $\ell_n/16$.

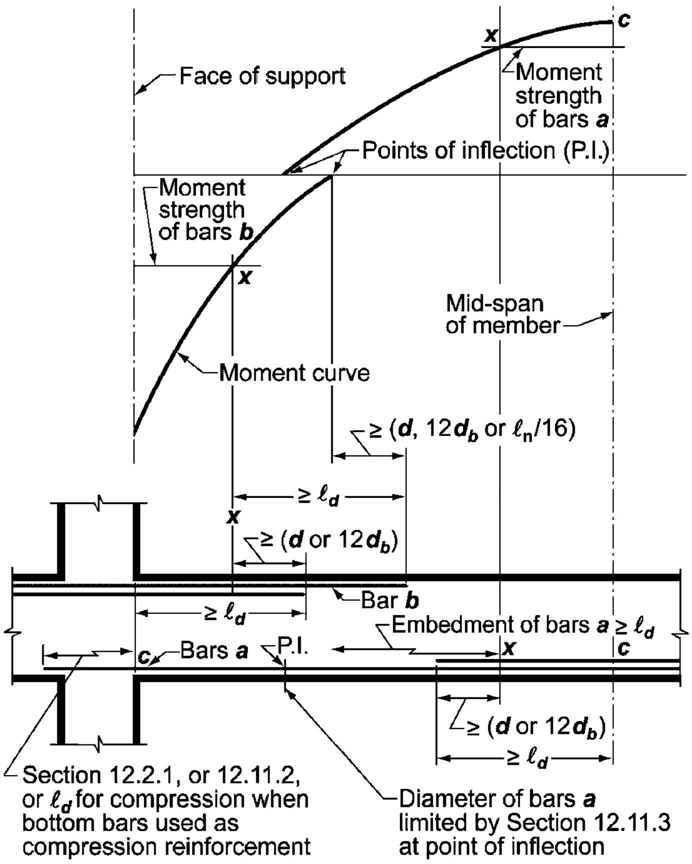
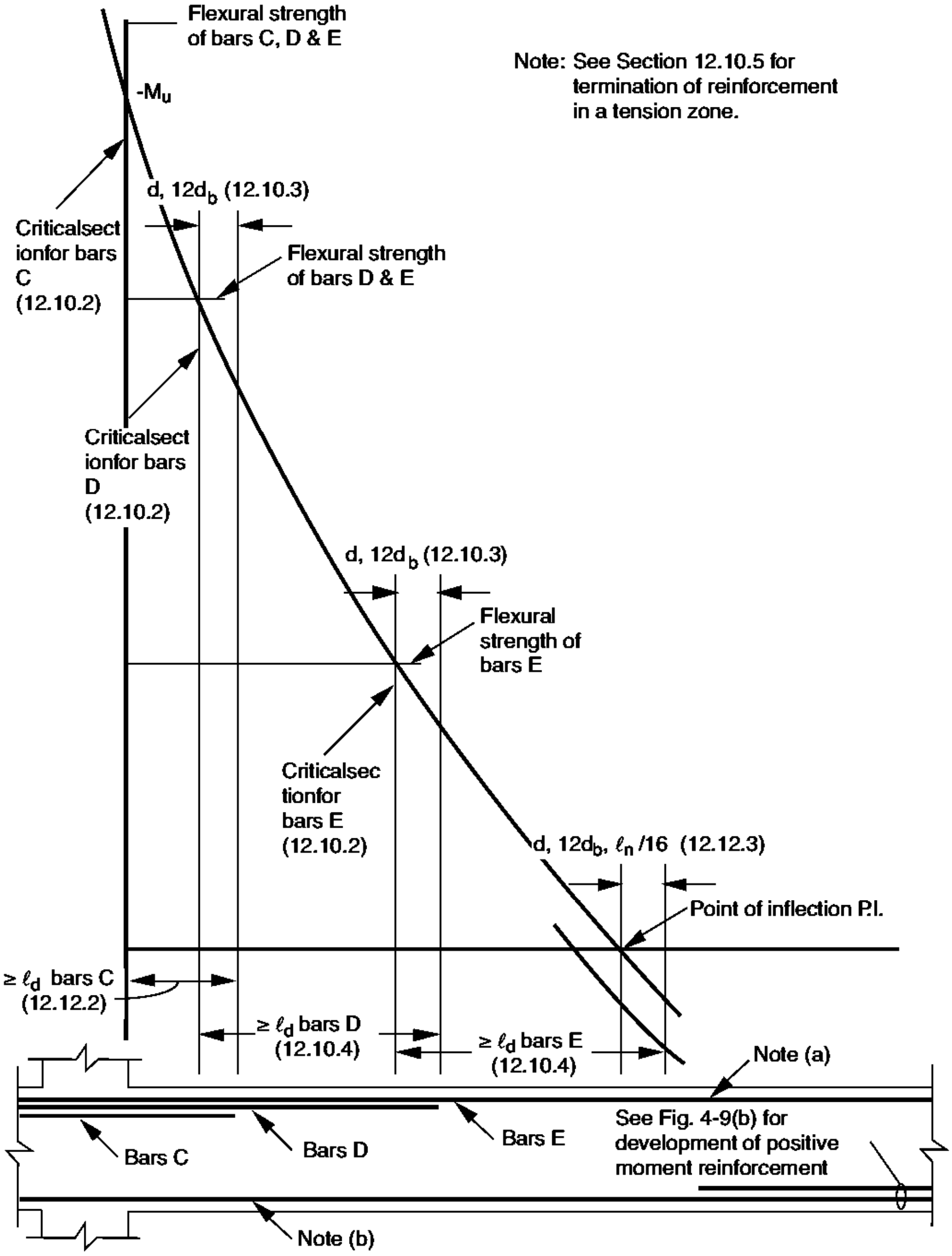
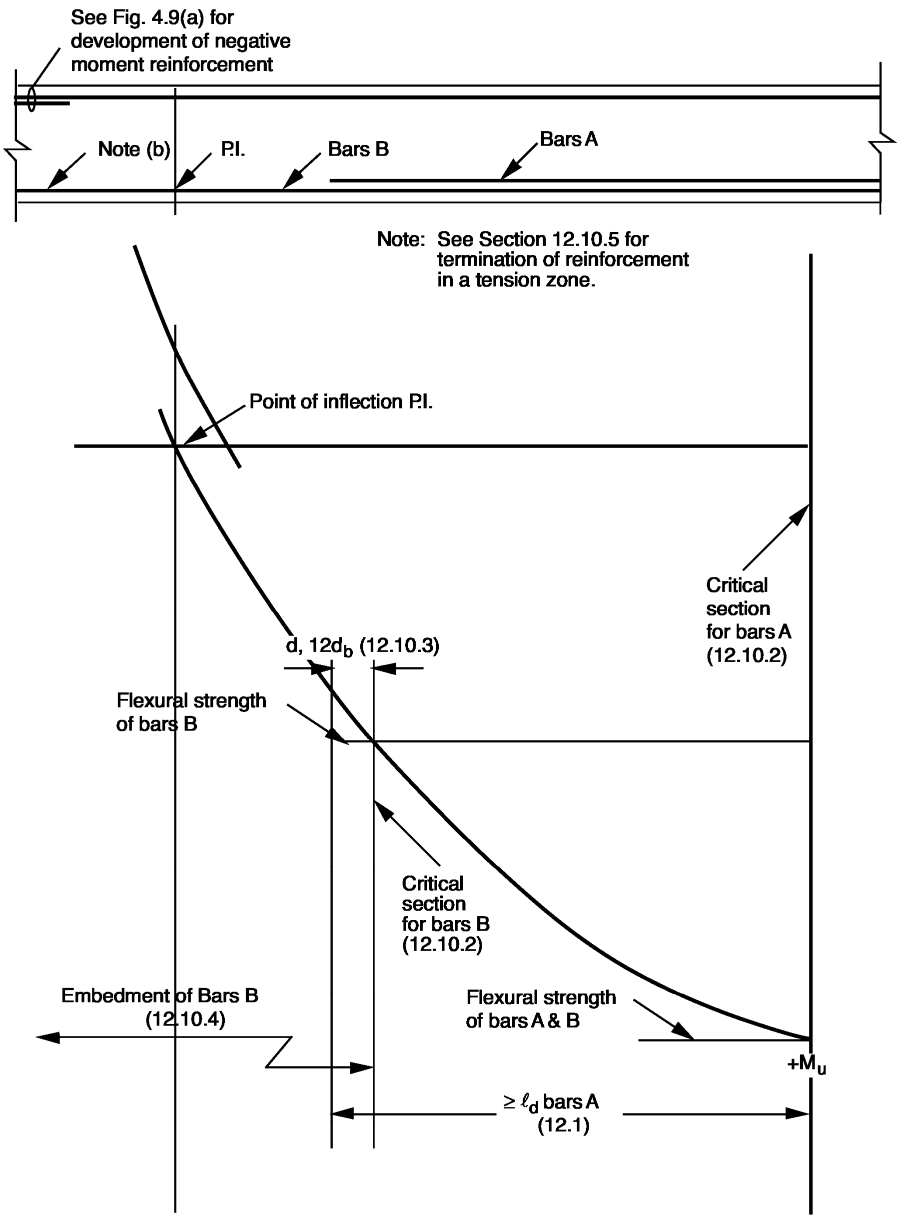


Fig. R12.10.2—Development of flexural reinforcement in a typical continuous beam.

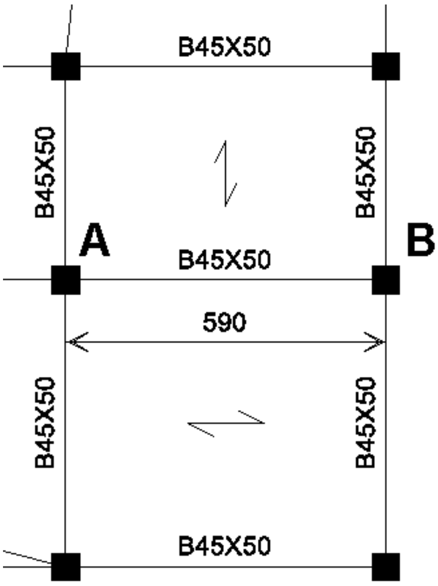


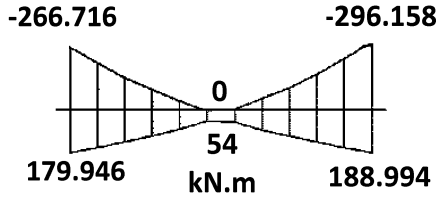
Note (a): Portion of total negative reinforcement $\left(A_s^-\right)$ must be continuous (or spliced with a Class B splice or a mechanical or welded splice satisfying 12.14.3) along full length of perimeter beams (7.13.2.2).

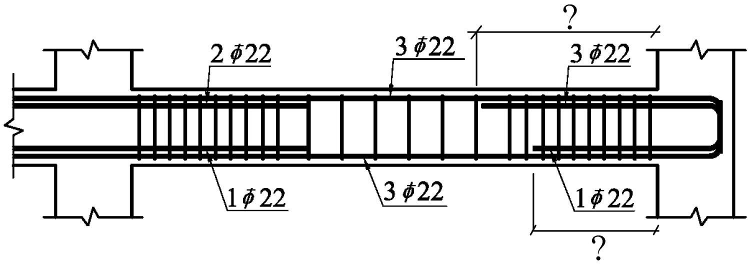


Note (b): Portion of total positive reinforcement $\left(A_s^+\right)$ must be continuous (or spliced with a Class B splice or a mechanical or welded splice satisfying 12.14.3) along full length of perimeter beams and of beams without closed stirrups (7.13.2.2). See also 7.13.2.4.

مثال: در تیر AB در شکل زیر محل قطع میلگردهای فوقانی در سمت راست تیر را شخص نمایید. شکل سمت راست پوش دیاگرام لنگر تیر را نشان می دهد. بعد ستونها 500 mm فرض شود. عمق موثر تیر 440 mm می باشد. همچنین فرض کنید طول مهار میلگردهای فوقانی برابر $l_d = 1100\ mm$ و میلگرد تحتانی برابر $l_d = 850\ mm$ باشد.



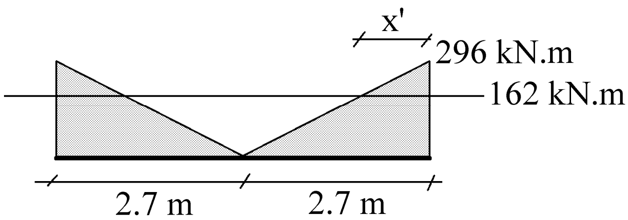




محاسبه مقاومت خمشی میلگردهای سراسری (به صورت تقریبی و با صرف نظر کردن از میلگردهای فشاری):

$$\varphi M_n = \varphi A_s \times f_y \times Z = 0.9 \times \left(3 \times \pi \times \frac{22^2}{4}\right) \times (400) \times (0.9 \times 440) = 162\ kN.m$$

- نمودار لنگر خطی نیست ولی جهت سادگی محاسبات و با تقریب دیاگرام لنگر منفی در تیر مطابق شکل زیر خطی فرض میشود:

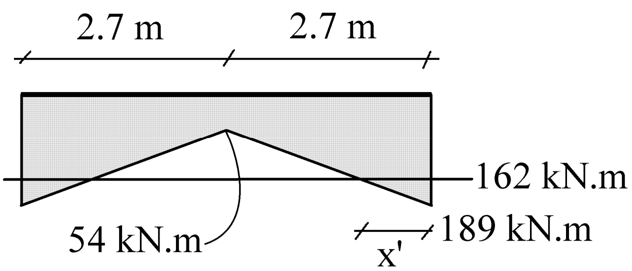


$$x' = \frac{296 - 162}{296} \times 2.7^m = 1.22\ m$$

محل قطع میلگرد میلگرد تقویت فوقانی از بر ستون برابر است با:

$$\text{محل قطع میلگرد فوقانی} = Max\begin{cases} x' + Max\begin{Bmatrix} 12d_b \\ d \end{Bmatrix} \\ l_d \end{cases} = Max\begin{cases} 1220 + Max\begin{Bmatrix} 12 \times 22 \\ 440 \end{Bmatrix} \\ 1100 \end{cases} = 1660\ mm$$

- نمودار لنگر خطی نیست ولی جهت سادگی محاسبات و با تقریب دیاگرام لنگر منفی در تیر مطابق شکل زیر خطی فرض میشود:



189-54=**135** kN.m

$$\left.\begin{matrix} 9 - 54 = 135 \\ 2 - 54 = 108 \end{matrix}\right\} x' = \frac{135 - 108}{135} \times 2.7^m = 0.54\ m$$

$$\text{محل قطع میلگرد تحتانی} = Max\begin{cases} x' + Max\begin{Bmatrix} 12d_b \\ d \end{Bmatrix} \\ l_d \end{cases} = Max\begin{cases} 540 + Max\begin{Bmatrix} 12 \times 22 \\ 440 \end{Bmatrix} \\ 850 \end{cases} = 980\ mm$$

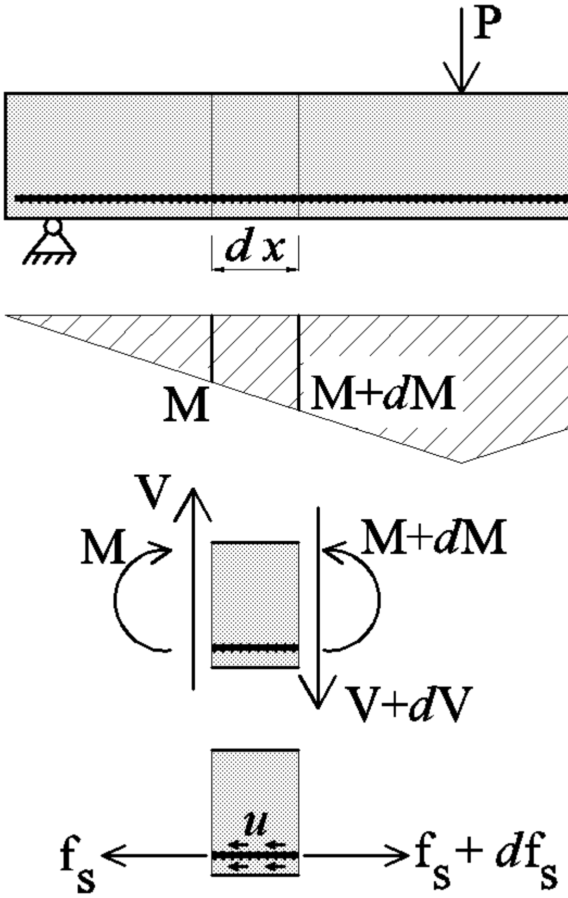
۶-۹- قطع میلگردها در ناحیه کششی

9.7.3.5 Flexural tension reinforcement shall not be terminated in a tension zone unless (a), (b), or (c) is satisfied:

(a) $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ at the cutoff point
(b) For No. 36 bars and smaller, continuing reinforcement provides double the area required for flexure at the cutoff point and $V_u \leq (3/4)\phi V_n$
(c) Stirrup or hoop area in excess of that required for shear and torsion is provided along each terminated bar or wire over a distance **3/4*d*** from the termination point. Excess stirrup or hoop area shall be at least $0.41 b_w s/f_{yt}$. Spacing s shall not exceed $d/(8\beta_b)$

۶-۱۰- پیوستگی خمشی

تیر زیر تحت اثر بار متمرکز در وسط قرار دارد. دیاگرام لنگر خمشی تیر در زیر رسم شده است. در طول dx مقدار لنگر تغییر می کند به طوریکه در سمت راست آن مقدار لنگر M+dM و در سمت چپ آن برابر M می باشد.



$$u \times (\pi D \times dx) = df_s$$
$$u \times (\pi D \times dx) = \frac{dM}{Z}$$
$$u = \frac{1}{\pi D Z}\frac{dM}{dx}$$
$$u = \frac{1}{\pi D Z} V$$

نیروی برشی در مقطع

$$u = \frac{V}{n \pi D Z}$$

تنش بین آرماتور و بتن

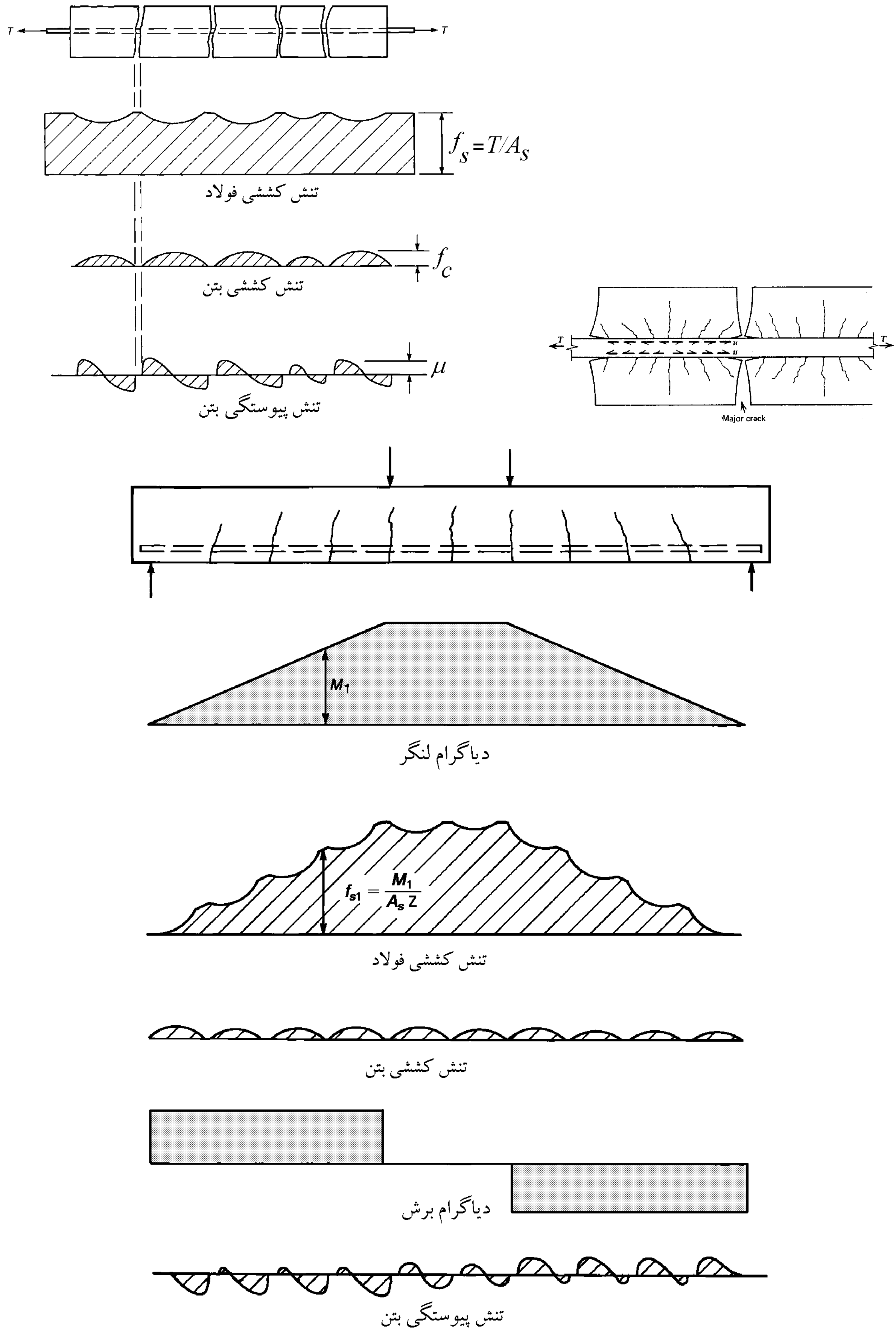
تعداد آرماتور کششی

قطر آرماتورها

بازو لنگر

رابطه فوق تنش پیوستگی (چسبندگی) بین فولاد و بتن را در اعضای تحت خمش (تیرها) نشان می دهد.

۶-۱۱- تاثیر ترک ها بر تنشهای فولاد و بتن



نکته: وجود بتن کششی در بین دو ترک خیز تیر را کاهش می دهد.

۶-۱۲- نحوه منظور کردن پیوستگی خمشی در آیین نامه

9.7.3.8.3 At simple supports and points of inflection, d_b for positive moment tension reinforcement shall be limited such that ℓ for that reinforcement satisfies (a) or (b). If reinforcement terminates beyond the centerline of supports by a standard hook or a mechanical anchorage at least equivalent to a standard hook, (a) or (b) need not be satisfied.

(a) $\ell_d \leq (1.3M_n/V_u + \ell_a)$ if end of reinforcement is confined by a compressive reaction
(b) $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$ if end of reinforcement is not confined by a compressive reaction

M_n is calculated assuming all reinforcement at the section is stressed to f_y, and V_u is calculated at the section. At a support, ℓ_a is the embedment length beyond the center of the support. At a point of inflection, ℓ_a is the embedment length beyond the point of inflection limited to the greater of d and $12d_b$.

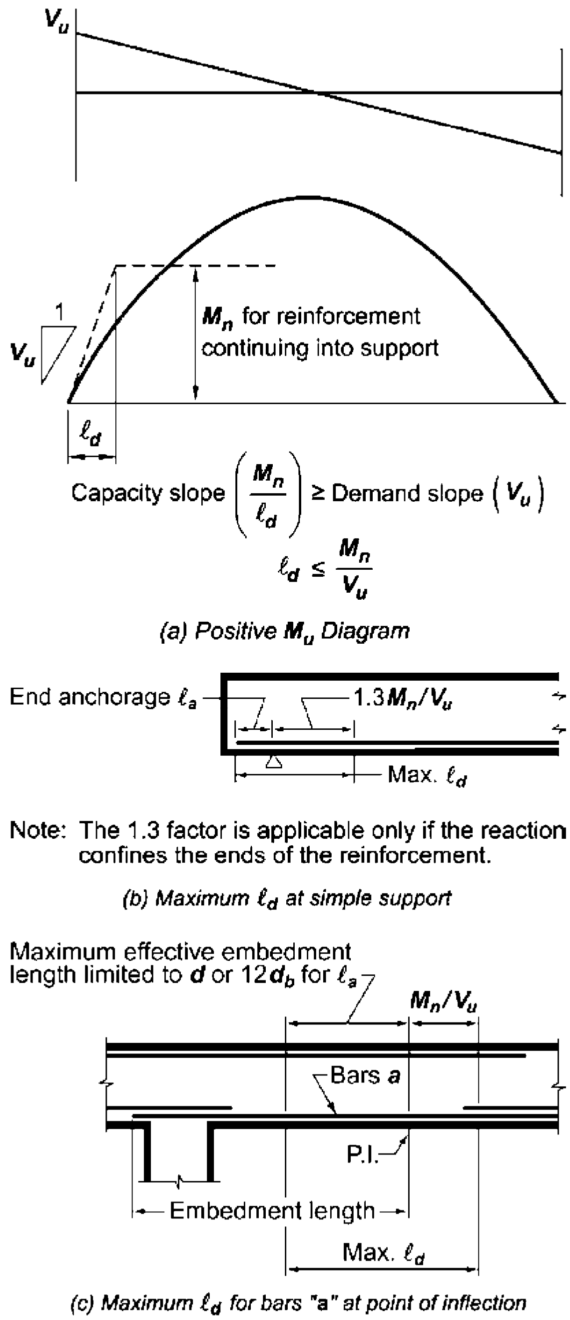
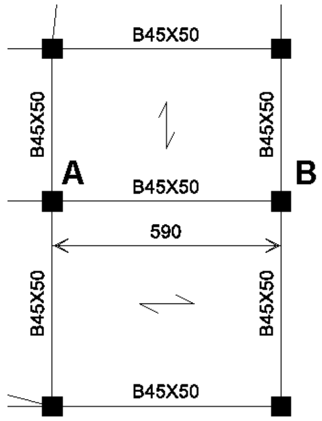
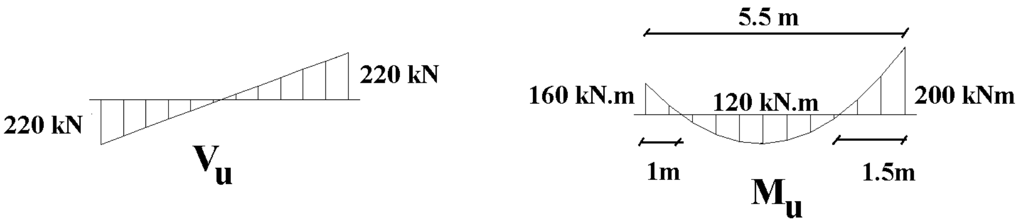


***Fig. R9.7.3.8.3**—Determination of maximum bar size according to 9.7.3.8.3.*

مثال: دیاگرام لنگر خمشی و برشی تیر AB تحت اثر ترکیب بار ثقلی در شکل نشان داده شده است.

فرض کنید در محل نقاط عطف، آرماتورهای فوقانی مقطع برای طرح آرماتورهای طولی از $A_s = 3 \times \Phi 22 = 1140\ \mathrm{mm}^2$ استفاده شده است و طول مهار آنها طبق محاسبات انجام شده برابر 1200mm می باشد.





پاسخ:

مقدار نیروی برشی ضریب دار در محل نقطه عطف برابر است با:

$$V_u = 220 \times \frac{1.75}{2.75} = 140\ kN$$

عمق موثر تیر برابر d=500-40-10-11=439mm می باشد.

مقدار la برابر است با:

$$l_a = Max(d, 12d_b) = Max(439, 12 \times 22) = 439mm$$

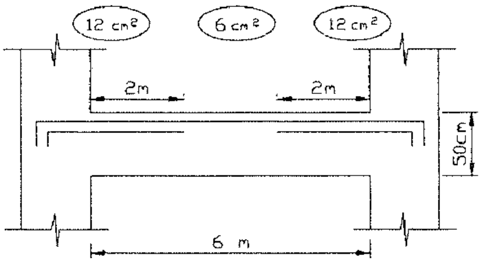
مقاومت خمشی اسمی مقطع برابر است با:

$$Mn = A_s F_y (d - 0.5a) = 1140 \times 400 \times \left(439 - 0.5 \times \frac{1140 \times 400}{450 \times 0.85 \times 25}\right) = 189311529\ N.mm$$

$$l_d = 1200 < \left[\frac{Mn}{V_u} + l_a = \frac{189311529}{140000} + 439 = 1791\ mm\right] \quad OK$$

محاسبات ۹۰

۳۹- نتایج محاسبه مقادیر آرماتور فوقانی یک تیر بتنی در ابتدا، وسط وانتهای تیر به صورت زیر است. چنانچه میزان آرماتور مورد نیاز از وسط تا انتها به صورت خطی فرض شود. مقدار سطح مقطع آرماتورهای سراسری می‌تواند کدامیک از مقادیر زیر اختیار شود. فرض شود از آرماتورهای با قطر کمتر از Φ25 استفاده گردد.



۱) $4\ cm^2$

۲) $7.5\ cm^2$

۳) $6\ cm^2$

۴) $9\ cm^2$

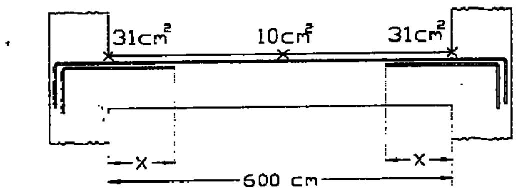
$$6+6\times\frac{(3-2+0.44)}{3}=8.88\ cm^2$$

محاسبات ۸۹

۳٤- در طراحی یک تیر بتنی با استفاده از یک نرم افزار مناسب مقادیر سطح مقطع آرماتورهای فوقانی در نقاط ابتـدا، وسط و انتهای تیر به صورت شکل زیر گزارش شده است. فرض کنید توزیع مساحت آرماتورها از نقطه وسط دهانه تا نقاط ابتدا و انتهای تیر خطی بوده و مقادیر حداقل‌ها و حداکثر در مساحت‌های گزارش شده لحاظ شده است. چنانچـه مساحت آرماتورهای سراسری برابر ۱۷cm² اختیار شود. طول صحیح آرماتورهای اضـافی (تقـویتی) در نقـاط ابتـدا و انتهای تیر (x) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

ارتفاع مؤثر مقطع تیر ٤٠cm و قطر آرماتورهای مصرفی کمتر از ۲۵mm می‌باشد.

A_s=۱۷cm² سراسری و A_s=۱٤cm² تقویتی



۱) X= ۱۵۰cm

۲) X= ۲۰۰cm

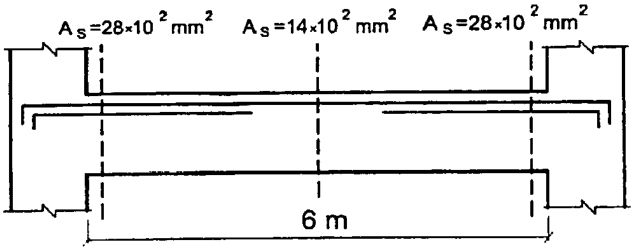
۳) X= ۲۴۰cm

۴) X= ۱۸۰cm

گزینه ۳

محاسبات ۹۵

۴۰- در تیربتنی شکل زیر مقدار آرماتور موردنیاز فوقانی با رعایت مقادیر حداقل و حداکثر در سه ایستگاه گزارش شده است. چنانچه توزیع مقدار آرماتورهای موردنیاز در بین هر دو نیمه تیرخطی فرض شود، کدامیک از آرماتورهای زیر برای تهیه کروکی این تیر مناسب‌تر است؟



۱) $4\Phi25$ برای آرماتورهای سراسری به علاوه $2\Phi25$ برای آرماتورهای تقویتی

۲) $3\Phi25$ برای آرماتورهای سراسری به علاوه $3\Phi25$ برای آرماتورهای تقویتی

۳) $2\Phi25$ برای آرماتورهای سراسری به علاوه $4\Phi25$ برای آرماتورهای تقویتی

۴) $3\Phi25$ برای آرماتورهای سراسری به علاوه $6\Phi25$ برای آرماتورهای تقویتی

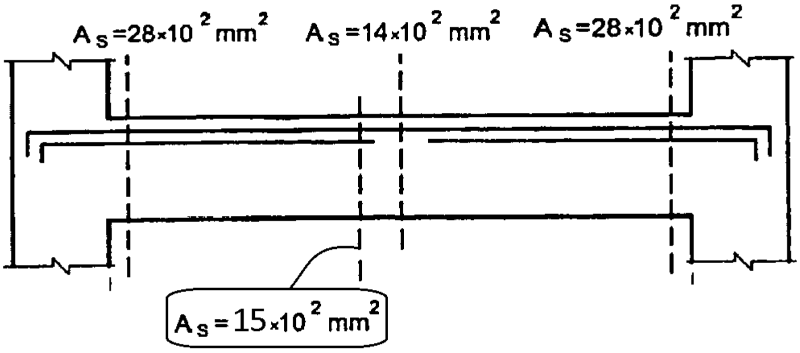
گزینه ۱

باید با حذف گزینه ها پاسخ دهیم:

گزینه ۴: در انتهای تیر $6\varphi25 = 2946\ mm^2$ کفایت می کند. در حالیکه در گزینه ۴ در دو انتها $\varphi25$ $(3 + 6 = 9)$ میلگرد منظور شده است که غیر اقتصادی است و بنابراین گزینه ۴ پاسخ نمی باشد.

گزینه ۳: در وسط تیر $3\varphi25 = 1473\ mm^2$ لازم است. در حالیکه در گزینه ۳ برای وسط تیر تنها $2\varphi25$ منظور شده است که کافی نیست و بنابراین گزینه ۳ پاسخ نمی باشد.

گزینه۲: در صورتی که میلگردهای سراسری $3\varphi25 = 1473\ mm^2$ انتخاب شوند، عملا میلگردهای تقویتی باید تا وسط تیر ادامه یابند. به شکل زیر توجه کنید. اگر وسط تیر $1400mm^2$ میلگرد لازم باشد، مسلما اندکی جلوتر $1500mm^2$ لازم خواهد بود. بنابراین میلگردهای تقویتی تا نزدیکی وسط تیر باید ادامه یابند که غیر اقتصادی خواهد بود



بنابراین باید طراح میلگردهای سراسری را کمی بیشتر از مقدار مورد نیاز در وسط تیر منظور کند تا تقویتی ها را بتوان عقب تر قطع کرد.

۷-وصله میلگردها

۷-۱- انواع وصله

1- Lapped splice
2- Mechanical splice
3- Welded splice
4- End-bearing splice

۹-۲۱-۴ وصله میلگردها

۹-۲۱-۴-۱ ضوابط کلی

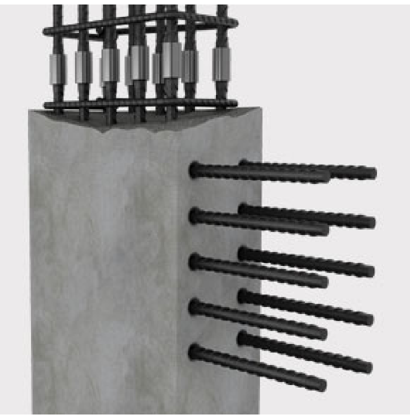
۹-۲۱-۴-۱-۱ وصله میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار طریق (الف) تا (ت) این بند و یا ترکیبی از آنها مجاز است:

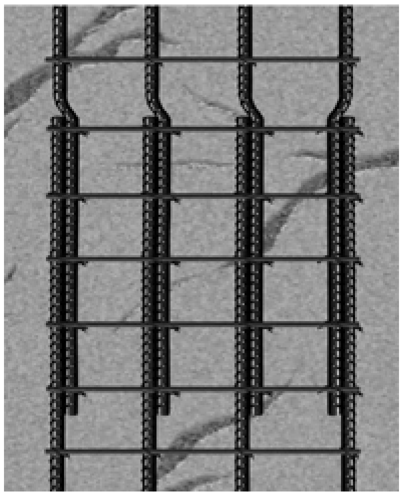
الف- وصله پوششی: کـه بـا مجـاور هـم قرار دادن دو میلگرد در قسمتی از طولشان عملی می‌شود. طـولـی که دو میـلـگرد باید در مـجـاور هم قرار داده شونـد، «طول پوشش» نامیده می‌شود.

ب- وصله جوشی: که با جوش دادن دو میلگرد به یکدیگر انجام می‌شود.

پ- وصله مکانیکی: که با بکارگیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می‌شود.

ت- وصله اتکایی: که با بر روی هم قرار دادن دو انتهای میلگردهای فشاری عملی می‌گردد.





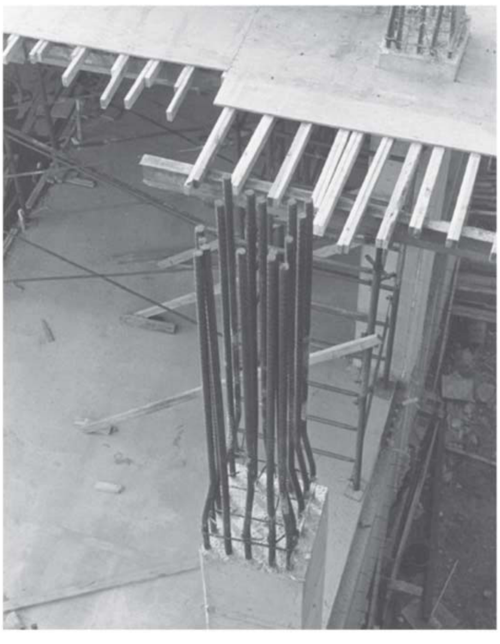


Fig. 11-1
Tied column under construction. (Photograph courtesy of J. G. MacGregor.)

۷-۲- وصله پوششی میلگرد کششی (**Tension lap splice**)

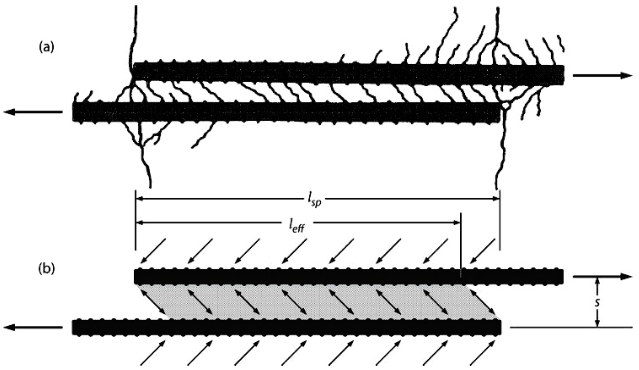
وصله پوششی تماسی

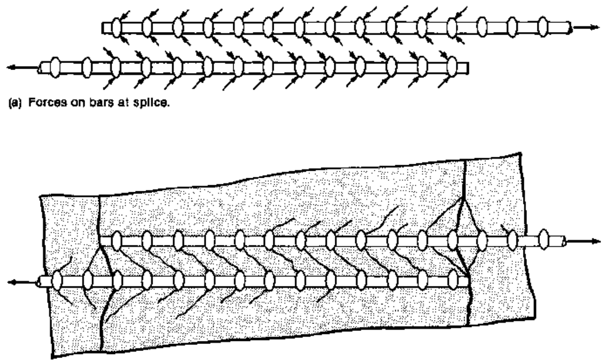
contact lap splices

وصله پوششی غیرتماسی

Noncontact lap splices

نحوه انتقال بار در وصله پوششی به چه صورت می باشد؟





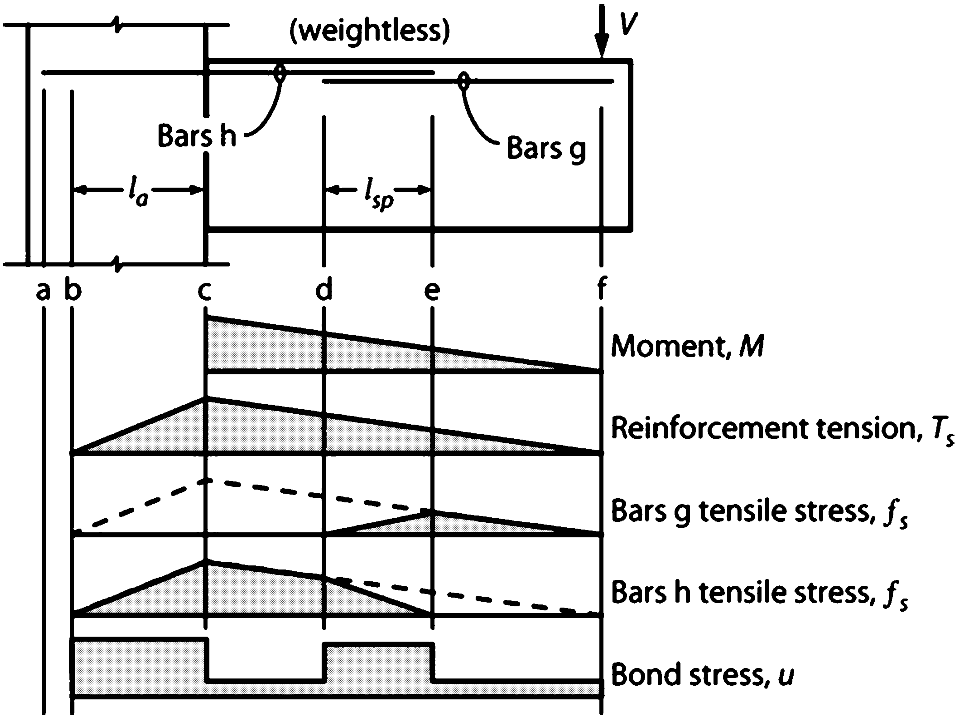
به شکل فوق توجه کنید. در محل وصله نیرو از طریق بتن منتقل می شود. بنابراین در محل وصله تنشهای قابل توجه در بتن ایجاد می شود.

در شکل زیر میلگردهای g توسط وصله پوششی نیرو را به میلگردهای h منتقل می کنند.

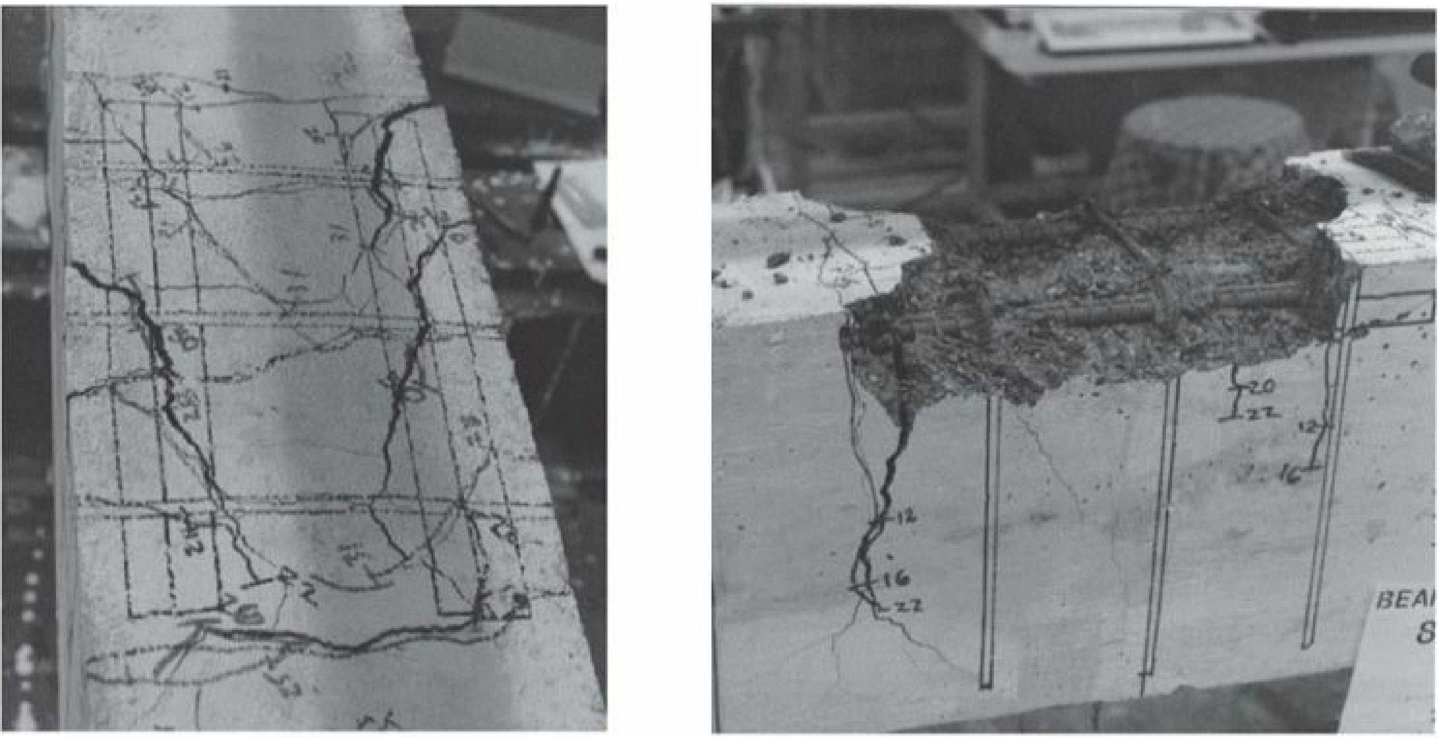
نیروی کششی میلگردها (Ts) به صورت خطی افزایش می یابد.

به دیاگرام تنش در میلگردهای g در طول تیر توجه کنید. در ناحیه وصله تنش در میلگردهای g به تدریج کاهش میابد.

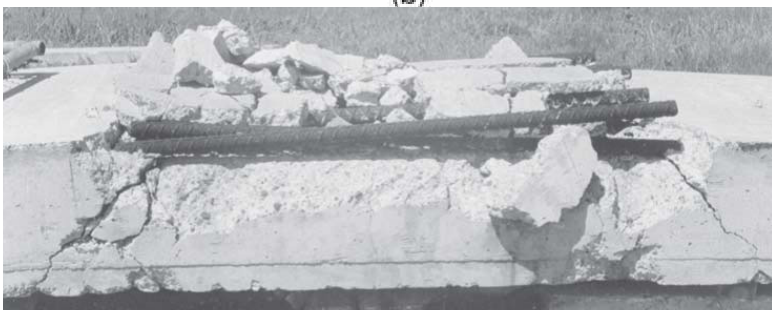
- به دیاگرام تنش پیوستگی در بتن توجه نمایید. در ناحیه وصله مقدار bond stress افزایش می یابد.
- در محل مهار میلگرد در داخل ستون نیز تنش پیوستگی افزایش میابد.



تنشهای پیوستگی در محل وصله می تواند موجب ایجاد ترکهایی در راستای طولی میلگرد ها در محل وصله شود.
در صورتی که تنش ها افزایش یابند ممکن است مانند شکل سمت چپ پوشش بتن از بین برود. در این حالت میلگردهای وصله شونده نسبت به هم خواهند لغزید و امکان انتقال نیرو در محل وصله به صورت کامل وجود نخواهد داشت.



(a) (b)



تاثیر خاموت ها بر رفتار وصله چیست؟

محدودیت قطر آرماتور در وصله پوششی:

۹-۲۱-۴-۱-۲ وصله پوششی، تنها در مورد میلگردهای با قطر کمتراز ۳۶ میلیمتر مجاز می‌باشد.

25.5.1.1 Lap splices shall not be permitted for bars larger than No. 36, except as provided in 25.5.5.3.

حداکثر فاصله عرضی بین دو میلگرد در وصله پوششی "غیر تماسی" چقدر می تواند باشد؟

25.5.1.3 For noncontact splices in flexural members, the transverse center-to-center spacing of spliced bars shall not exceed the lesser of one-fifth the required lap splice length and 150 mm.

R25.5.1.3 If individual bars in noncontact lap splices are too widely spaced, an unreinforced section is created.

فرض کنید در محل وصله میزان میلگرد موجود بیش از مقدار لازم باشد. آیا می توان طول وصله را کمتر از مقدار محاسباتی در نظر گرفت؟

25.5.1.4 Reduction of development length in accordance with 25.4.10.1 is not permitted in calculating lap splice lengths.

25.5.2 *Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension*

25.5.2.1 Tension lap splice length ℓ_{st} for deformed bars and deformed wires in tension shall be in accordance with Table 25.5.2.1, where ℓ_d shall be in accordance with 25.4.2.1(a).

Table 25.5.2.1—Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension

$A_{s,provided}/A_{s,required}$[1] over length of splice	Maximum percent of A_s spliced within required lap length	Splice type	ℓ_{st}	
≥ 2.0	50	Class A	Greater of:	$1.0\ell_d$ and 300 mm
	100	Class B	Greater of:	$1.3\ell_d$ and 300 mm
< 2.0	All cases	Class B		

[1]Ratio of area of reinforcement provided to area of reinforcement required by analysis at splice location.

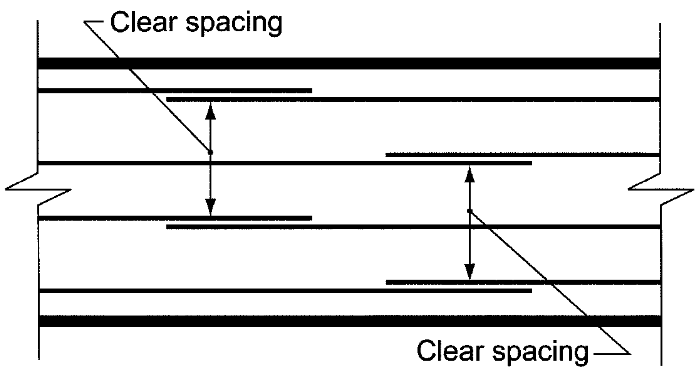


Fig. R25.5.2.1—Clear spacing of lap-spliced bars for determination of ℓ_d for staggered splices.

محاسبات ۹۳

۲۶- طول پوشش لازم برای دو میلگرد Φ20 که در یک عضو خمشی با وصله پوششی به هم وصله شده‌اند، برابر 900 میلی‌متر می‌باشد. حداکثر فاصله مجاز محور تا محور آن دو میلگرد برحسب میلی‌متر برابر است با:

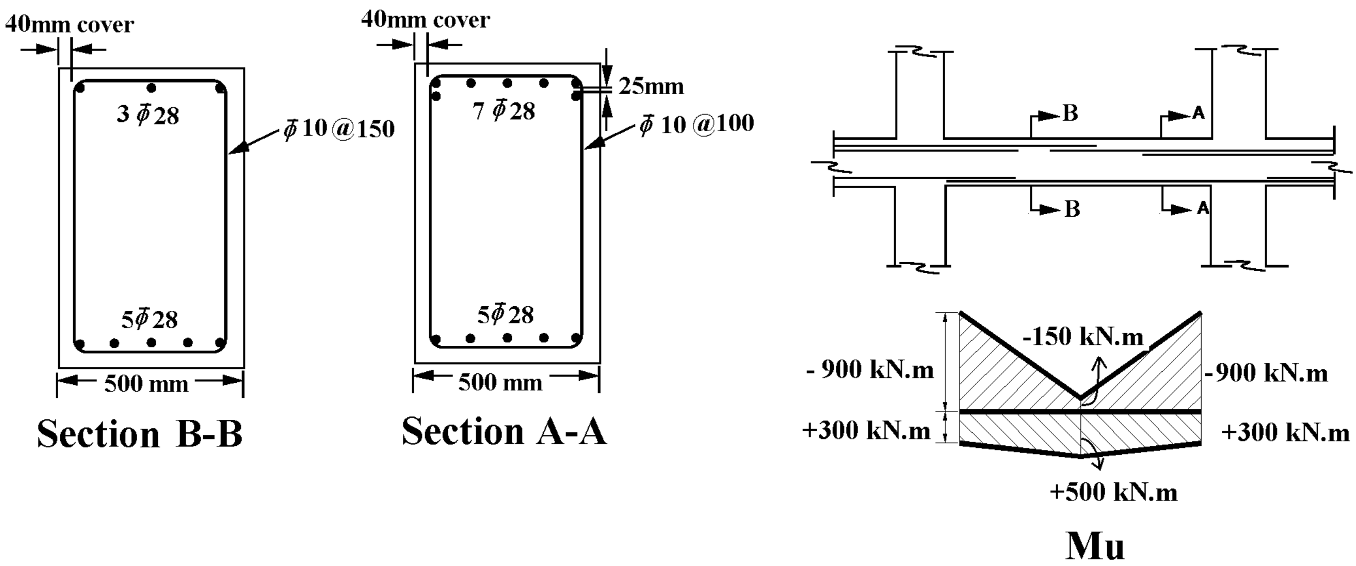
۱) 150 **۲) 250** **۳) 180** **۴) 100**

گزینه ۱

$$S = Min\left(\frac{900}{5}, 150\right) = 150\,mm$$

مثال: در تیر زیر طول وصله لازم برای میلگردهای فوقانی و تحتانی را محاسبه نمایید. سازه با شکل پذیری متوسط می باشد..

- عمق موثر تیر برابر d=700 mm می باشد و پوشش خالص بتن 40mm میباشد.
- طول خالص تیر برابر 7m می باشد.
- $f_c' = 25MPa,\ \ F_y = 400MPa,\ \ F_{yt} = 300MPa$
- میلگردهای پایین به صورت مرحله ای وصله می شوند، به صورتی که در مرحله اول سه تا از میلگردها و در مرحله دوم ۲ تا از میلگردها وصله می شوند.



پاسخ:

جهت محاسبه طول وصله ابتدا باید طول مهار (l_d) محاسبه شود.

$$l_d = \frac{\psi_t\psi_e\psi_s\psi_g}{\lambda\left(\frac{c_b+K_{tr}}{d_b}\right)}\frac{0.9f_y}{\sqrt{f_c'}}d_b \geqslant \text{۳۰۰ میلی متر}$$

top: ۱/۳
bot: ۱/۰

۱/۵
۱/۲
No Epoxy: ۱/۰

$d_b \geqslant \phi 20$ ۱/۰
$d_b < \phi 20$ ۰/۸

$f_y \leqslant 400$ ۱/۰
$f_y \geqslant 500$ ۱/۱۵

c_b کوچک‌ترین فاصله‌ی مرکز میلگرد یا سیمی که مهار می‌شود تا نزدیک‌ترین رویه‌ی بتن، و یا نصف فاصله‌ی مرکز تا مرکز میلگردها و یا سیم‌هایی که مهار می‌شوند، است.

شاخص آرماتور عرضی $K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$

نسبت $(c_b+K_{tr})/d_b$ که نشان‌گر اثرات محصور شدگی است، نباید بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

n تعداد میلگردها یا سیم‌هایی است که دارای مهار یا وصله‌ی پوششی در طول صفحه‌ی شکاف خوردگی می‌باشند.

A_{tr} سطح مقطع کل آرماتورهای عرضی در فاصله‌ی s

محاسبه طول مهاری میلگردهای فوقانی (در محل وصله در بالای مقطع ۳ میلگرد طولی قرار گرفته است)

$$\left.\begin{aligned} c &= Min\left(64, \frac{500-2\times(64)}{4}\right) = 64\ mm \\ Ktr &= \frac{40A_v}{sn} = \frac{40\times 2\times(\pi\times 5^2)}{150\times 3} = 13.96 \end{aligned}\right\} \rightarrow \left(\frac{c+ktr}{d_b}\right) = 2.78 > 2.5 \rightarrow \quad Use\ 2.5$$

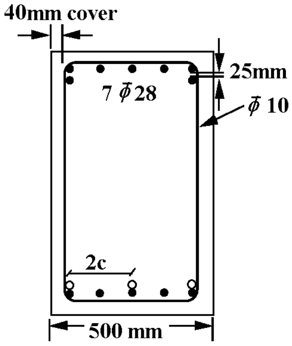
$$l_d = \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s\Psi_g}{\lambda\left(\frac{c+ktr}{d}\right)}\frac{0.9f_y}{\sqrt{f_c'}} \times d_b = \frac{1.3\times1\times1\times1}{1\times(2.5)}\times\frac{0.9\times400}{\sqrt{25}}\times d_b = 27.44\times d_b = 1048\ mm$$

طول وصله میلگردهای فوقانی:

با توجه به اینکه تمامی میلگردهای سراسری در یک نقطه وصله شده اند، وصله از نوع "ب" می باشد و طول وصله برابر است با:

$$l_{splice} = 1.3 l_d = 1.3 \times 1048 = 1363\ mm$$

در قسمت تحتانی مقطع تیر کلا ۵ میلگرد طولی قرار دارد. در سمت چپ تیر از این ۵ عدد میلگرد طولی ۳ عدد مطابق شکل زیر وصله میشوند (دو میلگرد قرار گرفته در گوشه مقطع و یک میلگرد میانی). طول مهار این ۳ میلگرد برابر است با:



$$\left.\begin{matrix} Min\left(64, \dfrac{500-2\times(64)}{4}\right) = 64\ mm \\ = \dfrac{40A_v}{sn} = \dfrac{40\times 2\times(\pi\times 5^2)}{100\times 3} = 20.94 \end{matrix}\right\} \left(\frac{c+ktr}{d}\right) = 3.03 > 2.5 \rightarrow Use\ 2.5$$

- توجه: در محاسبه c (به شکل توجه کنید) باید فاصله بین وصله شوندگان را منظور کنیم (کنید ۳ عدد میلگرد در مقطع داریم و به میلگردهایی که وصله نمی شوند توجه نکنید)

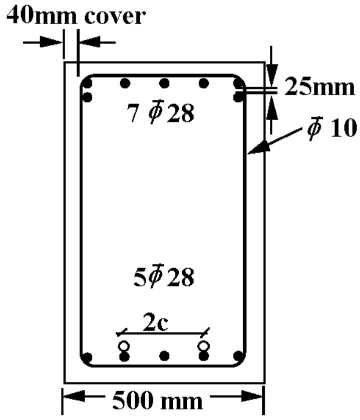
$$l_d = \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s\Psi_g}{\lambda\left(\frac{c+ktr}{d}\right)}\frac{0.9f_y}{\sqrt{f_c'}} \times d_b = \frac{1\times1\times1\times1}{1\times(2.5)} \times \frac{0.9\times 400}{\sqrt{25}} \times d = 28.8 \times d = 806\ mm$$

طول وصله میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۳ میلگرد:

با توجه به اینکه بیش از نصف میلگردهای سراسری در یک نقطه وصله شده اند، وصله از نوع "ب" می باشد و طول وصله برابر است با:

$$l_{splice} = 1.3 l_d = 1.3 \times 806 = 1048\ mm$$

محاسبه طول مهاری میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۲ میلگرد:



$$\left.\begin{matrix} c = Min\left(64, \dfrac{500-2\times(64)}{4}\right) = 64\ mm \\ Ktr = \dfrac{40A_v}{sn} = \dfrac{40\times 2\times(\pi\times 5^2)}{100\times 2} = 31.4 \end{matrix}\right\} \rightarrow \left(\frac{c+ktr}{d}\right) = 3.4 > 2.5 \rightarrow \quad Use\ 2$$

$$l_d = \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s\Psi_g}{\lambda\left(\frac{c+ktr}{d}\right)}\frac{0.9f_y}{\sqrt{f_c'}} \times d_b = \frac{1\times1\times1\times1}{1\times(2.5)} \times \frac{0.9\times 400}{\sqrt{25}} \times d = 28.8 \times d = 80$$

طول وصله میلگردهای تحتانی در انتهای تیر در محل وصله ۲ میلگرد:

کمتر از نصف میلگردهای سراسری وصله شده اند و اگر مقاومت خمشی تیر در این نقطه بیش از دو برابر لنگر وارد بر تیر باشد، می توان نوع وصله را از نوع "الف" فرض کرد. ظرفیت خمشی مثبت در بر تیکه گاه (با صرف نظر از وجود آرماتور خمشی منفی) برابر است با:

$$\varphi Mn = 0.9A_s f_y(d-0.5a) = 0.9\times 3077\times 400\times\left(700 - 0.5\times\frac{3077\times 400}{500\times 0.85\times 25}\right) = 711286916N.mm = 711\ kN.m$$

لنگر خمشی ناشی از بارهای ضریب دار در انتهای وصله و با فرض اینکه طول وصله برابر 0.806m باشد، برابر است با:

$$M_u = 300 + \frac{0.806}{3.5}\times 200 = 346\ kN.m$$

لنگر وارد بر مقطع (346 kN.m) کمتر از نصف مقاومت خمشی مقطع (711/2=356 kN.m) می باشد و بنابراین وصله از نوع "الف" محسوب می شود و طول وصله برابر است با:

$$l_{splice} = l_d = 806\ mm$$

وصله پوششی دو میلگرد با قطر متفاوت

25.5.2.2 If bars of different size are lap spliced in tension, ℓ_{st} shall be the greater of ℓ_d of the larger bar and ℓ_{st} of the smaller bar.

وصله پوششی گروه میلگرد

25.6.1.7 Lap splices of bars in a bundle shall be based on the lap splice length required for individual bars within the bundle, increased in accordance with 25.6.1.5. Individual bar splices within a bundle shall not overlap. Entire bundles shall not be lap spliced.

۷-۳- وصله اعضای کششی

25.5.7.4 Splices in tension tie members shall be made with a mechanical or welded splice in accordance with 25.5.7.1. Splices in adjacent bars shall be staggered at least 750 mm.

۷-۴- وصله پوششی میلگرد فشاری (**Compression lap splice**)

25.5.5 *Lap splice lengths of deformed bars in compression*

25.5.5.1 Compression lap splice length ℓ_{sc} of No. 36 or smaller deformed bars in compression shall be calculated in accordance with (a) or (b):

(a) For $f_y \leq 420$ **MPa**: ℓ_{sc} is the greater of $0.071 f_y d_b$ and 300 mm
(b) For $f_y > 420$ **MPa**: ℓ_{sc} is the greater of $(0.13 f_y - 24) d_b$ and 300 mm

For $f_c' < 21$ **MPa**, the length of lap shall be increased by one-third.

25.5.5.2 Compression lap splices shall not be used for bars larger than No. 36, except as permitted in 25.5.5.3.

چرا طول وصله میلگرد فشاری کمتر از طول وصله میلگرد کششی می باشد؟

۷-۵- وصله مکانیکی و جوشی

- وصله مکانیکی یک جایگزین برای وصله پوششی است.
- در مواردی که طول اتصال کم است ممکن است از وصله مکانیکی استفاده شود (برای مثال در مواردی که سازه جدید به یک سازه از قبل ساخته شده وصل می شود).
- در مواردی که تراکم میلگرد بالاست می توان از وصله مکانیکی استفاده کرد (برای مثال در ستونهایی که درصد میلگرد بالایی دارند، در محل وصله تراکم میلگرد بالا خواهد بود).
- در مواردی که قطر میلگرد بیش از ۳۶ میلیمتر است، نمی توان از وصله پوششی استفاده کرد و یک جایگزین می تواند وصله مکانیکی باشد.
- در مواردی ممکن است طول وصله پوششی به حدی زیاد شود که محل وصله در ناحیه غیر مجاز قرار گیرد. در این حالت می توان از وصله مکانیکی استفاده کرد. برای مثال در ستونهای ویژه باید محل وصله خارج از ناحیه بحرانی باشد.
- در اعضای کششی نمی توان از وصله پوششی استفاده کرد و یک جایگزین می تواند وصله مکانیکی باشد.

۷-۵-۱- انواع وصله مکانیکی

دو نوع وصله مکانیکی داریم:

۱- نوع ۱ (Type1)

۲- نوع ۲ (Type2)

18.2.7 *Mechanical splices in special moment frames and special structural walls*

18.2.7.1 Mechanical splices shall be classified as (a) or (b):

(a) Type 1 – Mechanical splice conforming to 25.5.7
(b) Type 2 – Mechanical splice conforming to 25.5.7 and capable of developing the specified tensile strength of the spliced bars

18.2.7.2 Type 1 mechanical splices shall not be located within a distance equal to twice the member depth from the column or beam face for special moment frames or from critical sections where yielding of the reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the linear range of behavior. Type 2 mechanical splices shall be permitted at any location, except as noted in 18.9.2.1(c).

R18.2.7 *Mechanical splices in special moment frames and special structural walls*—In a structure undergoing inelastic deformations during an earthquake, the tensile stresses in reinforcement may approach the tensile strength of the reinforcement. The requirements for Type 2 mechanical splices are intended to avoid a splice failure when the reinforcement is subjected to expected stress levels in yielding regions. Type 1 mechanical splices are not required to satisfy the more stringent requirements for Type 2 mechanical splices, and may not be capable of resisting the stress levels expected in yielding regions. The locations of Type 1 mechanical splices are restricted because tensile stresses in reinforcement in yielding regions can exceed the strength requirements of 25.5.7. The restriction on Type 1 mechanical splices applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement.

Recommended detailing practice would preclude the use of splices in regions of potential yielding in members resisting earthquake effects. If use of mechanical splices in regions of potential yielding cannot be avoided, there should be documentation on the actual strength characteristics of the bars to be spliced, on the force-deformation characteristics of the spliced bar, and on the ability of the Type 2 mechanical splice to be used to meet the specified performance requirements.

Although mechanical splices as defined by 18.2.7 need not be staggered, staggering is encouraged and may be necessary for constructibility or provide enough space around the splice for installation or to meet the clear spacing requirements.

R18.2.7.1 The additional requirement for a Type 2 mechanical splice is intended to result in a mechanical splice capable of sustaining inelastic strains through multiple cycles.

25.5.7 *Mechanical and welded splices of deformed bars in tension or compression*

25.5.7.1 A mechanical or welded splice shall develop in tension or compression, as required, at least $\mathbf{1.25}f_y$ of the bar.

18.6.3.3 Lap splices of deformed longitudinal reinforcement shall be permitted if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Spacing of the transverse reinforcement enclosing the lap-spliced bars shall not exceed the lesser of $d/4$ and 100 mm. Lap splices shall not be used in locations (a) through (c):

(a) Within the joints
(b) Within a distance of twice the beam depth from the face of the joint
(c) Within a distance of twice the beam depth from critical sections where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \le$ ۰/۱۵ $f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۱-۲ آرماتور طولی

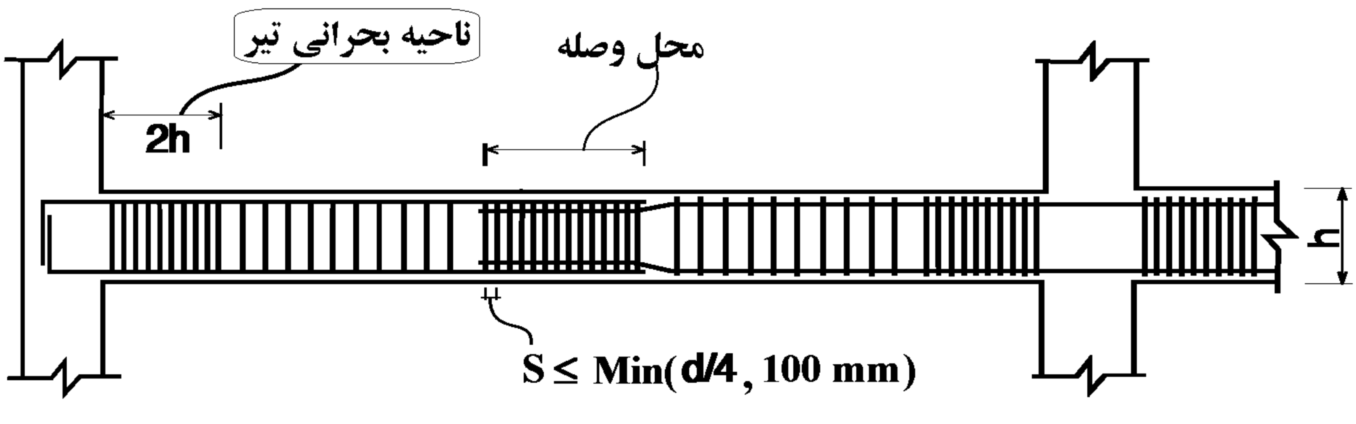
۹-۲۳-۴-۱-۲-۵ استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفره‌های آرماتور عرضی دربرگیرنده وصله از یکدیگر نباید بیشتر از یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۳-۴-۱-۲-۶ استفاده از وصله پوششی در محل‌های زیر مجاز نیست:

الف- در اتصالات تیرها به ستون‌ها

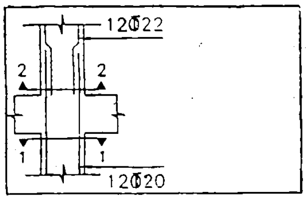
ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه

۹-۲۳-۴-۱-۲-۷ وصله‌های جوشی یا مکانیکی مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۱-۴-۱-۶ و ۹-۲۱-۴-۱-۷ به شرطی مجاز است‌که وصله میلگرد در هر سفره میلگرد به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله‌ها در میلگردهای مجاور یکدیگر در امتداد طول عضو، کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر نباشد.



محاسبات-۸۴- پایه ۲

۳۸- نتایج خروجی طراحی یک ستون مقدار فولاد لازم در مقطع ۱-۱ را ۱۲ϕ۲۰ و در مقطع ۲-۲ را ۱۲ϕ۲۲ تعیین کرده است. با توجه به شکل کدام عبارت صحیح است؟



۱) میلگردهای پائین باید به ۱۲ϕ۲۲ تغییر پیدا کنند.

۲) میلگردهای طبقه فوقانی همواره باید کمتر از طبقه پائین باشند.

۳) در صورتی‌که طول وصله بر اساس قطر میلگرد کوچکتر انجام شود (ϕ۲۰)، طرح صحیح است.

۴) در صورتی‌که طول وصله بر اساس قطر میلگرد بزرگتر انجام شود (ϕ۲۲)، طرح صحیح است.

گزینه ۱

محاسبات-۹۱

۱۳- در مورد وصله پوشش دو میلگرد فشاری با قطرهای 20 و 25 میلیمتر گزینه صحیح‌تر را انتخاب کنید؟

۱) طول پوشش برابر کوچکترین دو مقدار طول گیرائی میلگرد Φ25 و طول پوشش لازم برای میلگرد Φ20 در نظر گرفته می‌شود.

۲) طول پوشش برابر بزرگترین دو مقدار طول گیرائی میلگرد Φ25 و طول پوشش لازم برای میلگرد Φ20 در نظر گرفته می‌شود.

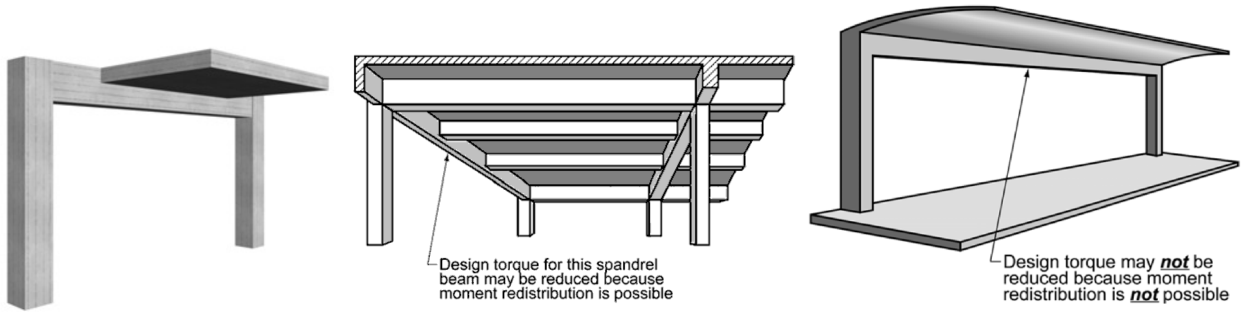
۳) طول پوشش فقط براساس طول پوشش میلگرد 25 میلیمتری تعیین می‌گردد.

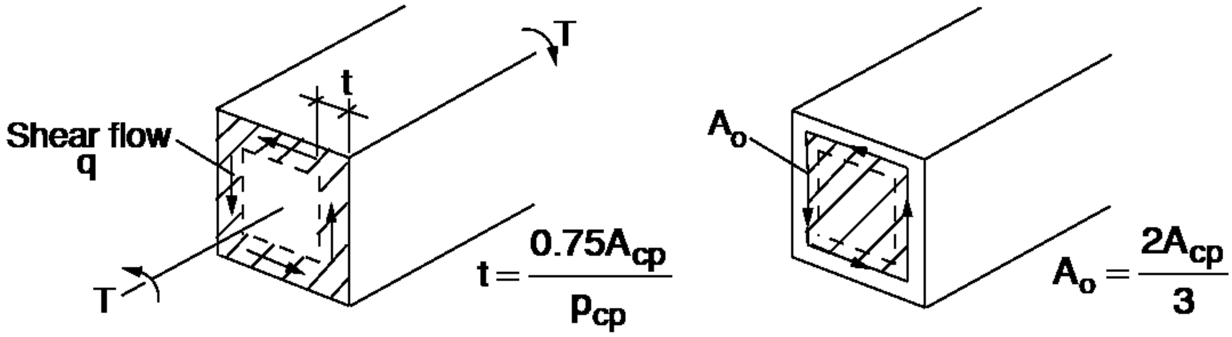
۴) طول پوشش فقط براساس طول گیرایی میلگرد 20 میلیمتری تعیین می‌شود.

گزینه ۲

۸-پیچش

۱-۸- پیچش تعادل و پیچش همسازی





(a) Thin-walled tube

(b) Area enclosed by shear flow path, A_o

$$\tau = \frac{T}{2A_m t}$$

$$T_{cr} = 2A_m t \times \tau_0 \quad = 2\,\frac{2A_{cp}}{3}\frac{0.75A_{cp}}{P_{cp}} \times \tau_0 = \frac{\left(A_{cp}\right)^2}{P_{cp}} \times 0.33\sqrt{f_c'}$$

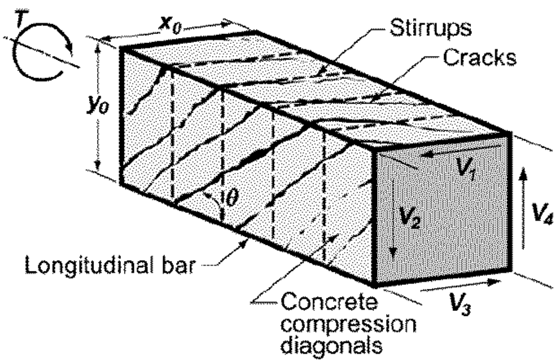
22.7.5 *Cracking torsion*

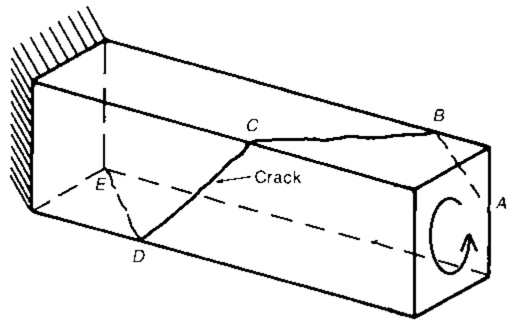
22.7.5.1 Cracking torsion T_{cr} shall be calculated in accordance with Table 22.7.5.1 for solid and hollow cross sections, where N_u is positive for compression and negative for tension.

Table 22.7.5.1—Cracking torsion

Type of member	T_{cr}	
Nonprestressed member	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Prestressed member	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

۸-۲- ترک های پیچشی





۳-۸- شرط صرف نظر کردن از لنگر پیچشی

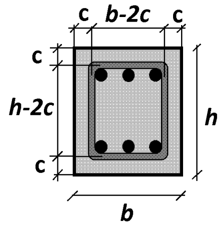
22.7—Torsional strength

22.7.1 *General*

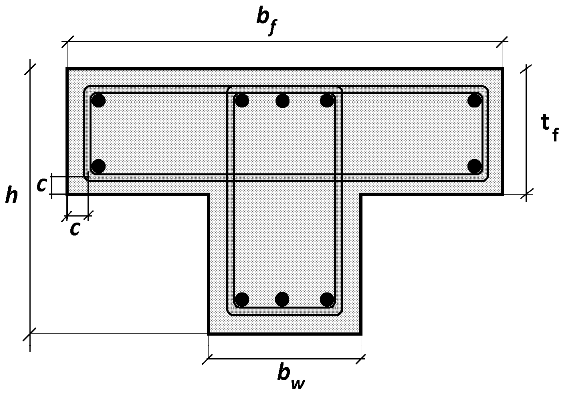
22.7.1.1 This section shall apply to members if $T_u \geq \phi T_{th}$, where ϕ is given in Chapter 21 and threshold torsion T_{th} is given in 22.7.4. If $T_u < \phi T_{th}$, it shall be permitted to neglect torsional effects.

22.7.4 *Threshold torsion*

22.7.4.1 Threshold torsion T_{th} shall be calculated in accordance with Table 22.7.4.1(a) for solid cross sections and Table 22.7.4.1(b) for hollow cross sections, where N_u is positive for compression and negative for tension.



$A_{cp}=bh$
$P_{cp}=2(b+h)$
$A_{oh}=(b-2c)(h-2c)$
$P_h=2(b-2c)+2(h-2c)$



$A_c= b_w h + t_f(b_f - b_w)$
$P_c=2b_f+2h$
$A_{oh}=(b_w-2c)(h-2c)+(t_f-2c)(b_f-2c-b_w)$
$P_h=2(b_f-2c)+2(h-2c)$

Table 22.7.4.1(a)—Threshold torsion for solid cross sections

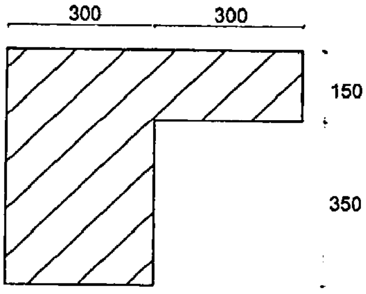
Type of member	T_{th}	
Nonprestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\dfrac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Prestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\dfrac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\dfrac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f_c'}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\dfrac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\dfrac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f_c'}}}$	(c)

Table 22.7.4.1(b)—Threshold torsion for hollow cross sections

Type of member	T_{th}	
Nonprestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\dfrac{A_g^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Prestressed member	$0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\dfrac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\dfrac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f_c'}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.083\lambda\sqrt{f_c'}\left(\dfrac{A_g^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\dfrac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f_c'}}}$	(c)

محاسبات ۹۵

۲۸- لنگر پیچشی ترک‌خوردگی مقطع بتنی معمولی درجا مطابق شکل به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (نوع بتن C25 است و مقادیر بر روی شکل بر حسب میلی‌متر است.)



۱) 21.35 KN.m

۲) 17.35 kN.m

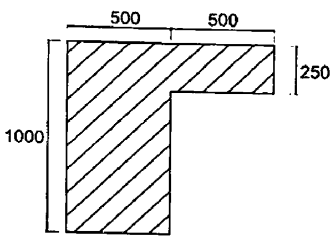
۳) 16.25 kN.m

۴) 23.45 kN.m

$$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f_c'}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right) = 0.33\sqrt{25}\left(\frac{(300\times500+300\times150)^2}{500\times2+600\times2}\right) = 28.5\ kN.m$$

محاسبات ۹۵

۴۱- مقطع یک تیر بتن مسلح درجا مطابق شکل زیر که با بتن معمولی و از رده C30 و آرماتورها از رده S400 می‌باشند، تحت تأثیر پیچش قرار می‌گیرد. لنگر نهایی پیچشی حداکثر چه مقدار باشد که مقطع به لحاظ محاسباتی نیازی به آرماتورهای پیچشی نداشته باشد؟ (ابعاد شکل به میلی‌متر است.)



۱) 43 kN

۲) 53 kN

۳) 23 kN

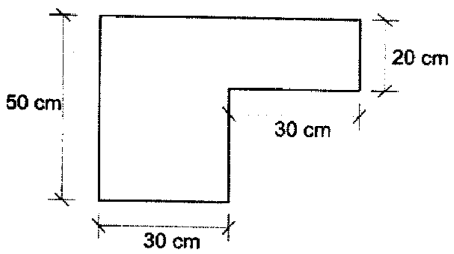
۴) 33 kN

$T_u < 0.25T_{cr}$ $\rightarrow$ نیاز به آماتور پیچشی نخواهد بود

$$T_u < 0.25T_{cr} = 0.25\times0.33\sqrt{30}\left(\frac{(500\times1000+500\times250)^2}{1000\times2+1000\times2}\right) = 44\ kN.m$$

محاسبات-۹۱

۲۲- درصورتی‌که رده بتن C25 باشد، لنگر پیچشی ترک‌خوردگی مقطع مطابق شکل (بر حسب kN.m) به کدام یک از اعداد زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 26

۲) 22

۳) 24

۴) 28

۸-۴- حداکثر نیروی پیچشی در مقطع

22.7.7 *Cross-sectional limits*

22.7.7.1 Cross-sectional dimensions shall be selected such that (a) or (b) is satisfied:

(a) For solid sections

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad (22.7.7.1a)$$

(b) For hollow sections

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad (22.7.7.1b)$$

۸-۵- مقاومت پیچشی خاموت ها

22.7.6.1 For nonprestressed and prestressed members, T_n shall be the lesser of (a) and (b):

$$\text{(a)}\ T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s}\cot\theta \qquad (22.7.6.1a)$$

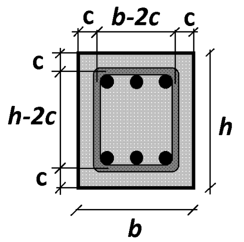
$$\text{(b)}\ T_n = \frac{2A_o A_\ell f_y}{p_h}\tan\theta \qquad (22.7.6.1b)$$

where A_o shall be determined by analysis, θ shall not be taken less than 30 degrees nor greater than 60 degrees; A_t is the area of one leg of a closed stirrup resisting torsion; A_ℓ is the area of longitudinal torsional reinforcement; and p_h is the perimeter of the centerline of the outermost closed stirrup.

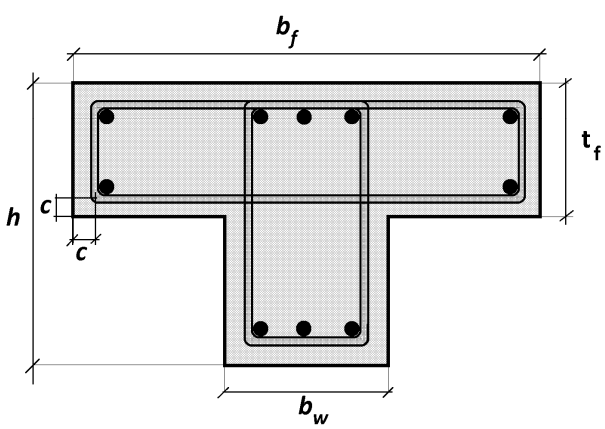
22.7.6.1.1 In Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b), it shall be permitted to take A_o equal to $0.85A_{oh}$.

22.7.6.1.2 In Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b), it shall be permitted to take θ equal to (a) or (b):

(a) 45 degrees for nonprestressed members or members with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_sf_y)$
(b) 37.5 degrees for prestressed members with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_sf_y)$



A_{cp} =bh
P_{cp} =2(b+h)
A_{oh}=(b-2c)(h-2c)
P_h =2(b-2c)+2(h-2c)



$A_c = b_w h + t_f(b_f - b_w)$
$P_c = 2b_f + 2h$
$A_{oh} = (b_w - 2c)(h-2c) + (t_f - 2c)(b_f - 2c - b_w)$
$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h-2c)$

۸-۶- محدودیت خاموتهای پیچشی

9.6.4.2 If torsional reinforcement is required, minimum transverse reinforcement $(A_v + 2A_t)_{min}/s$ shall be the greater of (a) and (b):

(a) $0.062\sqrt{f'_c}\dfrac{b_w}{f_{yt}}$

(b) $0.35\dfrac{b_w}{f_{yt}}$

9.7.5 *Longitudinal torsional reinforcement*

9.7.5.1 If torsional reinforcement is required, longitudinal torsional reinforcement shall be distributed around the perimeter of closed stirrups that satisfy 25.7.1.6 or hoops with a spacing not greater than 300 mm. The longitudinal reinforcement shall be inside the stirrup or hoop, and at least one longitudinal bar or tendon shall be placed in each corner.

9.7.5.2 Longitudinal torsional reinforcement shall have a diameter at least 0.042 times the transverse reinforcement spacing, but not less than 10 mm.

9.7.5.3 Longitudinal torsional reinforcement shall extend for a distance of at least $(b_t + d)$ beyond the point required by analysis.

9.7.6.3.3 Spacing of transverse torsional reinforcement shall not exceed the lesser of $p_h/8$ and 300 mm.

۸-۷- آرماتورهای پیچشی طولی

9.6.4.3 If torsional reinforcement is required, minimum area of longitudinal reinforcement $A_{\ell,min}$ shall be the lesser of (a) and (b):

(a) $\dfrac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\dfrac{A_t}{s}\right)p_h\dfrac{f_{yt}}{f_y}$

(b) $\dfrac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\dfrac{0.175b_w}{f_{yt}}\right)p_h\dfrac{f_{yt}}{f_y}$

مثال:

یک تیر به ابعاد 650x400 mm تحت اثر لنگر پیچشی T_u=41 kN.m و برش V_u=270 kN قرار گرفته است. فرض کنید که میلگردها خمشی عضو $\varphi 25$ می باشند.

$$f_c' = 28\,MPa \quad F_{yt} = 300MPa$$

۱- کنترل نیاز یا عدم نیاز به منظور کردن لنگر پیچشی

$$A_{cp} = 650 \times 400 = 260000 \qquad P_{cp} = 800 + 1300 = 2100$$

$$T_{cr} = 0.33\sqrt{28}\frac{(A_{cp})^2}{P_{cp}} = 56.2 \times 10^6 N.mm = 56.2\,kN.mm \quad \rightarrow \quad \mathrm{T_u} = 41 > 0.75 \times \frac{56.2}{4}$$

۲- کنترل حداکثر پیچش قابل تحمل توسط مقطع

$$\left.\begin{array}{c} A_{oh} = (650-80-10)(400-80-10) = 173600\,mm^2 \\ A_o = 0.85A_{oh} = 147560 \\ P_h = [(650-80-10)+(400-80-10)] \times 2 = 1740\,mm \\ d = 650-40-10-12.5 = 587.5\,mm \\ V_c = 0.17\sqrt{28} \times bd = 0.17 \times \sqrt{28} \times 587.5 \times 400 = 211\,kN \end{array}\right\}$$

$$\left[\sqrt{\left(\frac{270000}{bd}\right)^2 + \left(\frac{41 \times 10^6 \times P_h}{1.7 \times A_{oh}^2}\right)^2} = 1.805MPa\right] < 0.75\left[\left(\frac{211000}{bd}\right) + 0.66\sqrt{28} = 3.29MPa\right]\ OK.$$

۳- محاسبه خاموت تحت اثر پیچش

$$\left.\begin{array}{c} T_n = \dfrac{2A_0A_tF_{yt}}{s} = \dfrac{2 \times 147560 \times A_t \times 300}{s} \\ T_u = 41 \times 10^6 \end{array}\right\} T_u \le \varphi T_n \quad \rightarrow \frac{A_t}{s} = 0.617\,mm$$

٤- محاسبه خاموت لازم برای برش

$$\left.\begin{array}{c} V_c = 211\,kN \\ V_u = 270\,kN \end{array}\right\} \varphi V_s = V_u - \varphi V_c = 111\,kN \quad \rightarrow V_{s\,\text{لازم}} = 148.6\,kN.$$

$$\left.\begin{array}{c} V_s = \dfrac{A_v d F_{yt}}{s} = \dfrac{A_v \times 587.5 \times 300}{s} \\ V_{s\,\text{لازم}} = 148.6\,kN \end{array}\right\} \rightarrow \frac{A_v}{s} \ge 0.84\,mm$$

٥- محاسبه Av کل

$$\frac{A_{v-Total}}{s} = \frac{A_v + 2A_t}{s} = 0.84 + 2 \times 0.617 = 2.078$$

$$\xrightarrow{S = 100\,mm} A_{v-Total} = 207.8\,mm^2 \ \rightarrow\ 2.6\,\varphi 10 \ \rightarrow Use\ 3\varphi 10$$

٦- کنترل محدودیت خاموتها:

$$100 < Min\left\{\frac{1740}{8}, 300\right\} \qquad \mathrm{OK.}$$

$$2.078 > Max\left\{0.062 \times \sqrt{28} \times \frac{400}{300}, 0.35 \times \frac{400}{300}\right\} = \mathrm{Max}\{0.4374, 0.467\} \quad OK.$$

11.5.5.2 — Where torsional reinforcement is required by 11.5.5.1, the minimum area of transverse closed stirrups shall be computed by

$$(A_v + 2A_t) = 0.062\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_{yt}} \qquad (11\text{-}23)$$

but shall not be less than $(0.35 b_w s)/f_{yt}$.

۷- محاسبه آرماتورهای طولی پیچشی

$$\left.\begin{array}{c} T_n = \dfrac{2A_0A_lF_y}{P_h} = \dfrac{2 \times 147560 \times A_l \times 400}{1740} \\ T_u = 41 \times 10^6 \end{array}\right\} \varphi T_n \geq T_u \quad \rightarrow A_t = 805.77\ mm^2$$

۸- کنترل آرماتور پیچشی طولی حداقل

$$A_{l,min} = \frac{0.42\sqrt{28} \times 260000}{400} - 0.617 \times 1740 \times \frac{300}{400} = 1120.29\ mm^2$$

محاسبات ۹۴

۲۳- یک عضو بتن‌آرمه با مقطع مربع شکل به ابعاد 400×400 mm فقط تحت اثر لنگر پیچشی قرار دارد. در صورتی‌که آرماتورهای طولی شامل کلاً 4 عدد Φ20 در چهارگوشه مقطع، خاموت بسته $\Phi10@100\ mm\ ^{c}/_{c}$ عمود بر محور عضو، پوشش بتن روی خاموت برابر 50 میلی‌متر، نوع فولاد S400 و نوع بتن C25 باشد، لنگر پیچشی مقاوم تأمین شده توسط آرماتورهای پیچشی برحسب کیلونیوتن‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 44 ۲) 38 ۳) 34 ۴) 30

محاسبات ۹۵

۲۶- یک مقطع مستطیل‌شکل بتن آرمه با b=300 mm، h = 500 mm، d= 430 mm، نوع بتن C25، نوع فولاد S400، پوشش بتن 50 mm و خاموت بسته $\Phi10@100\ mm$ تحت اثر نیروی برشی نهایی 100 kN و لنگر پیچشی نهایی 30 kN.m قرار دارد. حداکثر تنش بتن در این مقطع برحسب MPa به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 4.00

۲) 3.50

۳) 3.40

۴) 3.80

محاسبات-۹۱

۱۲- در یک تیر بتن‌آرمه با مقطع مستطیلی به ارتفاع 50 cm و به پهنای 40 cm و با پوشش بتن 6 cm از مرکز آرماتورهای اصلی، چنانچه لنگر پیچشی نهایی برابر T_u=6 kN.m باشد، میزان آرماتور عرضی لازم ناشی از پیچش به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

فرض کنید بتن از رده C25 و آرماتورها از رده S340 است.

۱) Φ10@150
۲) Φ10@250
۳) Φ10@350
۴) به لحاظ پیچش نیازی به آرماتور عرضی نمی‌باشد.

محاسبات ۹۵

۲۷- مقطع مستطیل‌شکل بتن آرمه به ابعاد b=300 mm، h = 500 mm، پوشش بتن برابر 50 mm با خاموت بسته Φ10@100 *mm*، نوع بتن C25 و نوع فولاد خاموت S340 مفروض است. با فرض قابل قبول بودن آرماتورهای طولی مقطع، و در صورت عدم استفاده از محاسبات دقیق‌تر، لنگر پیچشی مقاوم تأمین‌شده توسط آرماتورهای پیچشی بر حسب kN.m به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 28
۲) 22
۳) 41
۴) 35

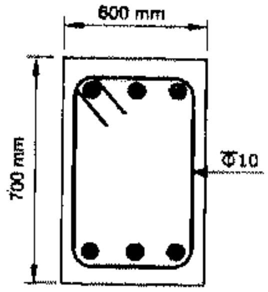
محاسبات-۹۰

۳۲- مقطع بتن آرمه‌ای به ابعاد 40×60 cm تحت اثر لنگر پیچشی T_u = 10 kN.m قرار دارد. در این مورد گزینه بهتر را انتخاب کنید. (f_y = 400 MPa و f_c = 35 MPa)

۱) طراحی برای آرماتورهای طولی پیچشی لازم بوده و می‌توان از آرماتورهای عرضی پیچشی صرفنظر کرد.
۲) طراحی برای پیچش لازم است.
۳) طراحی آرماتورهای عرضی پیچشی لازم بوده و می‌توان از آرماتورهای طولی پیچشی صرفنظر کرد.
۴) طراحی برای پیچش ضرورتی ندارد.

محاسبات ۹۵

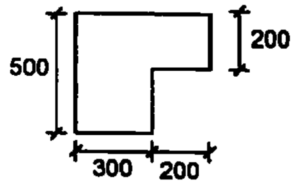
۳۰- با فرض اینکه برای یک تیر با مقطع نشان داده شده در شکل زیر طراحی برای برش و پیچش الزامی باشد، فقط از منظر حداقل آرماتور برشی و پیچشی و بدون توجه به سایر الزامات از جمله الزامات لرزه‌ای، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته به قطر 10 میلی‌متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر، میلگردها از رده S340 و بتن از نوع C35 است)



۱) 150 mm
۲) 125 mm
۳) 300 mm
۴) 250 mm

محاسبات ۹۳

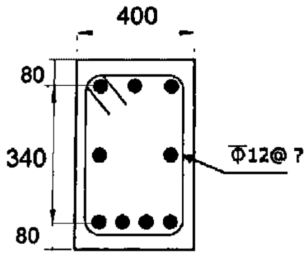
۳۲- لنگر پیچشی ترک‌خوردگی مقطع مطابق شکل در صورتیکه رده بتن C25 باشد، برحسب کیلونیوتن‌متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (واحدها در شکل بر حسب میلی‌متر است و $\phi_c = 0.65$).



۱) 24
۲) 22
۳) 16
۴) 18

محاسبات ۹۵

۳۶- با فرض اینکه برای مقطع نشان‌داده شده در شکل زیر طراحی برای پیچش ضروری بوده و مقدار برش نهایی ناچیز باشد، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته، بدون توجه به مقدار محاسباتی ناشی از لنگر پیچشی، حدوداً چند میلی‌متر می‌باشد؟ (بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 فرض شود. ابعاد در شکل به میلی‌متر است.)



۱) 210
۲) 375
۳) 420
۴) 750

گزینه ۱

اگر پوشش بتن را "تا آکس خاموت" حدودا $c = 80 - 10 - 6 = 64mm$ فرض کنیم:

$$s < Min\left(\frac{P_h}{8}, 300\right) = Min\left(\frac{2(400 - 2 \times 64) + 2(500 - 2 \times 64)}{8}, 300\right) = 161\ mm$$

محاسبات-۹۱

۷-در یک مقطع مستطیل شکل (b=30 cm , h=50 cm) در صورتی‌که پوشش بتن برابر 4 cm و خاموت مصرفی به صورت بسته از Φ12 و آرماتور طولی 6Φ20 (در گوشه‌ها و در گونه‌ها) و بتن از رده C25 و فولاد از رده S400 (آرماتور طولی و عرضی) و نیروی برشی و لنگر پیچشی نهایی موثر به مقطع به ترتیب برابر V_u=200 kN و T_u=40 kN.m باشد، گزینه صحیح را انتخاب کنید؟

۱) مقطع قابل قبول نیست.

۲) با طراحی مناسب فاصله خاموت‌های بسته از یکدیگر می‌توان مقطع را قابل‌قبول دانست.

۳) با طراحی مناسب فاصله خاموت‌های بسته از یکدیگر و مقدار آرماتور طولی می‌توان مقطع را قابل قبول دانست.

۴) با طراحی مناسب مقدار آرماتور طولی می‌توان مقطع را قابل قبول دانست.

گزینه ۱:

این مقطع تحت اثر برش و پیچش بالا قرار دارد. با افزایش برش و پیچش، یا باید ابعاد مقطع را افزایش داد و یا اینکه خاموت ها را افزایش داد. در این سوال ابعاد مقطع ثابت است و تنها راه افزایش مقاومت افزایش حجم خاموت می باشد. از طرفی برای قرار دادن خاموت محدودیت داریم و مقدار خاموت نباید از یک حدی فراتر رود. آیین نامه برای کنترل خاموت گذاری در مقطع می گوید در مقاطع تحت اثر ترکیب برش و پیچش باید روابط زیر ارضا شوند

22.7.7 *Cross-sectional limits*

22.7.7.1 Cross-sectional dimensions shall be selected such that (a) or (b) is satisfied:

(a) For solid sections

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad (22.7.7.1a)$$

(b) For hollow sections

$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)+\left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right) \le \phi\left(\frac{V_c}{b_w d}+0.66\sqrt{f_c'}\right) \qquad (22.7.7.1b)$$

در صورتی که رابطه 22.7.7.1a ارضا نشود، تنها راه افزایش مقاومت برشی و پیچشی مقطع افزایش ابعاد مقطع افزایش می باشد:

$$\left(\sqrt{\left(\frac{200000}{300\times 438}\right)^2+\left(\frac{40\times 10^6\times 2\times 616}{1.7(208\times 408)^2}\right)^2}=4.3\right)\nleq 0.75\left(0.17\sqrt{25}+0.66\sqrt{25}\right)=3.11\ MPa$$

بنابراین مقطع با ابعاد فعلی قابل قبول نمی باشد

محاسبات ۹۸

۱۲۲- در یک طراحی انجام گرفته در حضور همزمان خمش ـ پیچش ـ برش در تیر، مقادیر آرماتورهای موردنیاز به شرح زیر می‌باشد. کدام‌یک از کروکی‌های ارائه شده طراحی بهینه را نشان می‌دهد؟ (لنگر خمشی منفی است)

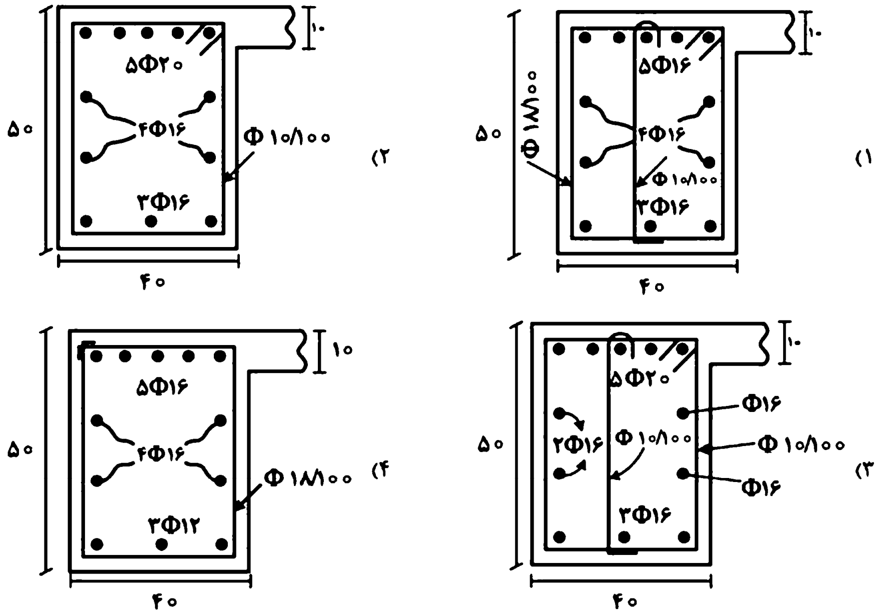
(ابعاد مقطع تیر به سانتی‌متر و آرماتورها و فواصل آن‌ها به میلی‌متر است)

A_s (خمشی) $= 10\ cm^2$

A_l (پیچشی) $= 20\ cm^2$

$A_{t/s}$ (پیچشی) $= 0.875\ \frac{cm^2}{cm}$

$A_{v/s}$ (برشی) $= 0.875\ \frac{cm^2}{cm}$



گزینه ۴

آرماتور عرضی تیر باید برابر باشد با: $\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\text{کل}} = \frac{A_v}{s} + 2\frac{A_t}{s} = 0.875 + 2 \times 0.875 = \mathbf{2.625}\frac{cm^2}{cm}$

مساحت میلگرد طولی فوقانی باید برابر باشد با: $10 + \frac{1}{4} \times 20 = 15\ cm^2$

مساحت میلگرد تحتانی تیر و نیز مساحت میلگردها در گونه چپ و راست تیر باید برابر مقدار زیر باشد:

$$\frac{1}{4} \times 20 = 5\ cm^2$$

مساحت مقطع آرماتور $\varphi 10$ برابر $0.785\ cm^2$ و آرماتور $\varphi 18$ برابر $2.54\ cm^2$ می باشد.

گزینه ۱:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\text{کل}} = \frac{2 \times 2.54 + 0.785}{10} = 0.576\frac{cm^2}{cm}$$

گزینه ۲:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\text{کل}} = \frac{2 \times 0.785}{10} = 0.157\frac{cm^2}{cm}$$

گزینه ۳:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\text{کل}} = \frac{3 \times 0.785}{10} = 0.2355\frac{cm^2}{cm}$$

گزینه ۴:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\text{کل}} = \frac{2 \times 2.54}{10} = 0.508\frac{cm^2}{cm}$$

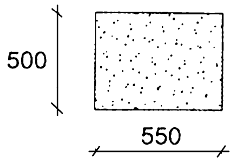
محاسبات ۹۸

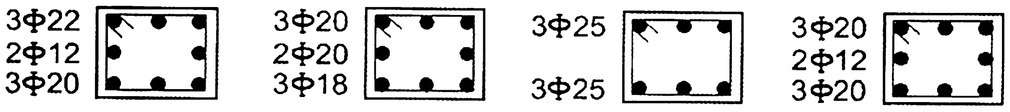
۳۷- در یک مقطع از یک تیر بتنی لازم است میلگردهای خمشی (As) و میلگردهای طولی پیچشی (A_ℓ) تامین شود. کدام‌یک از آرماتورگذاری‌های زیر جوابگوی نیاز مقطع می‌باشد؟ (پوشش بتن بر روی آرماتورهای طولی برابر 60 میلی‌متر بوده و در شکل ابعاد به میلی‌متر است).

$A^-_{s-req} = 900\ mm^2$

$A_\ell = 600\ mm^2$

$A^+_{s-req} = 700\ mm^2$





شکل-۱ شکل-۲ شکل-۳ شکل-۴

۱) شکل -۱ ۲) شکل -۲

۳) شکل -۳ ۴) شکل -۴

گزینه ۱ (سطح سوال با توجه به تکراری بودن سوال آسان)

$$A_s = \begin{cases} top = 900 + \dfrac{600}{3} = 1100\ mm^2 & \rightarrow 3\varphi 22 \\ mid = \dfrac{600}{3} = 200\ mm^2 & \rightarrow 2\varphi 12 \\ bot = 700 + \dfrac{600}{3} = 900\ mm^2 & \rightarrow 3\varphi 20 \end{cases}$$

محاسبات ۸۷

۴۵- چنانچه برای مقابله با پیچش و برش در یک تیر بتنی از تنگ بسته استفاده شده باشد و سطح مقطع آرماتور عرضی لازم برای برش برابر A_v و سطح مقطع آرماتور عرضی لازم برای پیچش برابر A_t باشد سطح مقطع یکی از شاخه های تنگ به کار رفته در مقطع کدامیک از مقادیر زیر باید باشد؟

۱) $\dfrac{A_v}{2} + \dfrac{A_t}{2}$ ۲) $\dfrac{A_v}{2} + A_t$

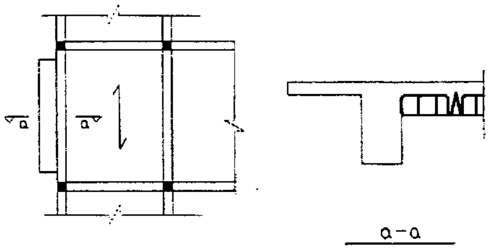
۳) $A_v + \dfrac{A_t}{2}$ ۴) $A_v + A_t$

گزینه ۲

محاسبات ۸۳- پایه ۳

۴۰- در شکل زیر تیرچه‌ها موازی تیرکناری می‌باشند. دال طره متصل به این تیر لنگر پیچشی ضریبدار حداکثر برابر با $T_U = 1.0 t.m$ را به آن وارد می‌کند. در صورتیکه بخواهیم از اثر پیچش در تیر صرفنظر کنیم حداقل ابعاد لازم برای آن چه مقدار باید باشد؟

$f_c = 200 kg/cm^2$ و $f_y = 4000 kg/cm^2$



۱) ۴۰×۸۰ سانتیمتر

۲) ۴۰×۷۰ //

۳) ۴۰×۶۰ //

۴) ۴۰×۵۰ //

محاسبات ۸۳-پایه ۳

۳۵- در یک تیر T شکل، از تنگ‌های بسته در بال و در جان، با فواصل d/4 ، استفاده شده است. کدامیک از جملات زیر صحیح می‌باشد؟

۱) تنگ بسته واقع در جان فقط در برش، و تنگ بستهٔ واقع در بال فقط در پیچش کار می‌کند.

۲) تنگ بسته واقع در جان در برش و پیچش، و تنگ بسته واقع در بال فقط در پیچش کار می‌کند.

۳) تنگ بسته واقع در جان در برش و پیچش کار کرده، و تنگ بسته واقع در بال در هیچ یک از برش و پیچش موثر نیست.

۴) هر دو تنگ بسته واقع در بال و در جان، در تحمل برش و پیچش کار می‌کنند.

محاسبات ۸۹

۳۶- برای مسلح نمودن یک عضو بتن آرمه با مقطع مستطیلی شکل تحت اثر لنگر پیچشی تنها، کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

۱) آرماتور عرضی لازم بوده و آرماتور طولی به عنوان آرماتورهای اجرایی بکار برده می‌شوند.

۲) هر دو نوع آرماتورهای طولی و عرضی مورد نیاز هستند.

۳) آرماتور طولی لازم بوده و آرماتور عرضی به عنوان آرماتور اجرایی بکار برده می‌شوند.

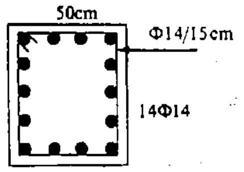
۴) فقط آرماتور گونه در دو وجه مقطع کفایت می‌کند.

گزینه ۲

محاسبات ۸۳-پایه ۱

۳۷- مقطع زیر متعلق به یک تیر لبه است که در حالت حدی نهایی برای برش $V_u = ۴۰T$ و لنگر پیچشی $T_u = ۳T - m$ طراحی شده است. کدام گزاره صحیح است؟ ابعاد حلقه خاموت‌ها ۵۰×۴۰سانتی‌متر و ارتفاع مؤثر تیر ۵۴ سانتی‌متر است.

$f_c = ۲۰۰ \frac{kg}{cm^۲}$ $f_y = ۴۰۰۰ \frac{kg}{cm^۲}$



۱) خاموت‌ها و آرماتور طولی هر دو جوابگو هستند، مقطع نیز جوابگو است.

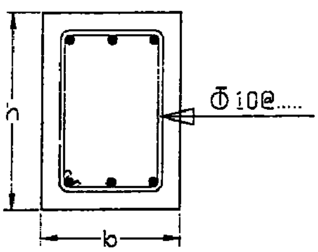
۲) خاموت‌ها و آرماتور طولی هر دو جوابگو هستند ولی مقطع جوابگو نیست.

۳) خاموت‌ها جوابگو نیستند، آرماتور طولی جوابگوست.

۴) خاموت‌ها جوابگو هستند، آرماتور طولی جوابگو نیست.

محاسبات ۸۹

۳۲- در یک تیر بتنی مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای برش برابر ۱۰/۴۷ سانتیمتر مربع درهر متر طول و مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز برای پیچش ۵/۲۳ سانتیمتر مربع در هر متر طول محاسبه شده است. کدامیک از آرایش‌های زیر برای آرماتور عرضی این تیر صحیح می‌باشد؟



۱) Φ۱۰@۵ cm

۲) Φ۱۰@۷/۵ cm

۳) Φ۱۰@۱۲/۵ cm

۴) Φ۱۰@۱۵ cm

محاسبات ۸۷

۴۴- چنانچه لنگر پیچشی نهایی ترک خوردگی یک عضو بتنی برابر $ton.m$ ۱۰۰ باشد حداکثر لنگر پیچشی نهایی قابل تحمل برای آنکه بتوان اساسا از اثر پیچش در محاسبات صرفنظر نمود، کدامیک از مقادیر زیر است؟

۱) ۲۵ تن – متر
۲) ۵۰ تن – متر
۳) ۷۵ تن – متر
۴) ۱۰۰ تن – متر

محاسبات ۸۶

۴۰- در طراحی مقاطع اعضای بتن آرمه تحت اثر برش و پیچش توأم، باید فولادهای برشی و پیچشی به صورت جدا محاسبه شده و ....

الف) از مقادیر به دست آمده هرکدام بزرگ تر است انتخاب شده و به فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاشها اضافه شوند.

ب) ۱/۳۳ برابر بزرگ ترین مقدار فولاد برای برش یا پیچش همراه با فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاش ها در مقطع استفاده شود.

ج) فولادهای عرضی پیچشی با فولادهای برشی جمع شده و در مقطع استفاده شوند.

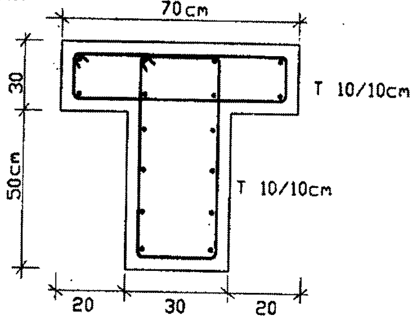
د) مقادیر فولاد به دست آمده با هم جمع و به فولادهای محاسبه شده برای سایر تلاش ها اضافه شوند.

گزینه ۴

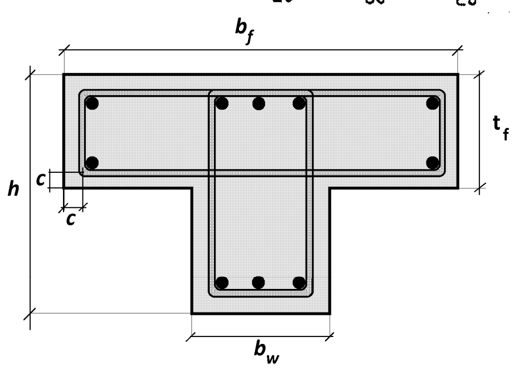
محاسبات ۸۳- پایه ۲

۳۷- در تیر T شکل زیر با وجود تنگهای بسته پیچشی در بال و جان، مقاومت پیچشی نهایی مقطع چقدر است؟

$f_c = 300 kg/cm^2$ و $f_y = 3000 kg/cm^2$



۱) $T_r = 7.5 \ \text{T.m}$
۲) $T_r = 13.2$
۳) $T_r = 4.8$
۴) $T_r = 10.5$



$A_c = b_w h + t_f (b_f - b_w)$

$P_c = 2 b_f + 2h$

$A_{oh} = (b_w - 2c)(h-2c) + (t_f - 2c)(b_f - 2c - b_w)$

$P_h = 2(b_f - 2c) + 2(h-2c)$

۸-۸- پیچش سازگاری

22.7.3.2 In a statically indeterminate structure where $T_u \geq \phi T_{cr}$ and a reduction of T_u can occur due to redistribution of internal forces after torsional cracking, it shall be permitted to reduce T_u to ϕT_{cr}, where the cracking torsion T_{cr} is calculated in accordance with 22.7.5.

سراسری ۹۸

۱۱۹- در استفاده از لنگر ترک‌خوردگی پیچشی در مقاطع تیرهای بتن مسلح مستطیلی ساختمانی، کدام عبارت نادرست است؟

۱) لنگر ترک‌خوردگی مقاطع بالدار نسبت به مقاطع معادل بدون بال می‌تواند بیشتر باشد.

۲) حداکثر لنگر پیچشی طراحی در پیچش سازگاری به لنگر ترک‌خوردگی محدود می‌شود.

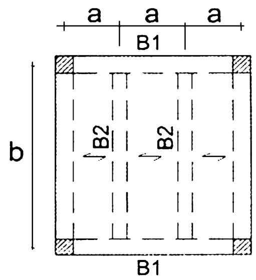
۳) در شرایطی که لنگر طراحی کمتر از ۲۵٪ لنگر ترک‌خوردگی باشد نیازی به لحاظ کردن پیچش نیست.

۴) در شرایطی که لنگر طراحی پیچشی از لنگر ترک‌خوردگی کمتر باشد نیازی به آرماتور پیچشی نیست.

گزینه ۴

محاسبات ۹۸

۴۵- در شکل زیر پلان یک سازهٔ بتن‌آرمه کاملاً متقارن که به‌صورت درجا اجرا می‌شود، نشان داده شده است. عرض و ارتفاع تیرهای تیپ B1 به‌ترتیب 500 و 600 میلی‌متر و ردهٔ بتن مصرفی C25 فرض می‌شود. تحلیل سازه نشان می‌دهد که به ازای یکی از ترکیبات بارگذاری ثقلی (با بارهای مرده و زندهٔ یکنواخت روی کل سطح پلان)، لنگر خمشی نهایی منفی در تکیه‌گاه‌های تیرهای تیپ B2 برابر 90 kN.m و لنگر خمشی نهایی مثبت در وسط دهانهٔ آن‌ها برابر 175 kN.m است. چنانچه در نظر باشد تیرهای B1 برای کمترین پیچش ممکن طراحی شوند، لنگر خمشی نهایی مثبت تیرهای تیپ B1 به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (از اثر ابعاد مقاطع در تحلیل مسئله صرف‌نظر نموده و نوع بتن معمولی فرض شود).



۱) 265 kN.m

۲) 235 kN.m

۳) 210 kN.m

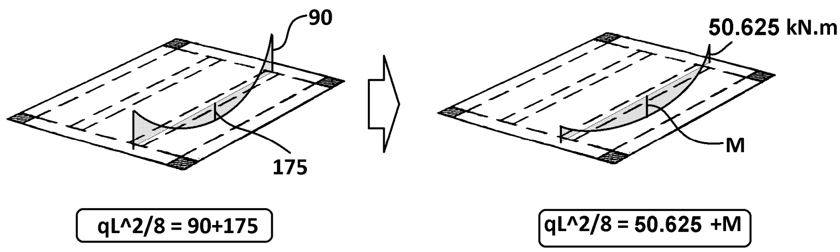
۴) 175 kN.m

گزینه ؟ لنگر خمشی مثبت **تیرهای B1** قابل محاسبه نیست.

احتمالا منظور طراح سوال محاسبه لنگر خمشی مثبت تیرهای B2 بوده است. در این صورت حل مسئله به شرح زیر خواهد بود:

$$\varphi T_{cr} = 0.75 \times 0.33\sqrt{25} \times \left(\frac{(500 \times 600)^2}{2200}\right) = 50.625\ kN.m$$

$$\left.\begin{aligned} \frac{qL^2}{8} &= 90 + 175 \\ \frac{qL^2}{8} &= 50.625 + M \end{aligned}\right\} \mathrm{M} = 90 + 175 - 33.8 = 214.375\ kN.m$$



قبل از کاهش لنگر
بعد از کاهش لنگر

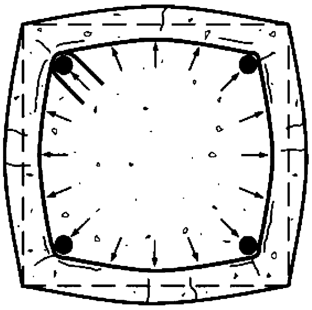
22.7.3.2 In a statically indeterminate structure where $T_u \geq \phi T_{cr}$ and a reduction of T_u can occur due to redistribution of internal forces after torsional cracking, it shall be permitted to reduce T_u to ϕT_{cr}, where the cracking torsion T_{cr} is calculated in accordance with 22.7.5.

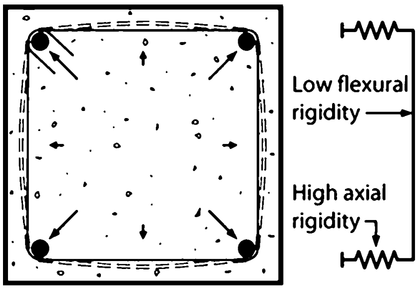
۹-ستونهای کوتاه

در این فصل به بررسی ستونها کوتاه پرداخته می شود. منظور از کلمه "کوتاه" یعنی ستونهایی که لاغری آنها به حدی کم است که کمانش تاثیری بر رفتار آنها نداشته و خرابی آنها وابسته به کمانش نیست. اثر کمانش در فصل بعدی بررسی خواهد شد.

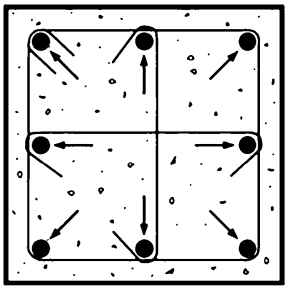
۹-۱- تاثیر محصور کردن بتن و میلگرد

وجود **تنگها** و **دورپیچ** ها موجب ایجاد محصوریت در بتن می شود. مقطع زیر مربوط به یک ستون تحت فشار است. با افزایش فشار کرنشهای جانبی موجب افزایش ابعاد مقطع ستون می شود. تنگها محیطی مانع افزایش ابعاد می شوند و یک فشار جانبی به بتن وارد می کنند





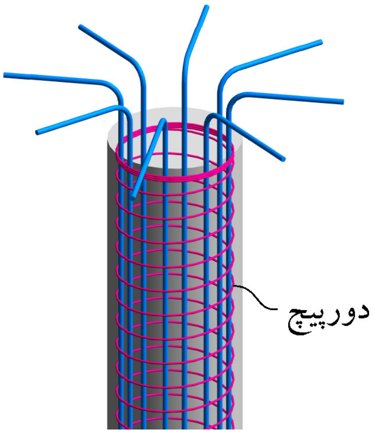
(a) Cross section and model

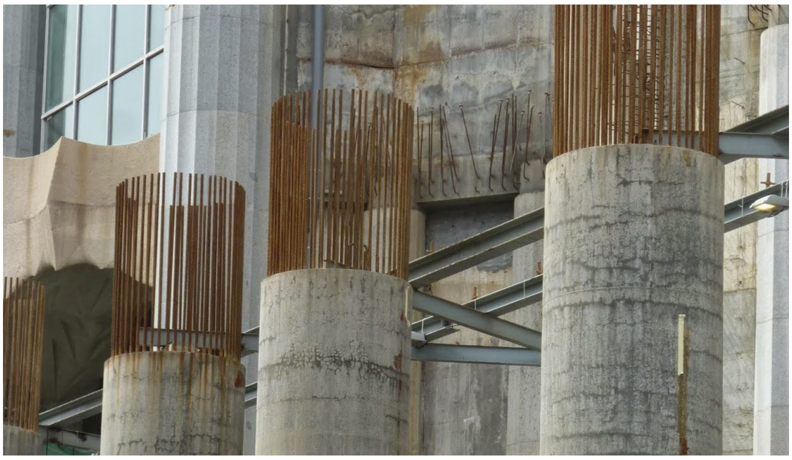


(b) Improved cross section

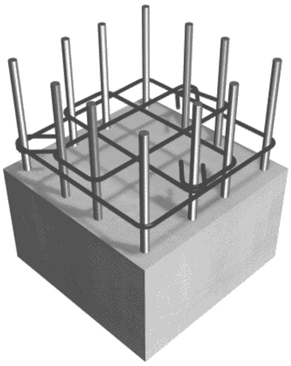
در شکل فوق تنگها تحت کشش قرار میگیرند و بتن هسته داخلی (بتن قرار گرفته در داخل تنگ) تحت فشار جانبی قرار دارد.

- در ستونهای دایروی عموما از **دورپیچ** برای مهار میلگردهای طولی و محصور کردن بتن استفاده میشود.
- دورپیچ ها به صورت پیوسته و مارپیچ دور ستون در ارتفاع قرار میگرند (مطابق شکل سمت چپ).

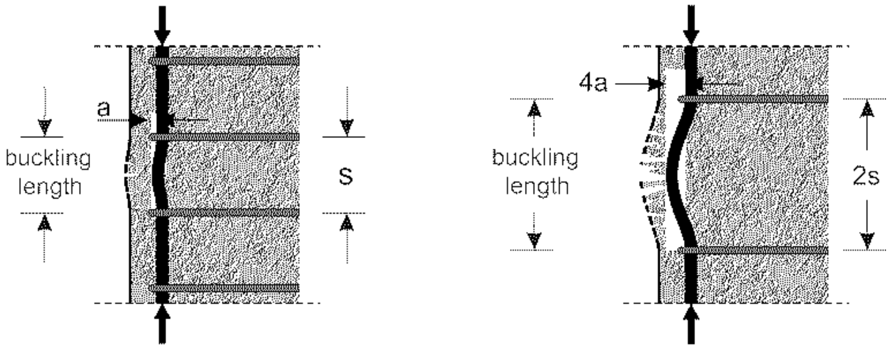




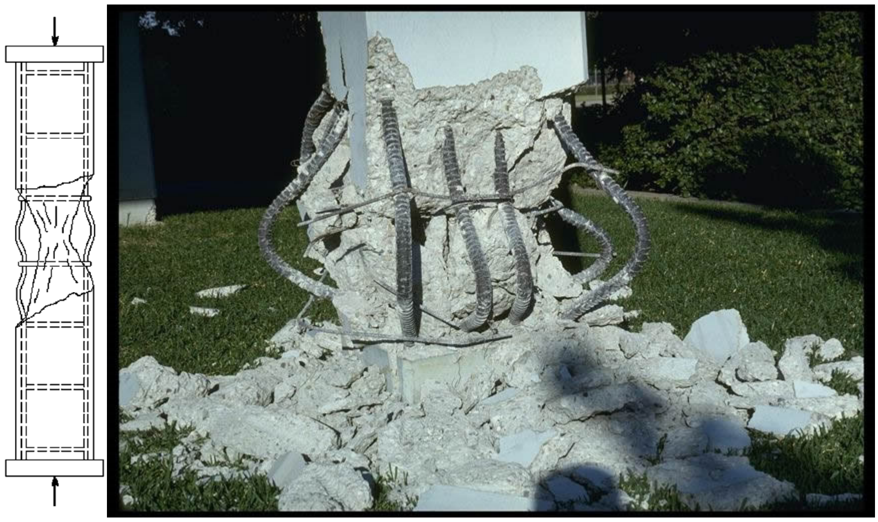
در ستونهای با مقطع مربع (یا مستطیلی) معمولا مطابق شکل های زیر از تنگ با اضلاع مستقیم برای محصور کردن بتن و میلگرد طولی استفاده میشود.



تنگها علاوه بر ایجاد محصوریت برای بتن، مانع کمانش میلگردهای طولی نیز می شوند. فاصله تنگها (s در شکل) تاثیر قابل توجهی در جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی دارد.

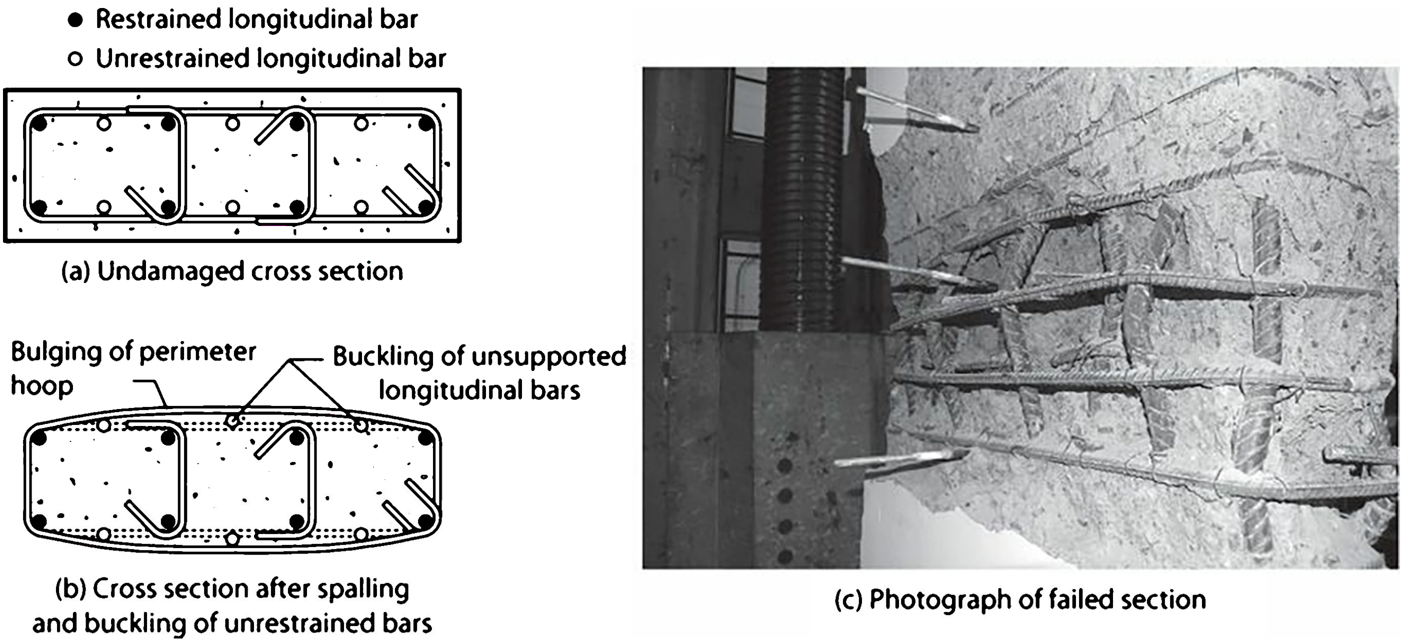


در شکل زیر از تنگهای ضعیف و با فواصل زیاد استفاده شده است:



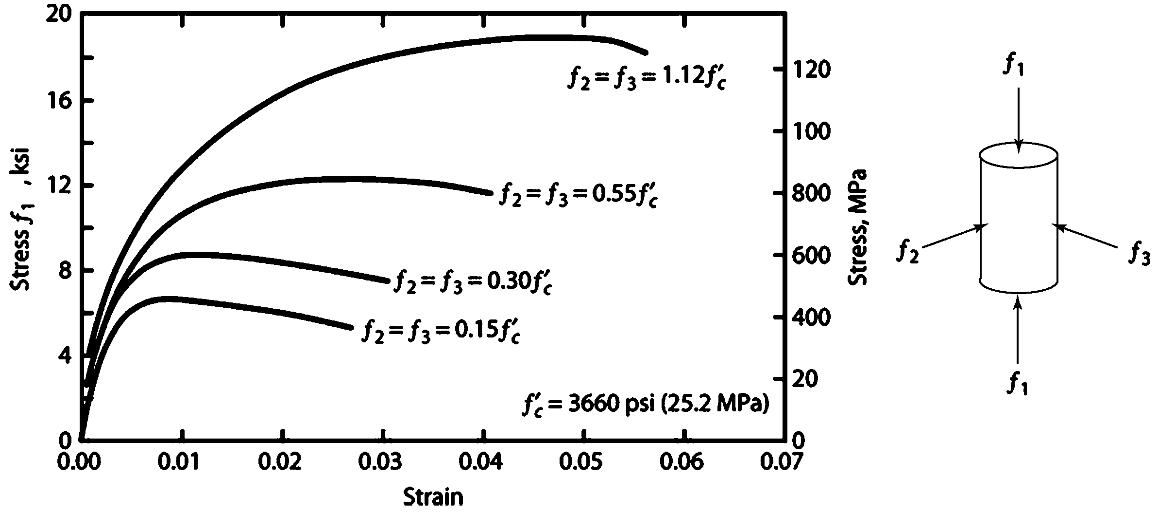
در شکل زیر فشار جانبی بتن تحت فشار موجب شکم دهی تنگها به سمت بیرون شده است. پس از شکم دهی تنگها، میلگردهای طولی نیز کمانش می کنند. میلگردهایی که به صورت دایره توپر ترسیم شده اند، توسط سنجاق و یا گوشه تنگها به صورت مستقیم مهار شده اند ولی میلگردهایی که با دایره توخالی نشان داده شده اند، به صورت مستقیم مهار نشده اند.

احتمال کمانش میلگردهای بدون مهار بیشتر است.



سوال: فشار جانبی وارد بر بتن چه تاثیری بر مقاومت و رفتار آن دارد؟

شکل زیر نمودار تنش- کرنش نمونه بتنی را نشان می دهد که در دو راستای جانبی (راستای ۲ و ۳) تحت فشار محصور کننده قرار دارد.



Richart et al. (1928) proposed that the axial strength of confined concrete could be represented by

$$f_{c1max} = f'_c + kf_3 \qquad (3.11)$$

in which f3 is the smallest principal compressive stress (positive in compression). The test data show that the value of k is slightly higher for low confinement stress than for higher confinement stress. Richart et al. (1928) recommended a single value of k = 4.1. Subsequent comparisons with larger data sets demonstrate that Eq. (3.11) with k = 4.1 adequately models the data trend over a large range of confinement stresses (Figure 3.15).

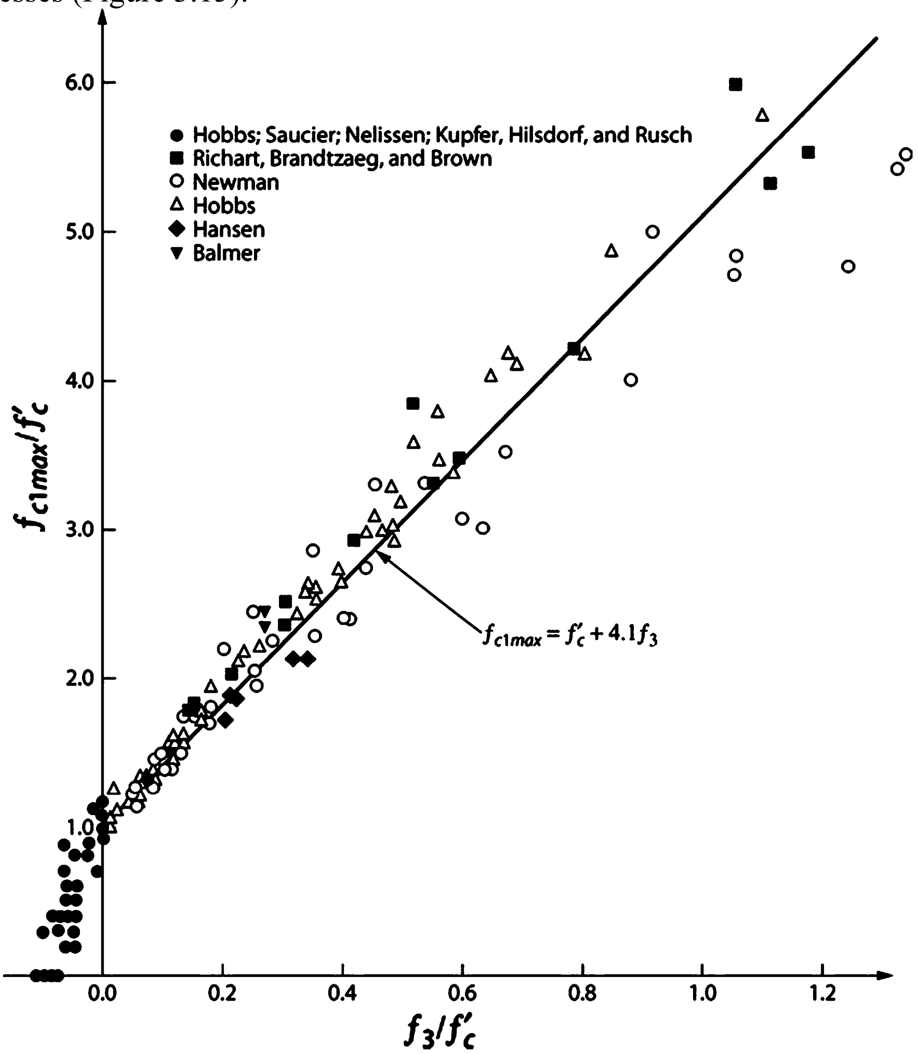


FIGURE 3.15 Comparison of measured confined concrete strength versus Eq. (3.11). (After Hobbs et al., 1977.)

نمودار فوق نشان میدهد می توان مقاومت بتن در راستای ۱ را با رابطه زیر تقریب زد:

$$\sigma_1 = f_c' + 4.1\sigma_3$$

شکل زیر نتایج آزمایش بر روی ستونی با آرایش مختلف تنگ را نشان می دهد.

محور افقی کرنش طولی ستونها را نشان می دهد.

شکل پذیری ستون A از همه نمونه بیشتر است.

نمونه P که یک ستون بدون میلگرد طولی و بدون تنگ می باشد، تحت کرنش 0.003 گسیخته شده است.

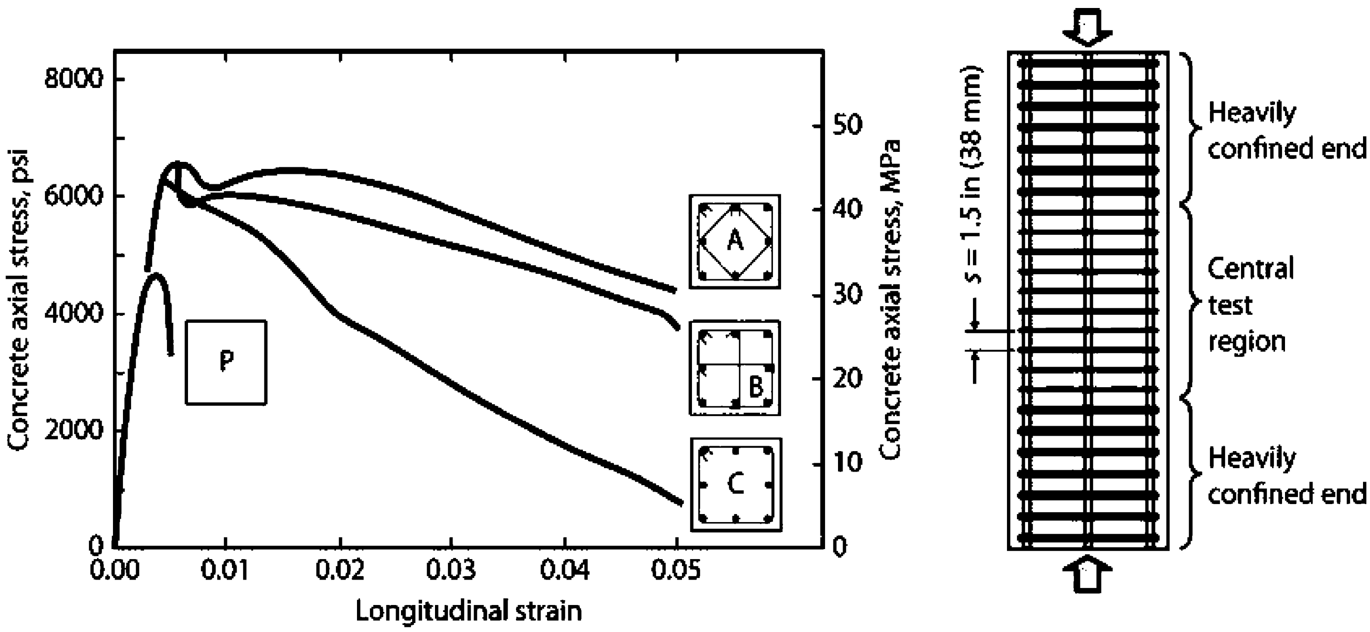


FIGURE 4.1 Stress–strain response of plain concrete (P) and three confined concrete cross sections. (*After Moehle and Cavanagh, 1985, used with permission from ASCE.*)

۹-۲- ضوابط مهار میلگردهای طولی ستون

با توجه به اهمیت بالای آرماتورهای عرضی (تنگها) آیین نامه ضوابطی را برای آنها وضع کرده است. در بند زیر (مبحث نهم) ضوابط مهار میلگردهای طولی توسط تنگها قید شده است:

۹-۱۵ برش و پیچش

۹-۱۵-۱۲ جزئیات تکمیلی آرماتورهای عرضی

۹-۱۵-۱۲-۵ در هر مقطع تعداد خاموت‌ها باید طوری باشد که هریک از میلگردهای زیر در گوشه یک خاموت با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه قرار گیرد و به طور جانبی نگهداشته شود:

الف- هر میلگردی که در گوشه‌های عضو واقع شود

ب- هر میلگرد غیر گوشه‌ای به صورت حداکثر یک در میان

پ- هر میلگردی که فاصله آزاد آن تا میلگرد نگهداری شده مجاور بیشتر از ۱۵۰ میلی‌متر باشد.

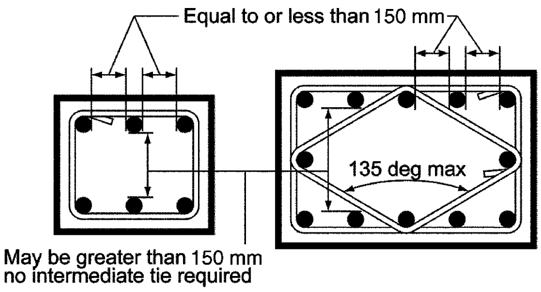
در مواردی که میلگردهای طولی روی محیط دایره قرار گیرند، می‌توان از خاموت‌های مدور استفاده کرد مشروط بر آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شود یا به نحوی مناسب در بتن قسمت داخلی دایره مهار شود.

25.7—Transverse reinforcement

25.7.2 *Ties*

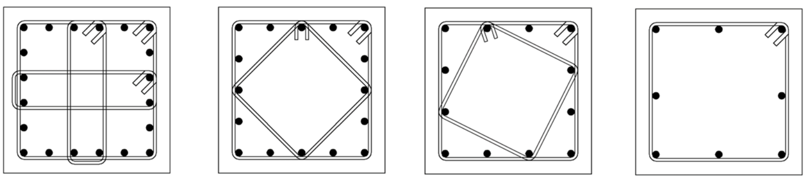
25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

(a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees
(b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from a laterally supported bar



طبق بندهای فوق میلگردهای غیر گوشه باید به صورت حداکثر یک در میان مهار شوند.

در شکل های زیر میلگرد ها به صورت یک در میان مهار شده اند.



محاسبات ۸۳- پایه۲

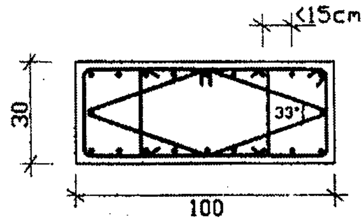
۳۳- در مقطع ستون بتن‌آرمه زیر، در صورتیکه فاصله آزاد ما بین آرماتورهای طولی کمتر از ۱۵ سانتیمتر باشد،

۱) از نظر فاصله آرماتورهای طولی از همدیگر مشکل فنی وجود دارد.

۲) از نظر نسبت ابعاد ستون مشکل فنی وجود دارد.

۳) عرض ستون کمتر از حد مجاز می‌باشد.

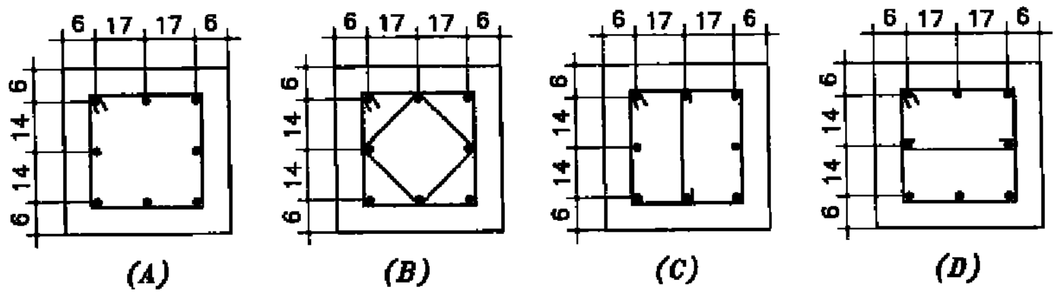
۴) از نظر تنگ‌گذاری مقطع ستون مشکل فنی وجود دارد.



گزینه ۴ در شکل فوق میگرد میانی (که در ضلع بلندتر قرار گرفته) توسط یک لوزی بسته مهار شده است. زاویه این لوزی در وسط برابر 147 درجه می باشد که بیش از ۱۳۵ درجه بوده و توانایی کافی برای مهار میلگرد میانی را ندارد و قابل قبول نیست.

محاسبات ۸۷

۴۱- برای ستون بتن آرمه واقع در یک ساختمان بتنی با شکل پذیری متوسط کدامیک از موارد زیر در مورد خاموت گذاری صحیح است؟ (اعداد بر حسب سانتیمتر می‌باشد.)



۱) فقط گزینه B قابل استفاده است.

۲) گزینه های A و B قابل استفاده هستند.

۳) گزینه های B و C قابل استفاده هستند.

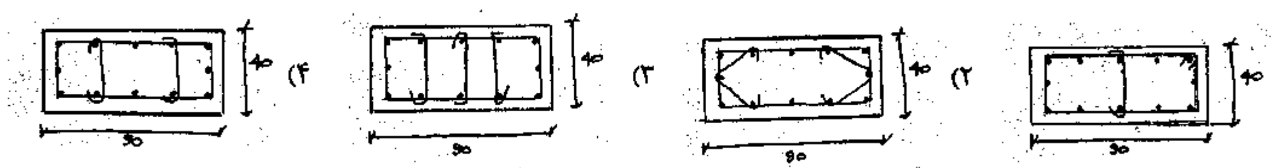
۴) هر سه گزینه B و C و D قابل استفاده هستند.

گزینه ۳

- در شکل فوق باید فواصل خالص بین میلگردها نشان داده شود و طراح به اشتباه فاصله آکس تا آکس میلگردها را نشان دهد است.

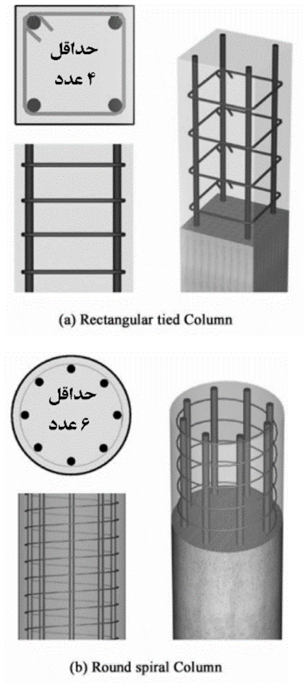
نظارت -۱۳۸۳

۴۵- در نقشه‌های یک ساختمان بتن مسلح که در شرایط اقلیمی متوسط ساخته می‌شود، ستون‌ها دارای مقطع ۴۰×۹۰(س م) می‌باشند و در آنها از ۱۲Φ۲۸ به عنوان آرماتورهای طولی و ۱۰/Φ برای آرماتورهای عرضی استفاده شده است. اگر در نقشه‌ها نحوه خاموت گذاری با جزئیات کافی ارائه نشده باشد و دسترسی به مهندس محاسبه نیز نباشد. کدام‌یک از گزینه‌های توصیه شده ذیل را که با شرایط آئین‌نامه آبا هم‌خوانی داشته باشد تأئید می‌کنید؟



گزینه ۳

فاصله خالص بین میلگردهای طولی بیش از 150 mm می باشد و بنابراین باید همگی مهار شوند.



10.7.3 *Longitudinal reinforcement*

10.7.3.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average f_{pe} **< 225 psi**, the minimum number of longitudinal bars shall be (a), (b), or (c):

(a) Three within triangular ties

(b) Four within rectangular or circular ties

(c) Six enclosed by spirals or for columns of special moment frames enclosed by circular hoops

۹-۳- مقایسه دورپیچ با تنگ بسته

به شکل توجه نمایید. در یکی از ستونها از تنگهای بسته مثلثی با فواصل 237 mm و در دیگری از آرماتور دورپیچ استفاده شده است.

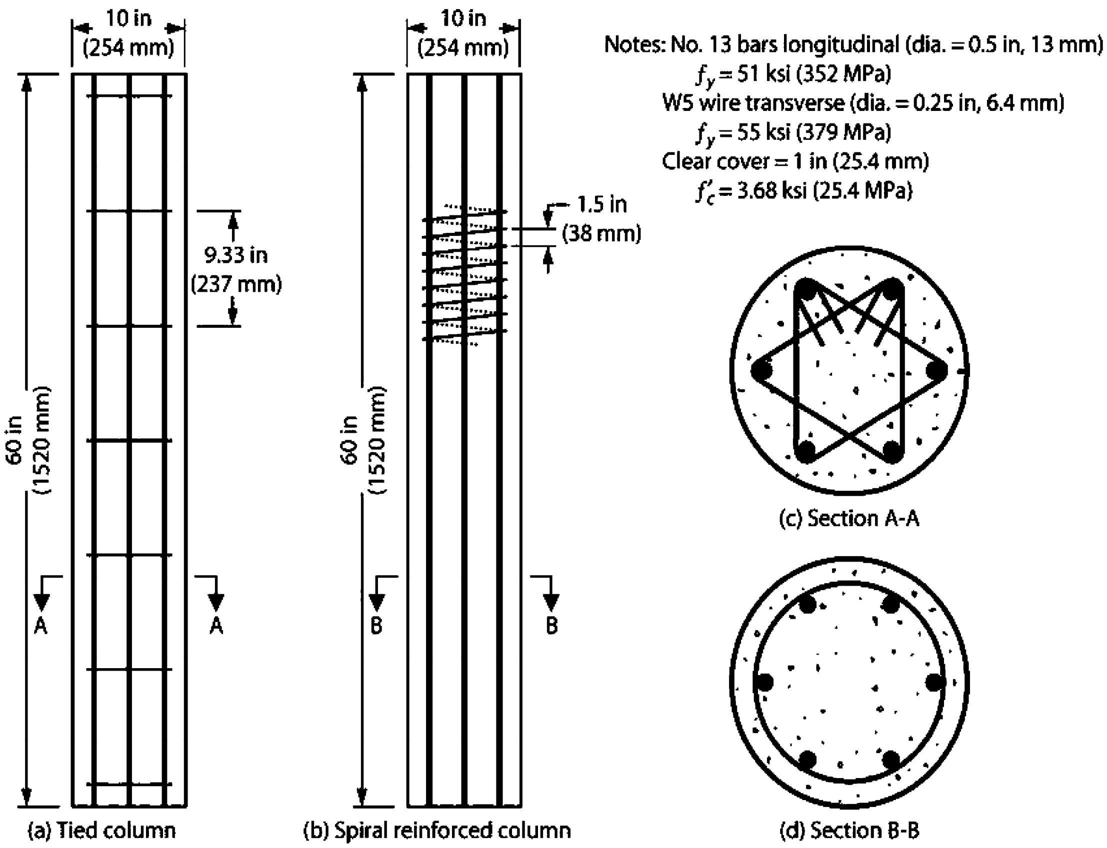
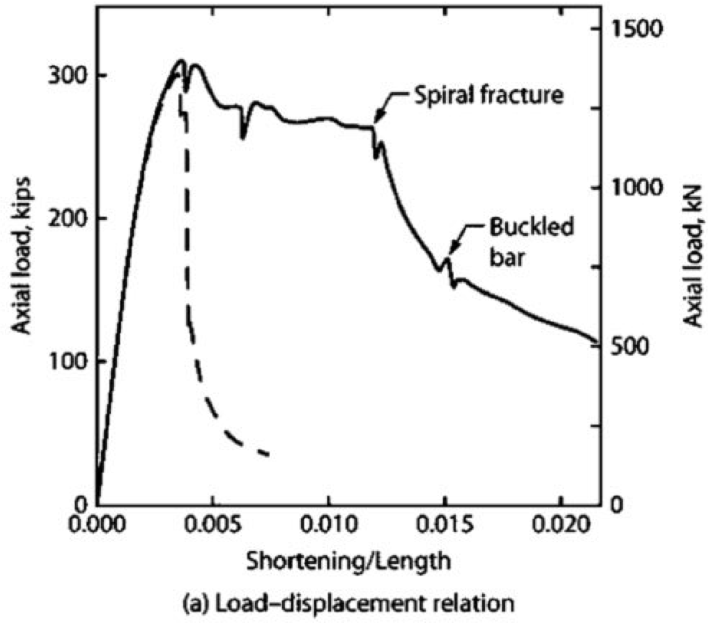


FIGURE 5.1 Two test columns. (*After Gamble and Thomson, 1977, courtesy of the University of Illinoi*s at Urbana–Champaign.)



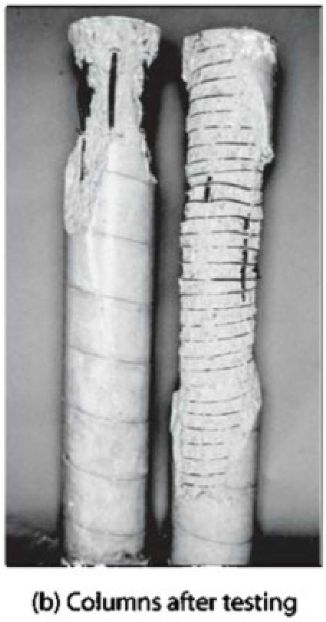


FIGURE 5.2 Behavior of test columns under concentric compression: (*a*) relation between total axial load and total column shortening; (*b*) photograph of columns after testing. (*After Gamble and Thomson, 1977, courtesy of the University of Illinois* at Urbana–Champaign.)

- در هر دو ستون مقاومت نهایی ستونها تقریبا یکسان است. منتها ستون با دورپیچ شکل پذیری بیشتری را دارد.

نکته: مراحل تخریب ستون با دورپیچ را به صورت زیر میتوان خلاصه کرد:

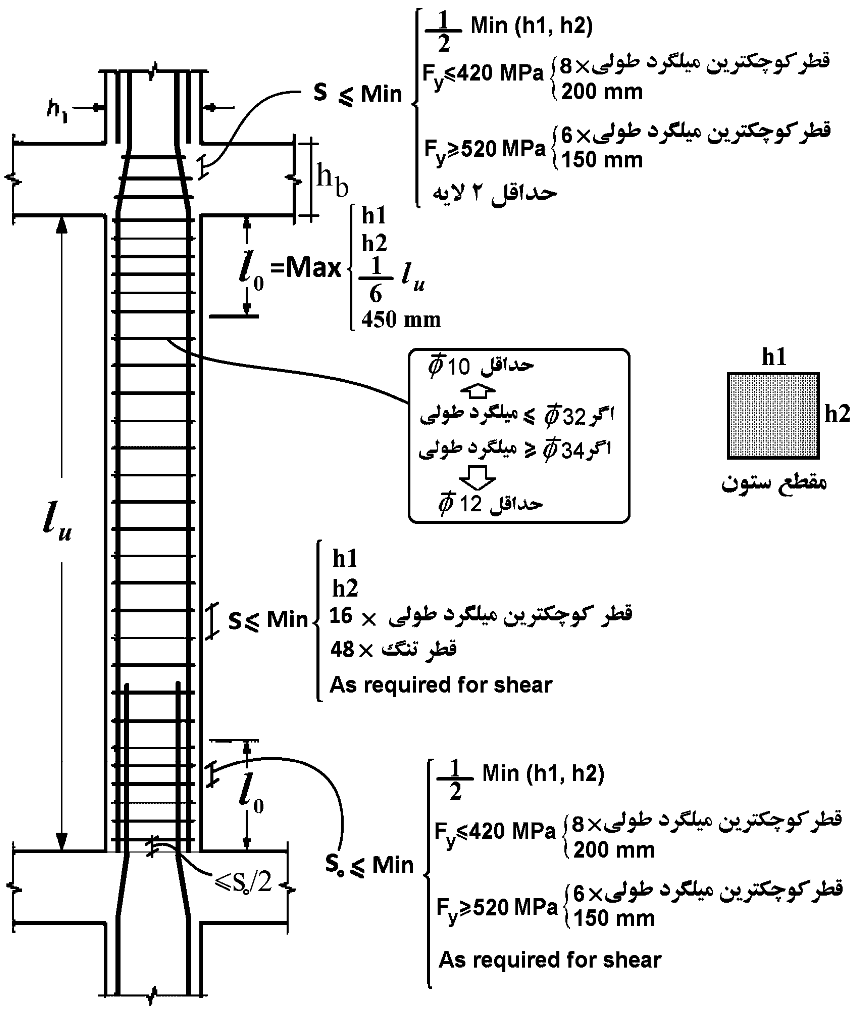
۱- تحت اثر بار محوری ابتدا پوسته تخریب می شود.

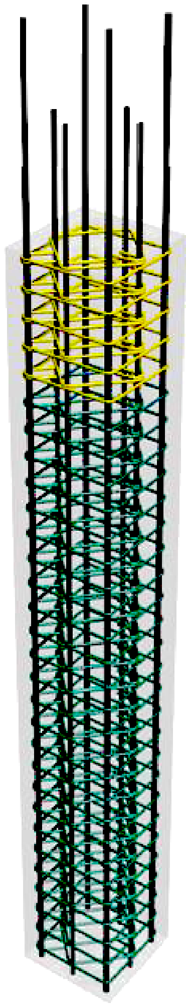
۲- افزایش تغییر شکل محوری در ستون در اثر افزایش بار محوری

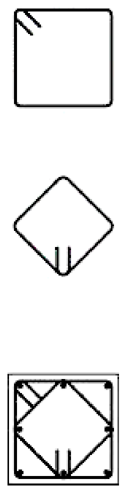
۳- تسلیم دورپیچ ها و کاهش فشار جانبی آنها

٤- تخریب هسته

۹-۴- فواصل تنگ - ستونهای با شکل پذیری متوسط







18.4—Intermediate moment frames

18.4.3 *Columns*

18.4.3.3 At both ends of the column, hoops shall be provided at spacing s_o over a length ℓ_o measured from the joint face. Spacing s_o shall not exceed the least of (a) through (c):

(a) For Grade 60, the smaller of $8d_b$ of the smallest longitudinal bar enclosed and 8 in.
(b) For Grade 80, the smaller of $6d_b$ of the smallest longitudinal bar enclosed and 6 in.
(c) One-half of the smallest cross-sectional dimension of the column

Length ℓ_o shall not be less than the longest of (d), (e), and (f):

(d) One-sixth of the clear span of the column
(e) Maximum cross-sectional dimension of the column
(f) **450 mm**

18.4.3.4 The first hoop shall be located not more than $s_o/2$ from the joint face.

CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS

25.7—Transverse reinforcement

25.7.2 *Ties*

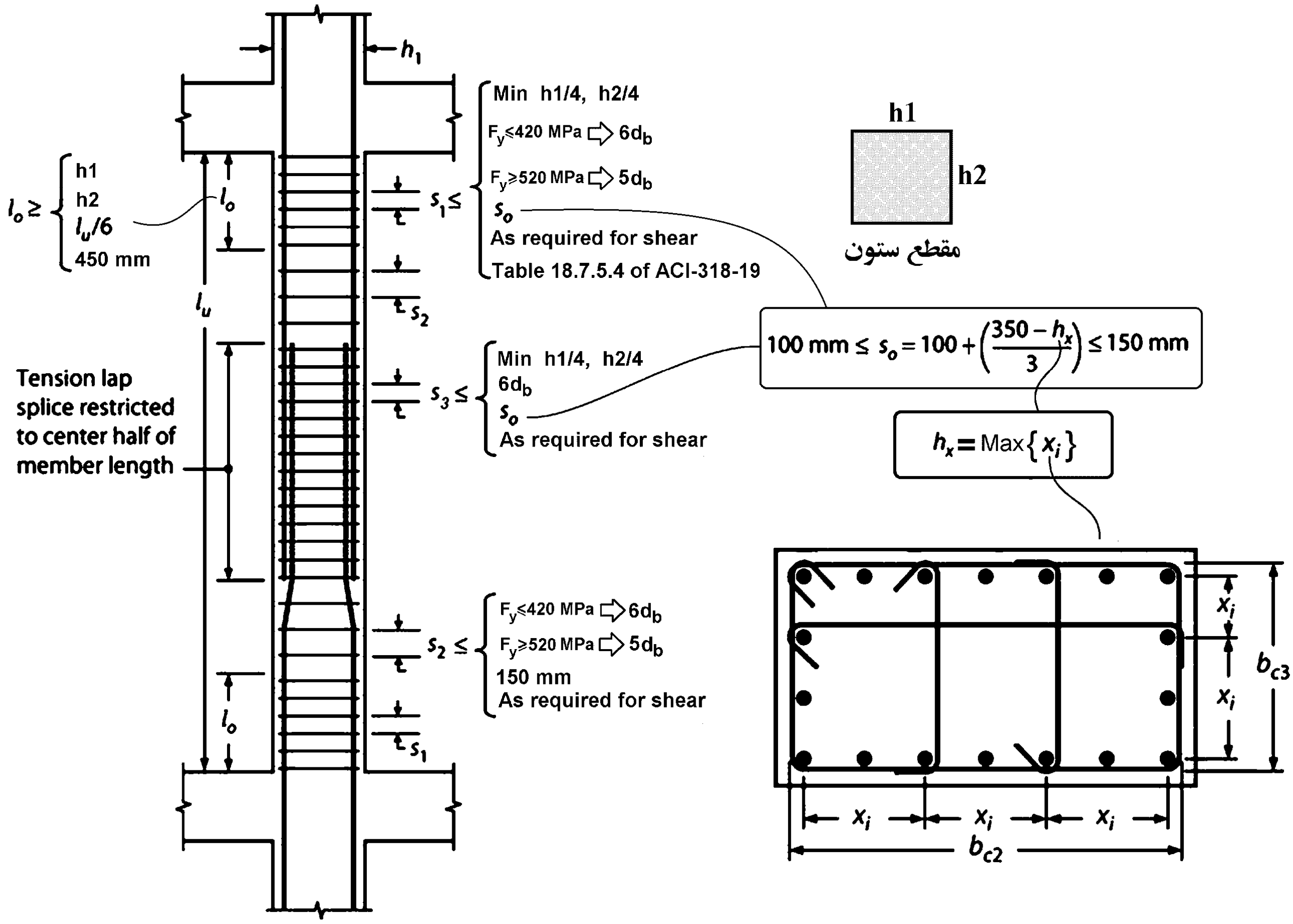
25.7.2.1 Ties shall consist of a closed loop of deformed bar with spacing in accordance with (a) and (b):

(a) Clear spacing of at least $(4/3)d_{agg}$
(b) Center-to-center spacing shall not exceed the least of $16d_b$ of longitudinal bar, $48d_b$ of tie bar, and smallest dimension of member

25.7.2.2 Diameter of tie bar shall be at least (a) or (b):

(a) No. 10 enclosing No. 32 or smaller longitudinal bars
(b) No. 13 enclosing No. 36 or larger longitudinal bars or bundled longitudinal bars

۹-۵- ضوابط تنگ ها در ستونهای با شکل پذیری ویژه



ضوابط شکل فوق در بندهای زیر تشریح شده است:

18.7—Columns of special moment frames

18.7—Columns of special moment frames

18.7.5 *Transverse reinforcement*

18.7.5.1 Transverse reinforcement required in 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided over a length ℓ_o from each joint face and on both sides of any section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior. Length ℓ_o shall be at least the greatest of (a) through (c):

(a) The depth of the column at the joint face or at the section where flexural yielding is likely to occur
(b) One-sixth of the clear span of the column
(c) 450 mm

18.7.5 *Transverse reinforcement*

18.7.5.3 Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the smallest of (a) through (c):

(a) One-fourth of the minimum column dimension
(b) Six times the diameter of the smallest longitudinal bar
(c) s_o, as calculated by:

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \qquad (18.7.5.3)$$

The value of s_o from Eq. (18.7.5.3) shall not exceed 150 mm and need not be taken less than 100 mm.

h_x = maximum center-to-center spacing of longitudinal bars laterally supported by corners of crossties or hoop legs around the perimeter of the column, mm

18.7.5.5 Beyond the length ℓ_o given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral or hoop reinforcement satisfying 25.7.2 through 25.7.4 with spacing s not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal column bars and 150 mm, unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.3 or 18.7.6.

18.7.4.3 Mechanical splices shall conform to 18.2.7 and welded splices shall conform to 18.2.8. Lap splices shall be permitted only within the center half of the member length, shall be designed as tension lap splices, and shall be enclosed within transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 and 18.7.5.3.

محاسبات ۹۲

۲- در یک ستون به ارتفاع آزاد 3.3 متر از قاب خمشی بتن مسلح ویژه با مقطع 400×600 میلی‌متر، حداقل طول ناحیه بحرانی در دو انتها، که باید میلگرد عرضی ویژه به‌کار رود، چقدر می‌باشد؟ فرض کنید ستون دارای بار محوری فشاری قابل ملاحظه است.

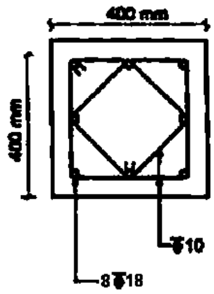
۱) 450 mm
۲) 550 mm
۳) 600 mm
۴) 750 mm

گزینه ۳

$$l_0 = Max\left(\frac{3300}{6}, 600, 450\right) = 600\ mm$$

محاسبات ۹۲

۳۷-برای ستون با مقطع نشان داده شده حداکثر فاصله تنگ‌ها، برحسب میلیمتر در خارج از ناحیه بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون برای شکل‌پذیری زیاد طرح شده، پوشش روی تنگ‌ها برابر 50 mm و آرماتور از نوع S400 و بتن از رده C25 می‌باشد. (فرض نمائید نیروی برشی کنترل‌کننده طرح نمی‌باشد).



۱) 100
۲) 150
۳) 200
۴) 250

گزینه ۱

$$Min(\,6d_b, 150, shear\ check) = Min(6 \times 18, 150) = 108\ mm$$

محاسبات ۹۲

۳۴-برای یک ستون بتنی با مقطع 500×500 میلی‌متر از 16Φ20 با توزیع یکنواخت در پیرامون مقطع ستون به عنوان آرماتور طولی و در سرتاسر طول ستون از تنگ‌هایی به قطر 8 میلی‌متر و به فاصله 80 میلی‌متر استفاده شده است. در صورتیکه در مراحل اجرا بنا به دلایلی قرار باشد از تنگ‌هایی به قطر 12 میلی‌متر برای این ستون استفاده شود، حداکثر فاصله لازم تنگ‌ها برای این ستون در نواحی بحرانی به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ستون برای شکل‌پذیری متوسط طراحی شده است.

۱) 160 میلی‌متر ۲) 100 میلی‌متر ۳) 140 میلی‌متر ۴) 120 میلی‌متر

گزینه ۱

حداکثر فواصل در ناحیه بحرانی ستون متوسط:

$$s < Min\left(8 \times d_b, 48 \times d_{tie}, 0.5 \times \text{بعد ستون}, 300, shear\ check\right)$$

در مورد مقدار برش وارد بر ستون اطلاعات داده نشده است. اگر مقدار نیروی برشی وارد بر ستون معلوم باشد، بسته به مقدار نیروی برشی، محدود d/2 و یا d/4 نیز باید رعایت شود.

$$s < Min(8 \times 20, 48 \times 12, 0.5 \times 500, 300) = 160\ mm$$

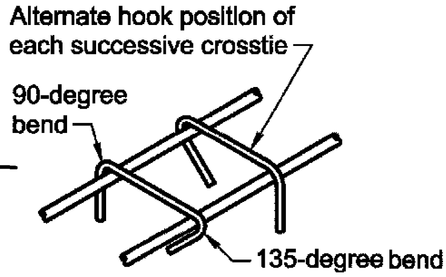
همچنین حجم خاموت($\frac{A_v}{s}$) نباید کاهش یابد:

$$\frac{\pi \times 12^2}{S} \geq \frac{\pi \times 8^2}{80} \qquad \rightarrow \qquad S \leq 180\ mm$$

۹-۵-۱- الزامات اضافی برای تنگهای ستونهای ویژه

18.7.5.2 Transverse reinforcement shall be in accordance with (a) through (f):

(a) Transverse reinforcement shall comprise either single or overlapping spirals, circular hoops, or rectilinear hoops with or without crossties.
(b) Bends of rectilinear hoops and crossties shall engage peripheral longitudinal reinforcing bars.
(c) Crossties of the same or smaller bar size as the hoops shall be permitted, subject to the limitation of 25.7.2.2. Consecutive crossties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement and around the perimeter of the cross section.
(d) Where rectilinear hoops or crossties are used, they shall provide lateral support to longitudinal reinforcement in accordance with 25.7.2.2 and 25.7.2.3.
(e) Reinforcement shall be arranged such that the spacing h_x of longitudinal bars laterally supported by the corner of a crosstie or hoop leg shall not exceed 350 mm around the perimeter of the column.
(f) Where $P_u > 0.3A_g f_c'$ or $f_c' > 70$ **MPa** in columns with rectilinear hoops, every longitudinal bar or bundle of bars around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook, and the value of h_x shall not exceed 200 mm P_u shall be the largest value in compression consistent with factored load combinations including E.



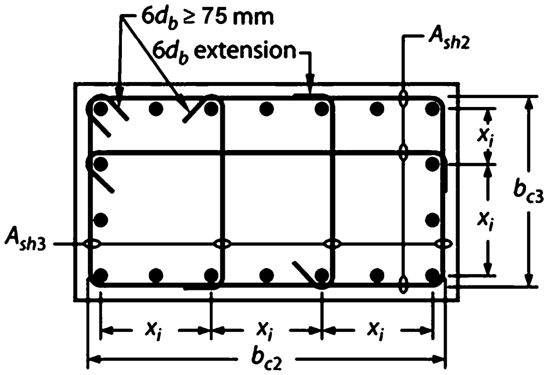
25.3.4 Seismic hooks used to anchor stirrups, ties, hoops, and crossties shall be in accordance with (a) and (b):
(a) Minimum bend of 90 degrees for circular hoops and 135 degrees for all other hoops
(b) Hook shall engage longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop

در نواحی بحرانی ستونهای ویژه (ناحیه l_0)
اگر نیروی فشاری ستون زیاد باشد ($P_u > 0.3A_g f_c'$)

- تمامی میلگردهای طولی ستون باید مهار جانبی داشته باشند.
- اگر از سنجاق استفاده شود هر دو انتهای سنجاق باید ۱۳۵ درجه باشد (لرزه ای باشد)

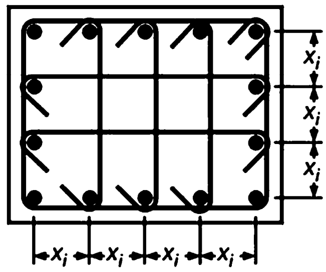
به شکل زیر توجه نمایید (بر گرفته از Moehle). شکلها مربوط به ناحیه بحرانی ستون ویژه می باشد.
در شکل سمت راست بار محوری ضریب دار ستون بیش از $0.3A_g f_c'$ می باشد و به همین جهت تمامی میلگردهای طولی توسط میلگرد عرضی مهار شده اند. همچنین "هر دو" انتهای سنجاق ها دارای خم ۱۳۵ درجه هستند (seismic hook).
در شکل سمت چپ بار محوری ضریب دار ستون کمتر از $0.3A_g f_c'$ می باشد و به همین جهت میلگردهای طولی یک در میان مهار شده اند. در این حالت یک انتهای سنجاق مهار کننده می تواند دارای خم ۹۰ درجه باشد و انتهای دیگر آن ۱۳۵ درجه باشد.
در این حالت محل خم ۱۳۵ درجه باید به صورت یک در میان در طول ستون عوض شود.

- Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support, and no bar shall be farther than 150 mm clear from a laterally supported bar.
- Consecutive crossties around the perimeter and along the length have their 90° hooks on opposite sides of column.
- The dimension x_i from centerline to centerline of supported bars shall not exceed 350 mm.



(a) $P_u < 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa

- Every longitudinal bar around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook.
- The dimension x_i from centerline to centerline of supported bars shall not exceed 200 mm.



(b) $P_u \geq 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa

۹-۵-۲- کنترل حجم تنگ در ستونهای ویژه

18.7—Columns of special moment frames

18.7.5 *Transverse reinforcement*

18.7.5.4 Amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.7.5.4.

The concrete strength factor k_f and confinement effectiveness factor k_n are calculated according to Eq. (18.7.5.4a) and (18.7.5.4b).

(a) $$k_f = \frac{f_c'}{175} + 0.6 \geq 1.0 \qquad (18.7.5.4a)$$

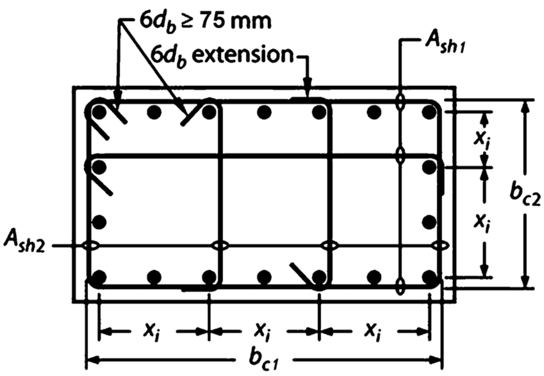
(b) $$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \qquad (18.7.5.4b)$$

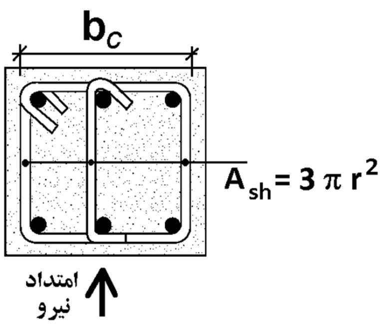
where n_l is the number of longitudinal bars or bar bundles around the perimeter of a column core with rectilinear hoops that are laterally supported by the corner of hoops or by seismic hooks.

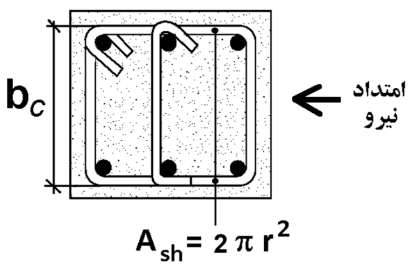
Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3A_gf_c'$ and $f_c' \leq 70$ MPa	Greater of (a) and (b)	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_gf_c'$ or $f_c' > 70$ MPa	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09\frac{f_c'}{f_{yt}}$ (b)
			$0.2k_fk_n\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (c)
ρ_s for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3A_gf_c'$ and $f_c' \leq 70$ MPa	Greater of (d) and (e)	$0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_gf_c'$ or $f_c' > 70$ MPa	Greatest of (d), (e), and (f)	$0.12\frac{f_c'}{f_{yt}}$ (e)
			$0.35k_f\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (f)

18.7.5.5 Beyond the length ℓ_o given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral or hoop reinforcement satisfying 25.7.2 through 25.7.4 with spacing s not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal column bars and 150 mm, unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.3 or 18.7.6.







b_c = cross-sectional dimension of member core measured to the outside edges of the transverse reinforcement composing area A_{sh}, mm

A_{ch} = cross-sectional area of a member measured to the outside edges of transverse reinforcement, mm^2

محاسبات-۹۱

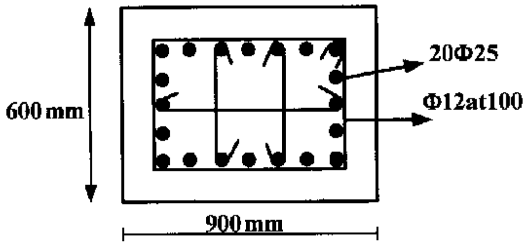
۴۰- ستونی با مقطع زیر، برای شکل‌پذیری زیاد طراحی شده است. سطح مقطع لازم تنگ‌های ویژه A_{sh} برحسب mm^2 کدام است؟ (فاصله‌ی لبه خارجی ستون تا پشت تنگ‌ها ۴۵mm، $f_y = ۴۰۰MPa$ و $f_c = ۲۰MPa$)

۱) ۳۴۲

۲) ۲۴۷

۳) ۳۵۰

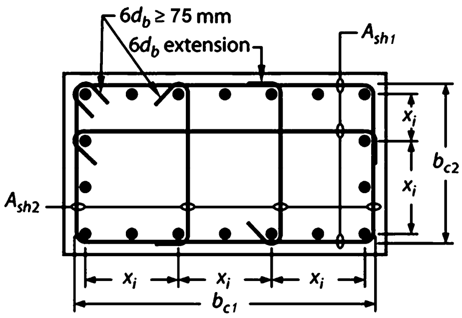
۴) ۲۵۳

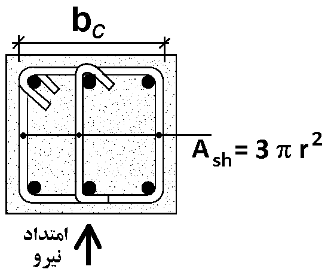


با فرض اینکه نیروی محوری ستون کمتر از $0.3A_g f_c'$ باشد:

$$\frac{A_{sh}}{(s \times b_c)} = max \begin{Bmatrix} 0.3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{F_{yt}} \\ 0.09 \times \frac{f_c'}{F_{yt}} \end{Bmatrix}$$

$$\frac{A_{sh}}{(100 \times 810)} = max \begin{Bmatrix} 0.3 \times \left(\frac{900 \times 600}{810 \times 510} - 1\right)\frac{20}{400} = 0.004608 \\ 0.09 \times \frac{20}{400} = 45 \end{Bmatrix} \rightarrow A_{sh} = 373\ mm^2$$





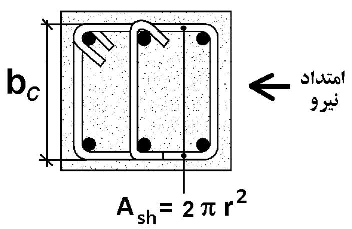


Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3A_g f_c'$ and $f_c' \leq 70$ MPa	Greater of (a) and (b)	$0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f_c'$ or $f_c' > 70$ MPa	Greatest of (a), (b), and (c)	$0.09\frac{f_c'}{f_{yt}}$ (b)
			$0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (c)

محاسبات-۹۱

۲۰- در ستون‌های با مقطع 60 × 60 cm در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد، مقدار پوشش بتن برابر 45mm، قطر میلگردهای طولی 20 میلیمتر، قطر میلگردهای عرضی 10 میلیمتر، فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر 100 میلیمتر، بتن از رده C25 و فولاد مصرفی از رده S400 می‌باشد. چنانچه مقدار آرماتور عرضی مورد نیاز براساس تحلیل سازه برای ستون‌های این قاب برابر 250 میلیمتر مربع باشد، کدامیک از مقادیر زیر نزدیکترین مقدار به حداقل مقدار آرماتور عرضی ویژه لازم در ناحیه بحرانی ستون‌های مذکور می‌باشد؟

۱) 480 میلیمتر مربع
۲) 360 میلیمتر مربع
۳) 280 میلیمتر مربع
۴) 250 میلیمتر مربع

گزینه ۲

با فرض اینکه نیروی محوری ستون کمتر از $0.3A_g f_c'$ باشد:

$$b_c = 600 - 2(45) = 510\ mm$$
$$A_{ch} = (510)^2\ mm^2$$

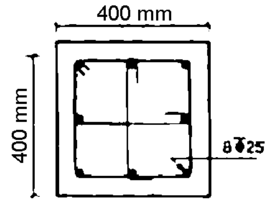
$$\frac{A_{sh}}{(s \times b_c)} = max\begin{Bmatrix} 0.3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{F_{yt}} \\ 0.09 \times \frac{f_c'}{F_{yt}} \end{Bmatrix}$$

$$\frac{A_{sh}}{100 \times 510} = Max\begin{Bmatrix} 0.3\left(\frac{600^2}{510^2} - 1\right)\left(\frac{25}{400}\right) = 0.0072 \\ 0.09 \times \frac{25}{400} = 0.005625 \end{Bmatrix} \rightarrow \quad A_{sh} = 367\ mm^2$$

محاسبات ۹۲

۳۶- حداکثر فاصله تنگ‌های ویژه را در ناحیه بحرانی ستون با مقطع زیر که دارای 8Φ25 بوده و برای شکل‌پذیری زیاد طرح شده است تعیین کنید. قطر تنگ 10 mm. پوشش روی تنگ‌ها برابر 40 mm. میلگردها از نوع S400 و بتن از رده C25 فرض می‌شود.

(فرض کنید نیروی برشی کنترل کننده نمی‌باشد)



۱) 100 mm

۲) 50 mm

۳) 70 mm

۴) 80 mm

پاسخ: گزینه ۳

- محاسبه مقدار s_0:

$$x_i = \frac{(400 - 2(40 + 10 + 12.5))}{2} = 137.5\ mm \quad \rightarrow \quad h_x = 137.5 \quad \rightarrow \quad s_0 = 100 + \frac{(350 - 137.5)}{3} = 170$$

مقدار s_0 نباید بیش از 150 mm باشد:

$$\rightarrow s_0 = 150\ mm$$

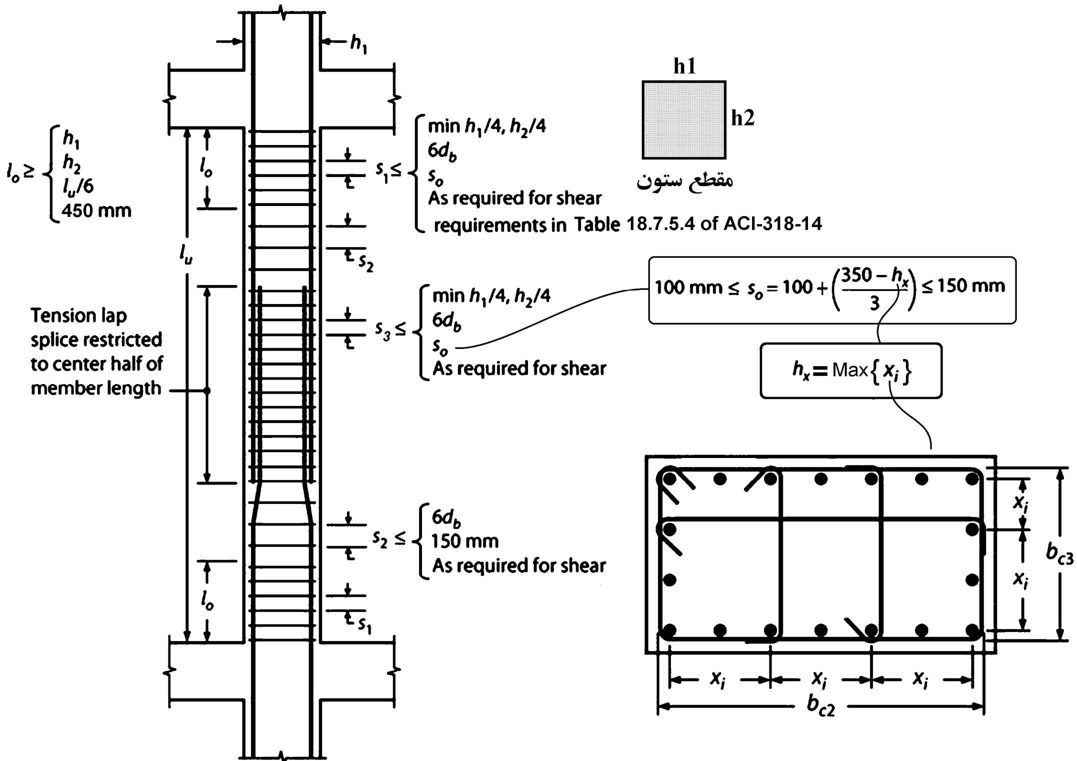
- کنترل و محاسبه حداقل فاصله بر اساس روابط Table 18.7.5.4:

$$\frac{3 \times \pi \times 5^2}{s \times 320} = Max \begin{cases} 0.3\left(\frac{400^2}{320^2} - 1\right)\left(\frac{25}{400}\right) = 0.0105 \\ 0.09 \times \frac{25}{400} = 0.005625 \end{cases} \rightarrow s < 70\ mm$$

با توجه به شکل زیر فاصله تنگها در ناحیه بحرانی از رابطه زیر بدست می آید:

$$s_1 \le Min\left(\frac{\text{ستون بعد}}{4}, 6 \times d_b, s_0, \text{shear check}, \text{Table 18.7.5.4}\right)$$

$$s_1 \le Min(100, 6 \times 25, 150, \text{shear check}, 70) = 70\ mm$$



تذکر: ضوابط صفحه قبل مربوط به تنگها می باشد و هدف از آنها ایجاد محصوریت در ستون می باشد.

علاوه بر ضوابط صفحه قبل ستون برای برش نیز باید کنترل شود. در تمام طول ستون، باید ضوابط برش نیز کنترل شود:

$$V_u \leq \varphi(V_C + V_S)$$

که در آن $V_C = 0.17\sqrt{f_c'}\,bd$ و $V_S = \frac{A_v}{S} d.F_y$ و $\varphi = 0.75$ است.

همچنین بسته به میزان برش وارد بر مقطع فواصل زیر نیز باید کنترل شوند:

18.4.3.5 Outside of length ℓ_o, spacing of transverse reinforcement shall be in accordance with 10.7.6.5.2.

10.7.6.5.2 Maximum spacing of shear reinforcement shall be in accordance with Table 10.7.6.5.2.

Table 10.7.6.5.2—Maximum spacing of shear reinforcement

V_s		Maximum s, mm	
		Nonprestressed column	**Prestressed column**
$\leq 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$	Lesser of:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f_c'}b_w d$	Lesser of:	$d/4$	$3h/8$
		300	

محاسبات-۹۱

۱۱- ارتفاع آزاد یک ستون 40×40 cm بتنی قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط، برابر 6 متر و حداقل بار محوری نهائی آن N_u=250 kN است. حداکثر فاصله تنگ‌ها در نزدیک دو انتهای این ستون بر حسب میلیمتر چقدر می‌تواند باشد؟

(قطر تنگ‌ها 8 میلیمتر، قطر میلگردهای اصلی ستون 20 میلیمتر و رده بتن C25 و پوشش بتن برابر 40 میلیمتر فرض شود.)

۱) 160 ۲) 125

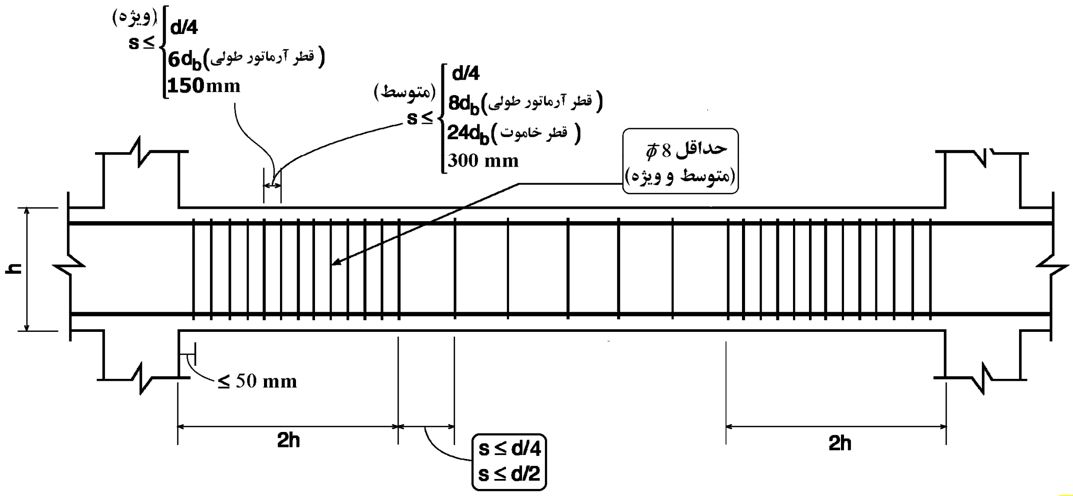
۳) 100 ۴) 85

گزینه ۴:

$$(N_u = 250\,kN) < 0.1 f_c A_g = 0.1 \times 25 \times 400 \times 400 = 400000N = 400\,kN$$

با توجه به اینکه نیروی محوری وارد بر عضو کمتر از $0.1f_cA_g$ می باشد، ناچیز بوده و فواصل آرماتورهای عرضی مربوط به تیرها باید رعایت شود:

$$s < Min\left\{\frac{d}{4}, 8d_b, 24d_s, 300\,mm\right\} = Min\left\{\frac{342}{4}, 8 \times 20, 24 \times 8, 300\,mm\right\} = 85.5\,mm$$



محاسبات ۹۵

۳۵-در یک ساختمان بتنی درجا با شکل‌پذیری متوسط، در صورتی‌که نیروی محوری نهایی ستون‌های طبقه بام 12 درصد حاصل‌ضرب مقاومت فشاری مشخصه بتن در سطح مقطع کلی ستون باشد، حداکثر فاصله خاموت‌های بسته در طول ستون در نواحی بحرانی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید برش نهایی عضو نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب نکند. بتن از رده C25 و فولاد از نوع S340 است. میلگردهای طولی Φ20، خاموت‌ها Φ10 و ابعاد ستون 500×500 میلی‌متر و ارتفاع مؤثر مقطع 420 میلی‌متر

۱) 200 میلی‌متر

۲) 80 میلی‌متر

۳) 105 میلی‌متر

۴) 160 میلی‌متر

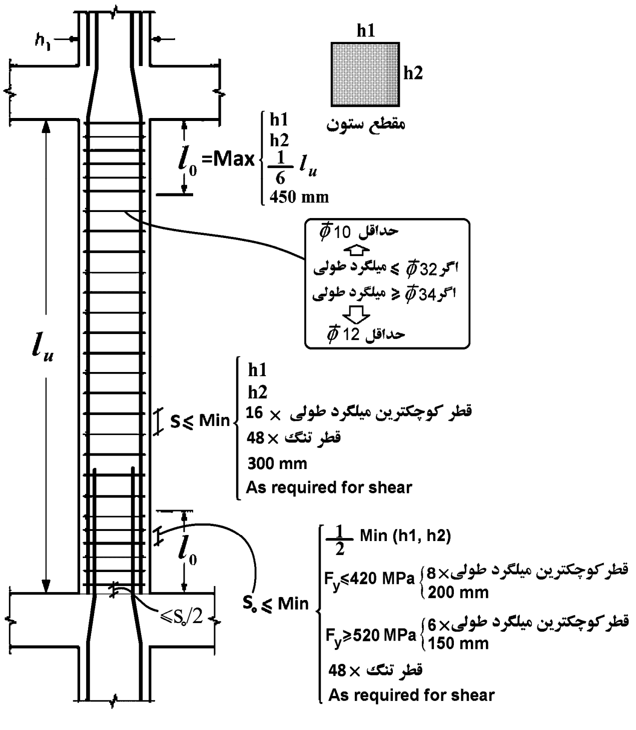
گزینه ۴

از آنجا که نیروی وارد بر ستون $0.12f_cA_g$ می باشد،

این عضو "عضو فشاری" محسوب می شود و

حداکثر فواصل تنگها در ناحیه بحرانی برابر است با :

$$Min(8 \times 20, 24 \times 10, 0.5 \times 500, 300) = 160\,mm$$



مثال) یک ستون کوتاه تحت اثر بار محوری $P_{dead} = 1000kN$ و $P_{Live} = 400kN$ و $P_E = 500\ kN$ قرار دارد. ابعاد مقطع ستون $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi 25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد. قطر تنگ ها را $\varphi 10$ فرض نمایید.

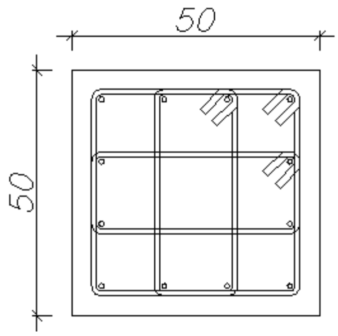
برش ضریب دار وارد بر مقطع ستون نیز برابر Vu=300 KN می باشد.

$$f_c' = 25\ MPa,\ \ F_y = 400MPa,\ \ F_{yt} = 300MPa$$

فواصل تنگها را در ناحیه بحرانی محاسبه نمایید (**شکل پذیری ویژه**)

$$\left.\begin{array}{r} P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 2100\ kN \\ 0.3A_g f_c' = 1875\ kN \end{array}\right\} P_u > 0.3A_g f_c'$$

با توجه به کنترل فوق تمامی میلگردهای طولی نیاز به مهار جانبی توسط قلاب لرزه ای و یا گوشه تنگ بسته دارند:



$$h_x = \frac{500 - 80 - 20 - 25}{3} = 125\ mm < (200\ mm)\ OK.$$

$$\left.\begin{array}{r} \dfrac{C_1}{4} = 125\ mm \\ 6d_b = 150mm \\ S_0 = 100 + \left(\dfrac{350 - 125}{3}\right) = 175\ mm \to s_0 = 150\ mm \end{array}\right\} S_{max} = 125\ mm$$

$$K_f = \frac{25}{175} + 0.6 = 0.743 \to K_f = 1$$

$$K_n = \frac{12}{12 - 2} = 1.2$$

$$\left.\begin{array}{r} 0.3\left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\dfrac{f_c'}{F_{yt}} = 0.3\left(\dfrac{500^2}{(500 - 80)^2} - 1\right)\dfrac{25}{300} = 0.01043 \\ 0.09\ \dfrac{f_c'}{F_{yt}} = 0.0075 \\ 0.2K_f K_n \dfrac{P_u}{F_{yt}A_{ch}} = 0.0095 \end{array}\right\} 0.0104$$

$$\frac{A_{sh} = 4 \times \pi \times 5^2 = 314.159\ mm^2}{sb_c = s(500 - 80)} = \frac{0.748}{s} > 0.0104\ \ \to s < 71\ mm\ \ \to Use\ s = 70\ mm$$

❄ علاوه بر محاسبات فوق می بایست برش نیز کنترل گردد. با توجه به اینکه Vu=300 KN خواهیم داشت:

$$V_u \le \varphi(V_C + V_S)\ \to 300 \times 10^3 \le 0.75 \times \left(0.17\sqrt{25} \times 500 \times 437.5 + V_S\right) \to\ V_S = 214062.5\ N = 214.06\ KN$$

$$0.33\sqrt{25} \times 500 \times 437.5 = 353.64\ KN > V_S = 214.06\ \text{KN}\ \to \text{S}_{max} = \frac{d}{2} = 218.75\ mm\ \to OK$$

مقدار s=70 mm به لحاظ اجرایی مناسب نیست و بنابراین بهتر است طرح فوق تغییر کند. برای مثال به جای تنگ $\varphi 10$ از تنگ $\varphi 12$ استفاده شود.

مثال:

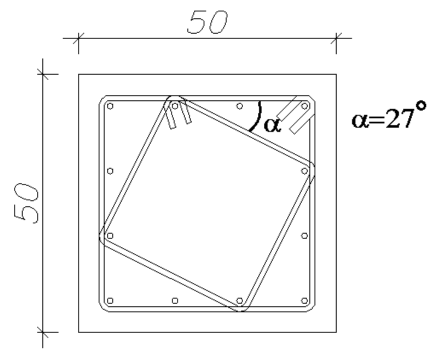
حداکثر بار محوری ضریب دار در یک ستون ویژه برابر $P_u = 1500\ kN$ می باشد. ابعاد مقطع ستون 500mm × 500mm می باشد. آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد. قطر خاموت ها را φ10 فرض نمایید.

$$f_c' = 25\ MPa\ ,\ F_y = 400MPa,\quad F_{yt} = 300MPa$$

فواصل تنگها را در ناحیه بحرانی محاسبه نمایید.

$$\left.\begin{matrix} P_u = 1500\ kN \\ 0.3A_g f_c' = 1875\ kN \end{matrix}\right\} P_u < 0.3A_g f_c'$$

با توجه به کنترل فوق لازم نیست تمامی میلگردهای طولی توسط قلاب لرزه ای و یا گوشه تنگ بسته مهار شوند و مهار یک در میان آنها کافی است:



$$h_x = \frac{2}{3}(500 - 80 - 25 - 20) = 250\ mm < (350\ mm)\ OK.$$

$$\left.\begin{matrix} \dfrac{C_1}{4} = 125\ mm \\ 6d_b = 150mm \\ S_0 = 100 + \left(\dfrac{350-250}{3}\right) = 133\ mm \rightarrow s_0 = 133\ mm \end{matrix}\right\} S_{max} = 125\ mm$$

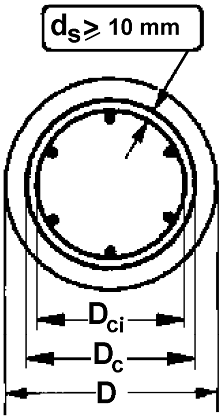
$$\left.\begin{matrix} 0.3\left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\dfrac{f_c'}{F_{yt}} = 0.3\left(\dfrac{500^2}{(500-80)^2} - 1\right)\dfrac{25}{300} = 0.0104 \\ 0.09\ \dfrac{25}{F_{yt}} = 0.0075 \end{matrix}\right\} 0.0104$$

$$\frac{A_{sh} = \pi \times 5^2(2 + Sin\alpha + Cos\alpha) = 262.6\ mm^2}{sb_c = s(500-80)} = \frac{0.62}{s} > 0.0104\ \rightarrow s \le 59\ mm\ \rightarrow Use\ s = 50\ mm$$

بنابراین در مقطع فوق باید فواصل آرماتورهای عرضی 50 mm انتخاب شود.

مقدار s=50 mm به لحاظ اجرایی مناسب نیست و بنابراین بهتر است طرح فوق تغییر کند. برای مثال به جای تنگ φ10 از تنگ φ12 استفاده شود.

۹-۶- ضوابط فاصله دورپیچ ها در ستونهای گرد



$A_g = \pi D^2/4$

$A_c = \pi D_c^2/4$

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$$

ستون با شکل پذیری
معمولی
متوسط
ستون غیر لرزه ای

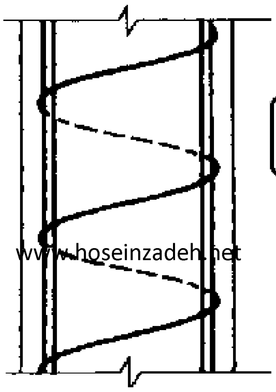
ستون با شکل پذیری ویژه

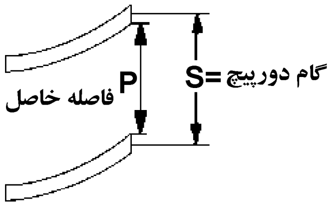
$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq \text{Max}\begin{cases} 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.35k_f\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \end{cases}$$

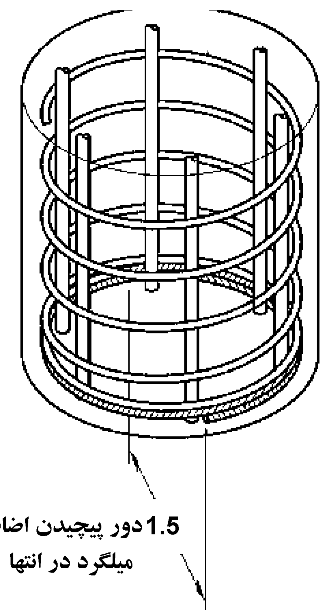
if

$P_u > 0.3A_g f'_c$ or
$f'_c > 70$ MPa

25mm ⩽ P ⩽ 75mm







25.7—Transverse reinforcement

25.7.3 *Spirals*

25.7.3.1 Spirals shall consist of evenly spaced continuous bar or wire with clear spacing conforming to (a) and (b):

(a) At least the greater of 25 mm and **(4/3)d_{agg}**

(b) Not greater than 75 mm

25.7.3.2 For cast-in-place construction, spiral bar or wire diameter shall be at least 9.5 mm.

25.7.3.3 Except for transverse reinforcement in deep foundations, the volumetric spiral reinforcement ratio ρ_s shall satisfy Eq. (25.7.3.3).

$$\rho_s \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \qquad (25.7.3.3)$$

where the value of f_{yt} shall not be taken greater than 700 MPa.

25.7.3.4 Spirals shall be anchored by 1-1/2 extra turns of spiral bar or wire at each end.

18.7—Columns of special moment frames

18.7.5 *Transverse reinforcement*

18.7.5.4 Amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.7.5.4.

The concrete strength factor k_f and confinement effectiveness factor k_n are calculated according to Eq. (18.7.5.4a) and (18.7.5.4b).

(a) $$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \qquad (18.7.5.4a)$$

(b) $$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \qquad (18.7.5.4b)$$

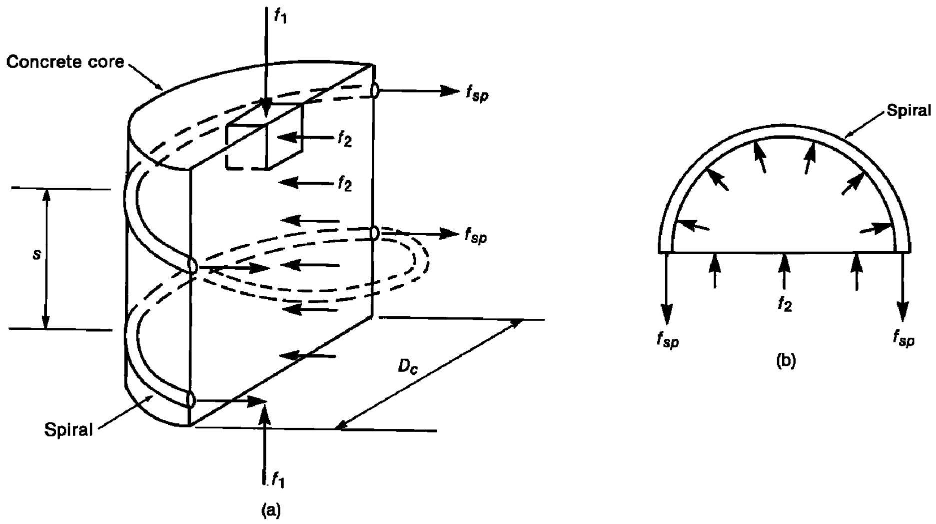
Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

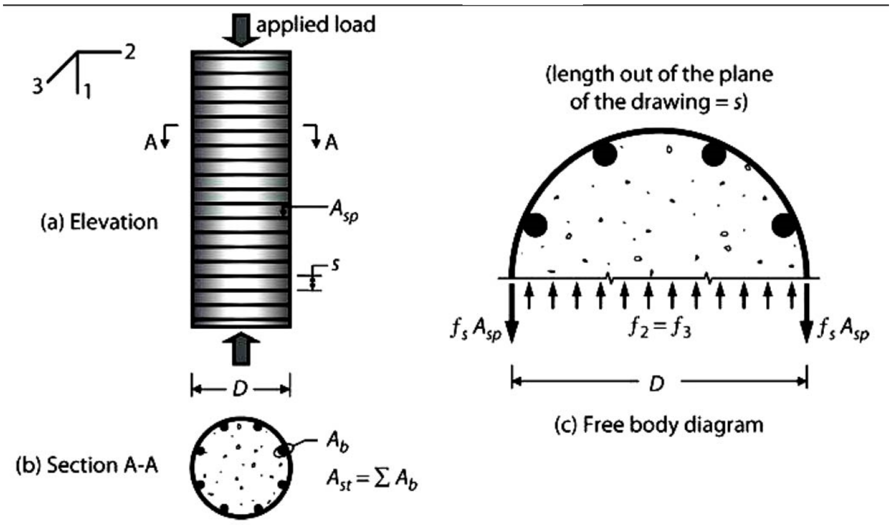
Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions	
ρ_s for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (d) and (e)	$0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (d), (e), and (f)	$0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
			$0.35k_f\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}}$ (f)

A_{sh} = total cross-sectional area of transverse reinforcement, including crossties, within spacing s and perpendicular to dimension b_c, mm^2

ρ_s = ratio of volume of spiral reinforcement to total volume of core confined by the spiral, measured out-to-out of spirals

اثبات رابطه $\boldsymbol{\rho_s > 0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f'_c}{f_y}}$:





به شکل (c) توجه کنید. در اثر اعمال بار محوری فشاری به ستون، دورپیچ تحت تنش کششی f_s و بتن هسته تحت تنش فشاری f_2 می باشد.

با توجه به تعادل نیروها می توان حداکثر تنش f_2 وارد بر بتن را زمانی که دورپیچ به تسلیم می رسد ($f_s = f_{yt}$) بدست آورد:

$$f_2\left(\text{مساحت بتن}\right) = 2f_s\left(\text{مساحت دورپیچ}\right) \quad \rightarrow f_2 \times DS = 2 \times f_{yt} \times A_{sp} \quad \rightarrow \quad f_2 = \frac{2f_{yt}A_{sp}}{DS}$$

در روابط فوق S فاصله (گام) دورپیچ می باشد. از طرفی نسبت حجم دورپیچ به حجم هسته برابر است با:

$$\rho_s = \frac{\text{حجم دورپیچ}}{\text{حجم هسته}} = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4A_{sp}}{D_c \times s}$$

بنابراین میتوان نوشت:

$$\left.\begin{aligned} f_2 &= \frac{2f_{yt}A_{sp}}{D_c S} \\ \rho_s &= \frac{4A_{sp}}{D_c \times s} \end{aligned}\right\} f_2 = \frac{\rho_s f_{yt}}{2}$$

با ایجاد f_2 تنش مقاوم هسته چقدر خواهد بود؟ باتوجه به رابطه زیر با افزایش f_2 مقاومت فشاری ستون(f'_{cc}) افزایش می یابد:

$$f'_{cc} = f'_c + 4.1f_2$$

اگر بخواهیم مقاومت هسته محصور شده، بیش از مقاومت ستون اولیه (بدون محصورشدگی) باشد، حجم دورپیچ چقدر باید باشد؟

$$A_g f'_c < A_c f'_{cc} \qquad \rightarrow \qquad A_g f'_c < A_c(f'_c + 4.1f_2) \qquad \rightarrow \qquad A_g f'_c < A_c\left(f'_c + 4.1\frac{\rho_s f_y}{2}\right)$$

$$\frac{A_g}{A_c}f'_c - f'_c < 4.1\frac{\rho_s f_y}{2} \qquad \rightarrow \qquad 0.48\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f'_c}{f_y} < \rho_s$$

رابطه فوق با کمی تقریب در ACI-318-19 به صورت $0.45\left(\frac{A_g}{A_c}-1\right)\frac{f'_c}{f_y} < \rho_s$ بیان شده است.

محاسبات ۹۵

۲۵- ستونی دایره‌ای به قطر 500 میلی‌متر با آرماتور Φ10 دورپیچ با گام 60 میلی‌متر (محور تا محور) مفروض است. در صورتی‌که پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر باشد، نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 0.021　　۲) 0.018

۳) 0.013　　۴) 0.010

گزینه ۳

$$\rho = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4A_{sp}}{D_c \times s} = \frac{4\pi(5)^2}{(500-100)60} = 0.013$$

محاسبات ۹۳

۷-در یک ستون با مقطع دایره‌ای به قطر 450 mm و پوشش بتن 45 mm، حداکثر گام دورپیچ، بدون توجه به نیازهای محاسباتی، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (قطر دورپیچ را 10 میلی‌متر فرض کنید)

۱) 45 mm　　۲) 55 mm

۳) 75 mm　　۴) 100 mm

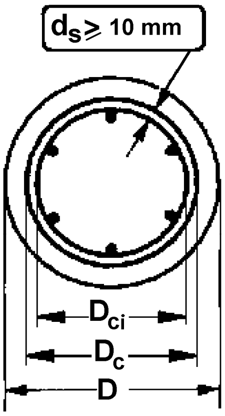
گزینه ۱

با فرض C25 برای بتن و S300 برای دورپیچ، گام دورپیچ باید چنان باشد که رابطه زیر تامین شود:

$$\left(\rho_s = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4A_{sp}}{D_c s} = \frac{4(\pi\times 5^2)}{(450-90)s} = \frac{0.872}{s}\right) > \left(0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45\left(\frac{\pi(450)^2}{\pi(450-90)^2}-1\right)\frac{25}{300} = 0.021\right)$$

$$s < 41\ mm$$

همچنین گام دورپیچ باید کمتر از $(75+10) = 85mm$ باشد.



$A_g = \pi D^2/4$

$A_c = \pi D_c^2/4$

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$$

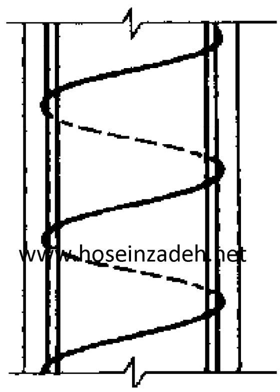
ستون با شکل پذیری معمولی و متوسط
+ ستون غیر لرزه ای

ستون با شکل پذیری ویژه

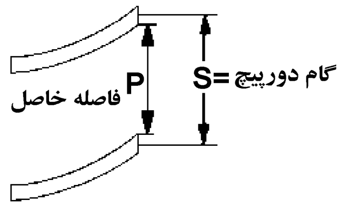
$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq \text{Max}\begin{cases} 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12\frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.35k_f\frac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \end{cases}$$

if

$P_u > 0.3A_g f'_c$ or
$f'_c > 70$ MPa



25mm ⩽ P ⩽ 75mm



محاسبات ۹۳

۳۳- ستونی با مقطع دایره و قطر خارجی 400 میلی‌متر در یک قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط مفروض است. پوشش بتن برابر 50 میلی‌متر، آرماتور طولی 6Φ25، آرماتور دورپیچ از Φ10 و رده بتن C25 می‌باشند. حداقل نسبت حجمی آرماتور دورپیچ لازم به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ نوع فولاد آرماتور طولی S400 و نوع فولاد دورپیچ S340 می‌باشد.
$(f_{yd} = \Phi_s f_y , f_{cd} = \Phi_c f_c , \Phi_c = 0.65)$

۱) 0.026 ۲) 0.028 ۳) 0.022 ۴) 0.024

$$\rho_s > 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}} = 0.45\left(\frac{\pi \times 200^2}{\pi \times (200-50)^2} - 1\right)\frac{25}{340} = 0.0257$$

محاسبات ۹۴

۴۲- یک ستون بتنی درجا ریز با مقطع دایره‌ای با قطر D = 500 mm مفروض است. در صورتی‌که پوشش بتن از روی آرماتور دورپیچ برابر 50 mm، نوع بتن C30 و نوع فولاد مصرفی S340 باشد، حداقل نسبت حجمی آرماتور دورپیچ لازم به حجم کل هسته به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 0.012 ۲) 0.015 ۳) 0.023 ۴) 0.030

گزینه ۳

$$\rho = 0.45\left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)\frac{f_c}{f_{yt}} = 0.45\left(\frac{500^2}{400^2} - 1\right)\frac{30}{340} = 0.0223$$

محاسبات ۹۷

۴۴- در یک ستون به مقطع دایره و به قطر350 میلی‌متر، در صورتی‌که از دورپیچ استفاده شده و ضخامت پوشش بتنی روی میلگردهای طولی 25 میلی‌متر فرض شود، حداکثر مجاز گام دورپیچ چقدر است ؟

۱) 100 میلی‌متر ۲) 75 میلی‌متر
۳) 25 میلی‌متر ۴) 50 میلی‌متر

گزینه ۲

گام دورپیچ باید چنان باشد که رابطه زیر تامین شود:

$$\left(\rho_s = \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4A_{sp}}{D_c s}\right) > 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f_c'}{f_{yt}}$$

در صورت سوال تنش تسلیم دورپیچ، تنش مقاوم فشاری بتن و نیز قطر دورپیچ داده نشده و کنترل رابطه فوق امکان پذیر نیست. و تنها باید حداکثر گام را منظور کنیم. گام دورپیچ باید کمتر از $(\text{قطر میلگرد} + 75)$ باشد.

مثال: یک ستون کوتاه با مقطع دایره تحت اثر بار محوری $P_{dead} = 1000kN$ و $P_{Live} = 800kN$ و $P_E = 500\ kN$ قرار دارد.

قطر ستون600mm می باشد.

آرماتورهای طولی $A_s = 12\varphi 25 = 5890\text{mm}^2$ می باشد.

قطر آرماتور دورپیچ را $\varphi 10$ فرض نمایید.

$$f'_c = 25\ MPa\ ,\quad F_y = 400MPa, \quad F_{yt} = 300MPa$$

فواصل دورپیچ ها را در دو حالت شکل پذیری متوسط و ویژه محاسبه نمایید.

متوسط:

طبق بند 27.5.3.1 فاصله خالص دورپیچ ها باید بین 25mm تا 75mm منظور شود. با توجه به اینکه قطر دورپیچ 10mm می باشد، محدوده مجاز گام دورپیچ بین 35mm تا 85mm می باشد.

حجم دورپیچ برابر است با:

$$\left.\begin{aligned} \rho_s &= \frac{\pi D_c A_{sp}}{\left(\frac{\pi D_c^2 s}{4}\right)} = \frac{4A_{sp}}{D_c \times s} = \frac{4(\pi \times 5^2)}{(600-80)s} = \frac{0.6038}{s} \\ \rho &= 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}} = 0.45\left(\frac{\pi \times (300)^2}{\pi \times (300-40)^2} - 1\right)\frac{25}{300} = 0.0124 \end{aligned}\right\} \rho_s > \rho \rightarrow s < 48.69\ mm$$

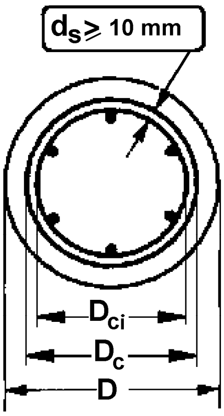
ویژه:

$$\left.\begin{aligned} P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 2500\ kN \\ 0.3A_g f'_c = 2120.6\ kN \end{aligned}\right\} P_u > 0.3A_g f'_c$$

$$K_f = \frac{25}{175} + 0.6 = 0.743 \rightarrow K_f = 1$$

$$\left.\begin{aligned} \rho_1 &= 0.45\left(\frac{\pi \times (300)^2}{\pi \times (300-40)^2} - 1\right)\frac{25}{300} = 0.0124 \\ \rho_2 &= 0.12\frac{25}{300} = 0.01 \\ K_f = \frac{25}{175} + 0.6 = 0.743 \rightarrow K_f = 1 \quad \rightarrow \quad \rho_3 &= 0.35 \times 1 \times \frac{2500000}{300 \times \pi \times (300-40)^2} = 0.0137 \end{aligned}\right\} \rho = 0.0137$$

$$\rho_s \geq \rho \rightarrow \frac{0.6038}{S} \geq 0.0137 \ \rightarrow S \leq 44.07\ mm$$



$A_g = \pi D^2/4$

$A_c = \pi D_c^2/4$

$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq 0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$$

ستون با شکل پذیری معمولی و متوسط

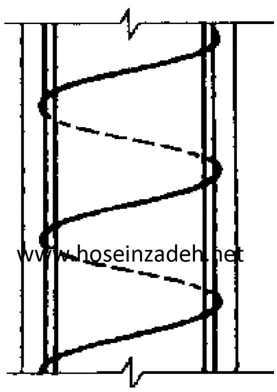
+ ستون غیر لرزه ای

ستون با شکل پذیری ویژه

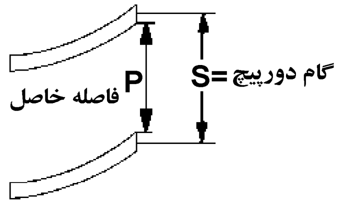
$$\rho_s = \frac{\pi d_s^2}{D_c S} \geq \text{Max}\begin{cases} 0.45\left(\dfrac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\dfrac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.12\dfrac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.35k_f\dfrac{P_u}{f_{yt}A_{ch}} \end{cases}$$

if

$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa



25mm ≤ P ≤ 75mm



سراسری ۹۸

۱۱۷- در یک ستون با مقطع دایره به قطر ۷۰۰ میلی‌متر و پوشش بتنی روی میلگردها به میزان ۵۰ میلی‌متر اثر نوع فولاد عرضی تنگ ساده یا دورپیچ بر روی شکل‌پذیری چیست و حداکثر گام دورپیچ چه میزان باید باشد؟

۱) دورپیچ نسبت به تنگ ساده شکل‌پذیری بیشتر ایجاد می‌کند و حداکثر گام دورپیچی ۱۰۰ میلی‌متر

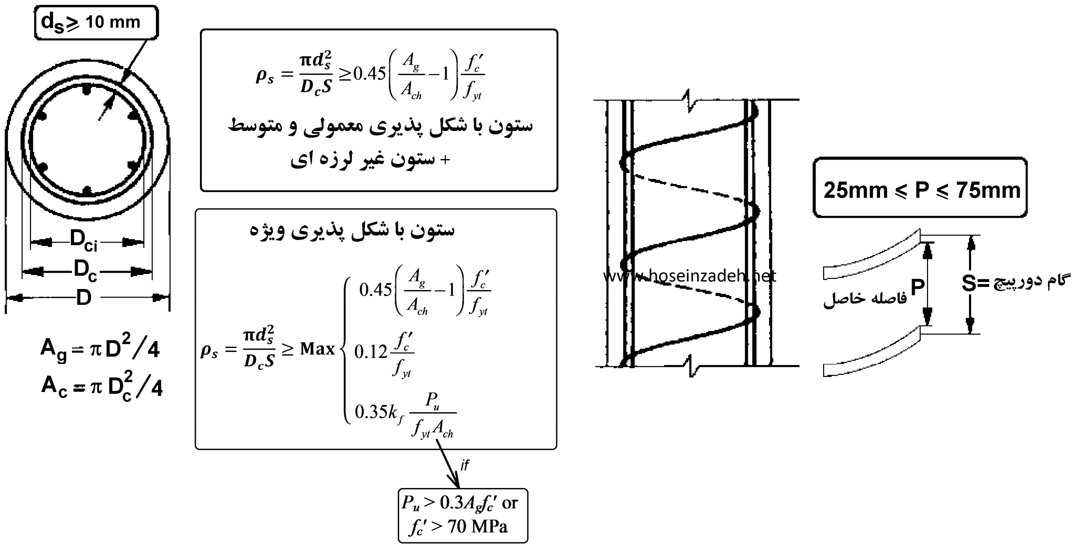
۲) تنگ ساده نسبت به دورپیچ شکل‌پذیری بیشتر ایجاد می‌کند و حداکثر گام دورپیچی ۱۰۰ میلی‌متر

۳) دورپیچ نسبت به تنگ ساده شکل‌پذیری بیشتر ایجاد می‌کند و حداکثر گام دورپیچی ۱۵۰ میلی‌متر

۴) تنگ ساده نسبت به دورپیچ شکل‌پذیری بیشتر ایجاد می‌کند و حداکثر گام دورپیچی ۱۵۰ میلی‌متر

گزینه ؟

دورپیچ شکل پذیری بیشتری نسبت به تنگ ساده دارد. حداکثر فاصله دورپیچ با توجه به شکل زیر برابر $75 + d_b$ می باشد.



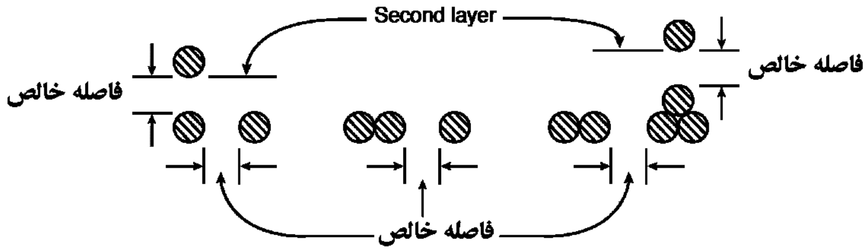
۹-۷- حداقل فاصله میلگردهای طولی در ستونهای تنگ دار و مارپیچ

25.2—Minimum spacing of reinforcement

25.2.1 For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 1 in., d_b, and $(4/3)d_{agg}$.

25.2.2 For parallel nonprestressed reinforcement placed in two or more horizontal layers, reinforcement in the upper layers shall be placed directly above reinforcement in the bottom layer with a clear spacing between layers of at least 1 in.

25.2.3 For longitudinal reinforcement in columns, pedestals, struts, and boundary elements in walls, clear spacing between bars shall be at least the greatest of 1.5 in., $1.5d_b$, and $(4/3)d_{agg}$.



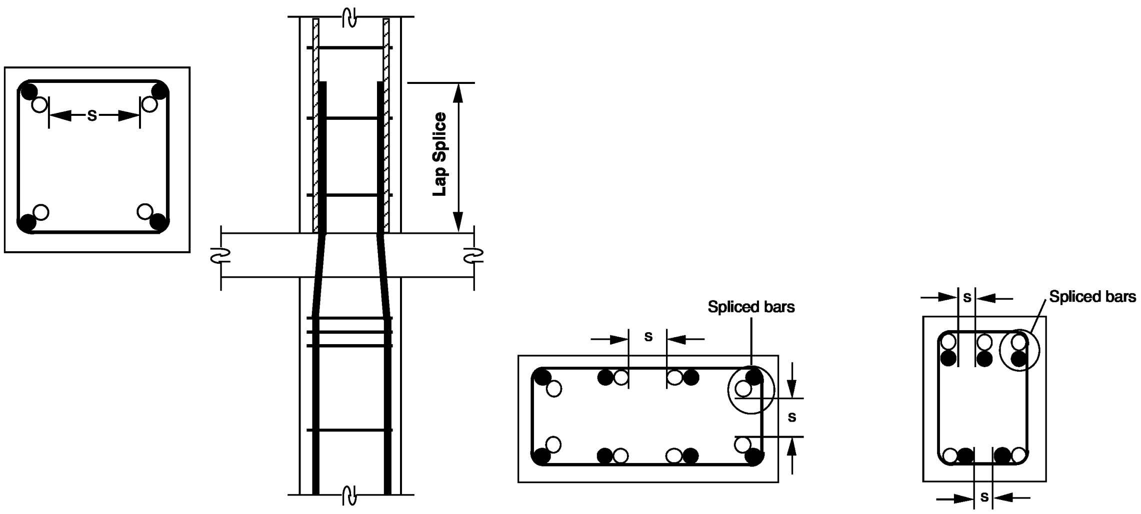
حداقل فاصله خالص	اعضای خمشی	Max (d_b , 25mm)
	اعضای فشاری	Max (1.5 d_b , 40 mm)

ضوابط مبحث نهم (ویرایش ۹۲) در رابطه با حداقل و حداکثر فاصله میلگردها:

۹-۱۴-۱۱-۱-۴ دراعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۶ محدودیت‌های فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله‌های پوششی با وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند.

نکته مهم: ضوابط فوق در محل وصله نیز باید رعایت شود. به شکل زیر توجه کنید:



۹-۸- حداقل تعداد میلگردهای طولی اعضای فشاری

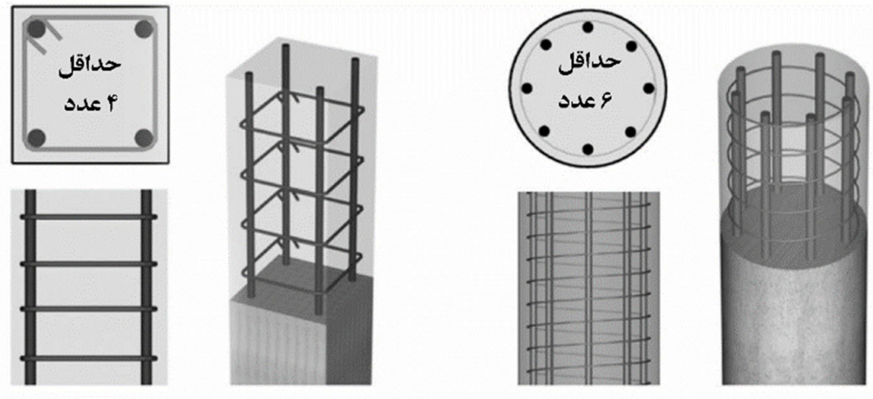
۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۳ حداقل تعداد میلگردهای طولی در قطعات فشاری به شرح زیر است:

الف- میلگردهای داخل تنگ‌های مدور یا مستطیلی، چهار عدد

ب- میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی، سه عدد

پ- میلگردهای داخل دورپیچ، شش عدد، مطابق بند ۹-۱۴-۹-۳.



(a) Rectangular tied Column (b) Round spiral Column

10.7.3 *Longitudinal reinforcement*

10.7.3.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average f_{pe} < **225 psi**, the minimum number of longitudinal bars shall be (a), (b), or (c):

(a) Three within triangular ties
(b) Four within rectangular or circular ties
(c) Six enclosed by spirals or for columns of special moment frames enclosed by circular hoops

۹-۹- محدودیت حداقل و حداکثر درصد میلگرد طولی در اعضای فشاری

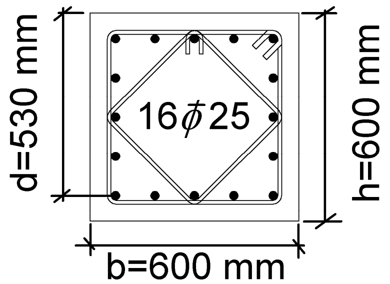
در تمامی ستونها درصد میلگرد طولی حداقل ۱٪ و حداکثر ۸٪ می باشد:

CHAPTER 10—COLUMNS

10.6—Reinforcement limits

10.6.1 *Minimum and maximum longitudinal reinforcement*

10.6.1.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average f_{pe} < **1.6 MPa**, area of longitudinal reinforcement shall be at least $\mathbf{0.01}A_g$ but shall not exceed $\mathbf{0.08}A_g$.



$$0.01 < \rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{16 \times \left(\frac{\pi \times 25^2}{4}\right)}{600 \times 600} = 0.022 < 0.08$$

R10.6.1.1 Limits are provided for both the minimum and maximum longitudinal reinforcement ratios.

Minimum reinforcement—Reinforcement is necessary to provide resistance to bending, which may exist regardless of analytical results, and to reduce the effects of creep and shrinkage of the concrete under sustained compressive stresses. Creep and shrinkage tend to transfer load from the concrete to the reinforcement, and the resultant increase in reinforcement stress becomes greater as the reinforcement ratio decreases. Therefore, a minimum limit is placed on the reinforcement ratio to prevent reinforcement from yielding under sustained service loads (Richart 1933).

Maximum reinforcement—The amount of longitudinal reinforcement is limited to ensure that concrete can be effectively consolidated around the bars and to ensure that columns designed according to the Code are similar to the test specimens by which the Code was calibrated. The 0.08 limit applies at all sections, including splice regions, and can also be considered a practical maximum for longitudinal reinforcement in terms of economy and requirements for placing. Longitudinal reinforcement in columns should usually not exceed 4 percent if the column bars are required to be lap spliced, as the lap splice zone will have twice as much reinforcement if all lap splices occur at the same location.

نکته مهم: در ستونهای قابهای خمشی ویژه حداکثر میلگرد طولی ستون به 0.06 محدود می شود:

18.7—Columns of special moment frames

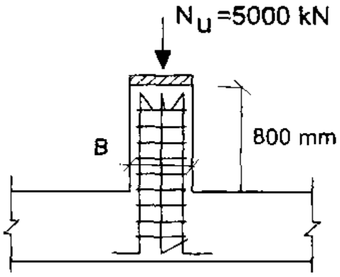
18.7.4 *Longitudinal reinforcement*

18.7.4.1 Area of longitudinal reinforcement, A_{st}, shall be at least $\mathbf{0.01}A_g$ and shall not exceed $\mathbf{0.06}A_g$.

نکته مهم: محدودیت حداکثر میلگرد در محل وصله نیز باید رعایت شود.

محاسبات ۹۶

۲۲- در صورتیکه نیروی محوری طراحی برای یک پدستال بتنی با شکل‌پذیری معمولی مطابق شکل زیر برابر N_u=5000 kN باشد، حداقل بعد مقطع این پدستال مربعی برحسب میلی‌متر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S340 فرض شود).



۱) B = 460

۲) B = 690

۳) B = 425

۴) B = 530

گزینه ۱

حداقل بعد یک عضو فشاری زمانی بدست میاید که بیشترین درصد مجاز میلگرد در ان قرار داده شود. با توجه به اصلاحیه مبحث نهم حداکثر درصد میلگرد مجاز برای اعضای فشاری برابر ۸ درصد می باشد. بنابراین با فرض اینکه میلگرد طولی پدستال برابر ۸ درصد باشد، داریم:

$$5000 \times 10^3 \leq \varphi \times 0.8\left[0.85 f_c' A_g + \left(F_y - 0.85 f_c'\right) A_s\right]$$

$$5000 \times 10^3 \leq 0.65 \times 0.8[0.85 \times 25 \times B^2 + (340 - 0.85 \times 25) \times (0.08 \times B^2)]$$

$$5000 \times 10^3 \leq 24.31 B^2 \quad \rightarrow \quad 453 \leq B$$

۹-۱۰- محدودیت ابعاد مقطع ستون

۹-۱۰-۱- حداقل بعد ستون و نسبت ابعاد

- **شکل پذیری متوسط**
- در ACI-318-19 ضابطه صریحی برای "حداقل" بعد ستون با شکل پذیری "متوسط" ارائه نشده است ولی به لحاظ اجرایی توصیه می شود که بعد ستون کمتر از 300 mm منظور نشود.

- در مبحث نهم (ویرایش ۹۹) "حداقل" بعد ستون با شکل پذیری "متوسط" برابر 250 mm تعیین شده است. همچنین برای ستونهای مستطیلی با ابعاد b و h باید $b \geq 0.3h$ باشد:

> **۹-۲۰-۵ قاب‌های با شکل پذیری متوسط**
>
> **۹-۲۰-۵-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط**
>
> **۹-۲۰-۵-۳-۱ محدودیت‌های هندسی**
>
> **۹-۲۰-۵-۳-۱-۱** در ستون‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:
>
> **الف**- عرض مقطع نباید کم‌تر از سه دهم بعد دیگر آن، و نیز نباید کم‌تر از ۲۵۰ میلی متر باشد.
>
> **ب**- نسبت عرض مقطع به طول آزاد عضو نباید از $\frac{۱}{۲۵}$ کم‌تر باشد.

- **شکل پذیری ویژه**
- در ACI-318-14 و نیز مبحث نهم (ویرایش ۹۹) "حداقل" بعد ستون با شکل پذیری "ویژه" برابر 300 mm منظور تعیین شده است. همچنین برای ستونهای مستطیلی با ابعاد b و h باید $b \geq 0.4h$ باشد و یا به عبارت دیگر $h \leq 2.5b$ باشد:

> **۹-۲۰-۶ قابهای با شکل پذیری زیاد (ویژه)**
>
> **۹-۲۰-۶-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد**
>
> **۹-۲۰-۶-۳-۱ محدودیت‌های هندسی**
>
> **۹-۲۰-۶-۳-۱-۱** در ستونها محدودیتهای هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:
>
> **الف**- کوچکترین بعد مقطع که در امتداد هر خط مستقیم گذرنده از مرکز هندسی مقطع تعیین میشود، نباید از ۳۰۰ میلی متر کمتر باشد.
>
> **ب**- نسبت کوچکترین بعد مقطع به بعد عمود بر آن نباید از ۰/۴ کم‌تر باشد.

محاسبات-۹۰

۴۲- در قاب با شکل‌پذیری زیاد برای اعضای تحت اثر توام فشار و خمش (ستون) با مقطع مستطیل کدامیک از ابعاد زیر نمی‌تواند قابل قبول باشد؟ (ابعاد برحسب میلیمتر می‌باشند)

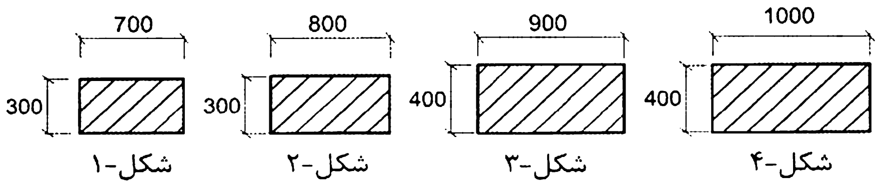
۱) 300×300
۲) 800×300
۳) 350×350
۴) 2000×800

گزینه ۲

در گزینه دوم $\frac{h}{b} = \frac{800}{300} = 2.66 \nleq 2.5$

محاسبات ۹۸

۳۶- برای طراحی یک ستون بتنی به‌طول آزاد 4 متر در قاب خمشی ویژه که بار محوری فشاری آن در همهٔ گزینه‌ها بیش از 30 درصد سهم بتن از حداکثر نیروی محوری مقاوم مقطع است، کدام‌یک از مقاطع زیر را نمی‌توان استفاده نمود؟ (در شکل اندازه‌ها به میلی‌متر است).



۱) شکل-۱ ۲) شکل-۲

۳) شکل-۳ ۴) شکل-۴

گزینه ۲ (سطح سوال با توجه به تکراری بودن آن آسان می باشد).

مطابق بند زیر عرض مقطع نباید کمتر از 0.4 بعد بزرگتر مقطع باشد. در گزینه ۲ عرض مقطع باید حداقل $0.4 \times 800 = 320\ mm$ باشد.

۹-۲۰-۶ قابهای با شکل پذیری زیاد (ویژه)

۹-۲۰-۶-۳ ستون‌ها در قاب‌های با شکل پذیری زیاد

۹-۲۰-۶-۳-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۶-۳-۱-۱ در ستونها محدودیتهای هندسی (الف) و (ب) این بند باید رعایت شوند:

الف- کوچکترین بعد مقطع که در امتداد هر خط مستقیم گذرنده از مرکز هندسی مقطع تعیین میشود، نباید از ۳۰۰ میلی متر کمتر باشد.

ب- نسبت کوچکترین بعد مقطع به بعد عمود بر آن نباید از ۰/۴ کم‌تر باشد.

۹-۱۰-۲- حداقل بعد تیر و نسبت ابعاد

- **شکل پذیری متوسط**
- در ACI-318-19 ضابطه صریحی برای "حداقل" عرض تیر با شکل پذیری "متوسط" ارائه نشده است ولی به لحاظ اجرایی توصیه می شود که عرض تیر کمتر از 300 mm منظور نشود.
- در مبحث نهم (ویرایش ۹۹) "حداقل" " عرض تیر با شکل پذیری "متوسط" برابر 250 mm تعیین شده است. همچنین برای تیرهای با ابعاد b و h باید $b \geq 0.25h$ باشد:

۹-۲۰-۵-۲ تیرها در قاب‌های با شکل پذیری متوسط

۹-۲۰-۵-۲-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۰-۵-۲-۱-۱ در این تیرها محدودیت‌های هندسی(الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

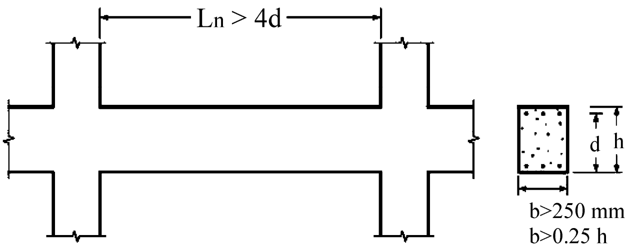
الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیش‌تر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کم‌تر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید بیش‌تر از دو مقدار زیر باشد:

- عرض عضو تکیه‌گاهی در صفحه‌ی عمود بر محور طولی تیر، به اضافه‌ی سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه‌گاهی؛
- عرض عضو تکیه‌گاهی به اضافه‌ی یک چهارم بعد دیگر مقطع در هر طرف عضو تکیه‌گاهی.

۹-۲۰-۵-۲-۱-۲ برون محوری هر تیر نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله‌ی محورهای هندسی دو عضو از یک دیگر، نباید بیش‌تر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.



- **شکل پذیری ویژه**
- در ACI-318-14 و نیز مبحث نهم (ویرایش ۹۲) "حداقل" عرض تیر با شکل پذیری "ویژه" برابر 250 mm تعیین شده است. همچنین برای تیرهای با ابعاد b و h باید $b \geq 0.3h$ باشد:

18.6—Beams of special moment frames

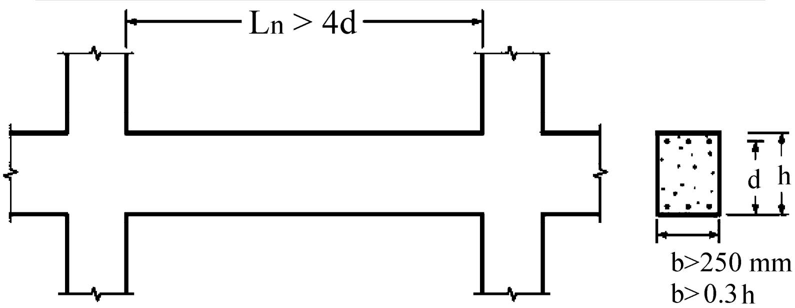
18.6.2 *Dimensional limits*

18.6.2.1 Beams shall satisfy (a) through (c):

(a) Clear span ℓ_n shall be at least $4d$

(b) Width b_w shall be at least the lesser of $0.3h$ and 250 mm

(c) Projection of the beam width beyond the width of the supporting column on each side shall not exceed the lesser of c_2 and $0.75c_1$.



محاسبات ۹۳

۲۵- اگر در عضوی از یک قاب ساختمانی بتنی با شکل‌پذیری متوسط، مقدار نیروی محوری نهایی در حالتهای مختلف ترکیبات بار، در محدوده $0.08\ f_cA_g$ تا $0.13\ f_cA_g$ باشد، حداقل نسبت عرض به بعد دیگر مقطع مورد قبول چقدر می‌باشد؟ لزومی به کنترل محدودیتهای دیگر نیست و $\Phi_c = 0.65$ فرض شود.

۱) محدودیتی وجود ندارد.

۲) 0.3

۳) 0.25

۴) 0.5

گزینه ۲

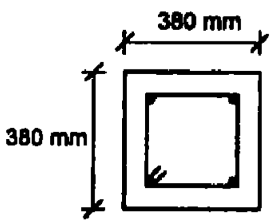
معیار تیر یا ستون بودن محدوده نیروی محوری عضو می باشد. در ترکیب بارهایی که نیروی محوری کم است، عضو تیر محسوب می شود و باید ضوابط تیر را رعایت کند و در ترکیب بارهایی که نیروی محوری بیشتر از $0.1f_cA_g$ می باشد عضو ستون محسوب شده و باید ضوابط ستونها در مورد آن رعایت شود.

بنابراین با توجه به محدوده نیروهای وارد بر عضو، هم باید ضوابط تیر رعایت شود و هم ضوابط ستون

ضابطه نسبت بعد کمتر به بعد بزرگتر در ستونها تعیین کننده تر است و گزینه ۲ صحیح است.

محاسبات ۹۳

۲۸- در مورد ستون (عضو تحت فشار و خمش) با مقطع 380×380 mm با آرماتور طولی $4\Phi25$ و تنگ $\Phi10\ @\ 150\ mm\ c/c$ و پوشش بتن 40 mm گزینه صحیح را انتخاب کنید؟



۱) چنانچه قطر تنگ از $\Phi10$ به $\Phi12$ تغییر یابد آرماتورگذاری قابل قبول تلقی می‌گردد.

۲) آرماتورگذاری عضو مورد نظر قابل قبول نیست.

۳) آرماتورگذاری عضو موردنظر قابل قبول است.

۴) چنانچه آرماتورهای طولی از $4\Phi25$ به $4\Phi30$ تغییر یابد آرماتورگذاری قابل قبول می‌گردد.

گزینه ۲

فاصله میلگردهای طولی برابر است با:

$$s = 380 - 2(40 + 10 + 12.5) = 255\ mm$$

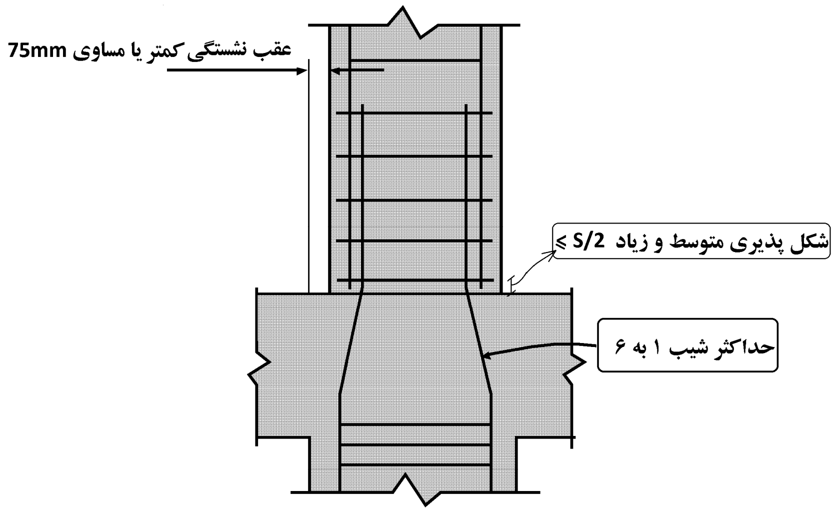
که غیر قابل قبول است. برای این ستون باید از آرایش ۸ تایی به جای آرایش ۴ تایی برای میلگردهای طولی استفاده شود.

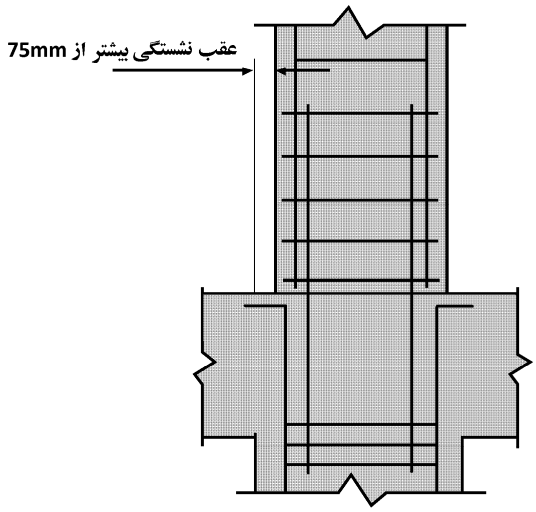
۹-۱۱- میلگردهای انتظار خم شده

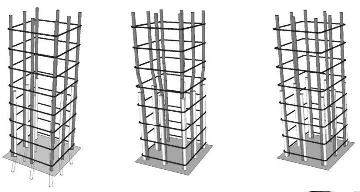
۹-۱۲-۶-۳ آرماتور طولی خم شده

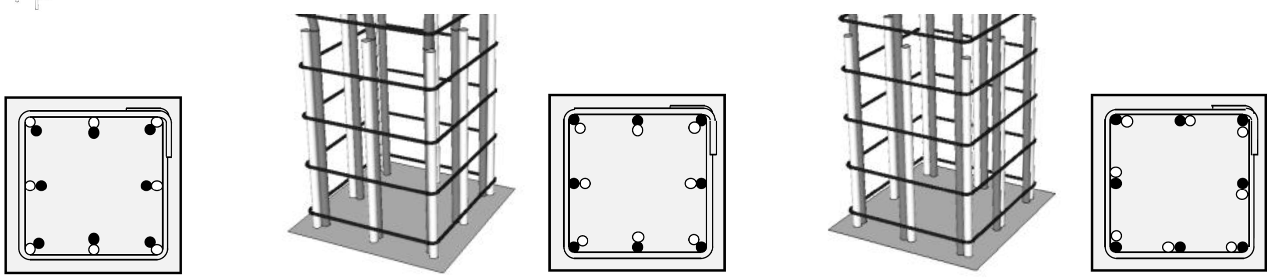
۹-۱۲-۶-۳-۱ شیب قسمت مایل یک آرماتور طولی خم شده (میلگرد غیر هم امتداد) نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ بیشتر باشد. بخش‌های بالا و پایین قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

۹-۱۲-۶-۳-۲ اگر وجه ستون یا دیوار بیش از ۷۵ میلی متر پس رفتگی یا پیش آمدگی داشته باشد، آرماتورهای طولی امتداد یافته نباید به صورت خم شده استفاده شوند. در این حالت در محل پس رفتگی باید آرماتورهای انتظار مجزا و وصله‌ی پوششی به منظور اتصال به آرماتورهای وجوه عقب رفته فراهم شوند. در هر حال باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در محل تغییر مقطع رعایت شوند.









۱۰-مقاومت فشاری ستونهای کوتاه

با توجه به روابط زیر، مقاومت فشاری (فشار خالص) ستونهای بتنی برابر است با:

ستون تنگ دار $\rightarrow \quad \varphi P_n = \varphi 0.8[0.85f_c'(A_g - A_s) + F_y A_s] = 0.65 \times 0.8[0.85f_c' A_g + (F_y - 0.85f_c')A_s]$

ستون با دورپیچ $\rightarrow \quad \varphi P_n = \varphi 0.85[0.85f_c'(A_g - A_s) + F_y A_s] = 0.75 \times 0.85[0.85f_c' A_g + (F_y - 0.85f_c')A_s]$

22.4.2 *Maximum axial compressive strength*

22.4.2.1 Nominal axial compressive strength P_n shall not exceed $P_{n,max}$ in accordance with Table 22.4.2.1, where P_o is calculated by Eq. (22.4.2.2) for nonprestressed members and composite steel and concrete members, and by Eq. (22.4.2.3) for prestressed members.

Table 22.4.2.1—Maximum axial strength

Member	Transverse reinforcement	$P_{n,max}$	
Nonprestressed	Ties conforming to 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Spirals conforming to 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)

R22.4.2 *Maximum axial compressive strength*

R22.4.2.1 To account for accidental eccentricity, the design axial strength of a section in pure compression is limited to 80 to 85 percent of the nominal axial strength. These percentage values approximate the axial strengths at eccentricity-to-depth ratios of 0.10 and 0.05 for tied and spirally reinforced members conforming to 22.4.2.4 and 22.4.2.5, respectively. The same axial load limitation applies to both cast-in-place and precast compression members.

22.4.2.2 For nonprestressed members and composite steel and concrete members, P_o shall be calculated by:

$$P_o = 0.85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \qquad (22.4.2.2)$$

where A_{st} is the total area of nonprestressed longitudinal reinforcement.

مقاومت کششی (کشش خالص بدون خمش) به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\varphi P_{nt} = \varphi F_y A_s = 0.9 F_y A_s$$

22.4.3 *Maximum axial tensile strength*

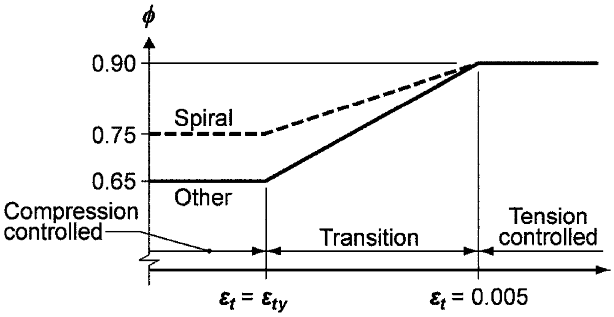
22.4.3.1 Nominal axial tensile strength of a nonprestressed, composite, or prestressed member, P_{nt}, shall not be taken greater than $P_{nt,max}$, calculated by:

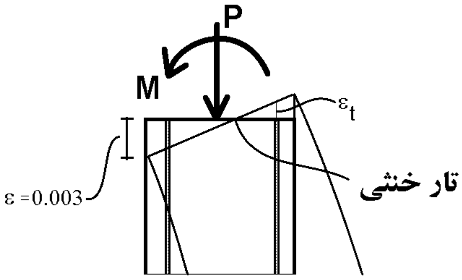
$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p)A_{pt} \qquad (22.4.3.1)$$

where $(f_{se} + \Delta f_p)$ shall not exceed f_{py}, and A_{pt} is zero for nonprestressed members.

ضرایب کاهش مقاومت در فشار و کشش:

مطابق شکل زیر در صورتی که همراه با نیروی محوری P، لنگر M نیز به مقطع وارد شود، به طوریکه کرنش در آخرین ردیف میلگرد کششی (ε_t) بیش از 0.005 باشد، ضریب کاهش مقاومت برابر $\varphi = 0.9$ خواهد بود. در غیر این صورت مطابق نمودار کاهش میابد:

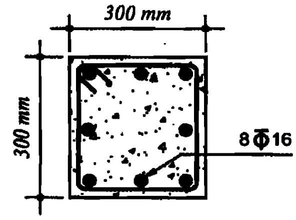




اگر لنگر وارد بر مقطع صفر و یا ناچیز باشد، کل مقطع تحت فشار خواهد بود و آرماتور کششی نخواهیم داشت. در این حالت مقدار φ برای ستونهای تنگ دار برابر 0.65 و برای ستون با دورپیچ برابر 0.75 خواهد بود.

محاسبات ۹۴

۳۵- نسبت حداکثر نیروی محوری فشاری مقاوم به حداکثر نیروی محوری کششی مقاوم یک ستون بتنی با مقطع شکل زیر با تنگ‌های موازی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ رده بتن C25 و فولاد میلگردها S400 است.



۱) 2.9

۲) 2.3

۳) 3.4

۴) 2.5

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 8^2 = 1607.68\, mm^2$$

مقاومت فشاری:

$$\varphi P_{nc} = \varphi(0.8P_0) = \varphi \times 0.8\left(0.85f_c'\left(A_g - A_s\right) + f_yA_s\right)$$
$$= 0.65 \times 0.8(0.85 \times 25(300^2 - 1608) + 400 \times 1607.68) = 1311\, kN$$

مقاومت کششی:

$$\varphi P_{nt} = 0.9P_{n,t} = 0.9\left(f_yA_s\right) = 0.9(400 \times 1607.68) = 578.8\, kN$$

$$\frac{\varphi P_{nc}}{\varphi P_{nt}} = 2.26$$

محاسبات-۹۱

۲۹- حداکثر نیروی محوری مقاوم ستون بتونی کوتاه با مقطع مربع و به ضلع ۴۰۰ mm؛ که با ۸ عدد آرماتور طولی به قطر ۲۵ mm مسلح شده، چند کیلونیوتن است؟ ($f_c = ۲۵MPa$ $f_y = ۴۰۰MPa$)

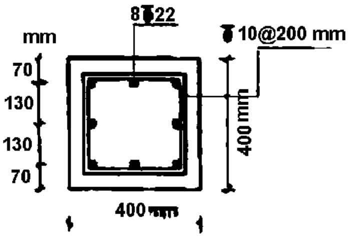
۱) **۲۵۴۱** ۲) ۲۶۷۱ ۳) ۲۷۱۶ ۴) ۲۷۶۱

$$\varphi P_{nc} = \varphi(0.8P_0) = \varphi \times 0.8\left(0.85f_c'\left(A_g - A_s\right) + f_yA_s\right)$$
$$= 0.65 \times 0.8(0.85 \times 25 \times (160000 - 8 \times 490.6) + 400 \times 8 \times 490.6) = 2541\, kN$$

محاسبات ۹۲

۲۹- مقطع روبرو برای یک ستون کوتاه مهارشده بتنی درجا که تحت اثر نیروی محوری ناشی از بارمرده برابر 1200 kN و نیروی محوری فشاری ناشی از بار زنده برابر 800 kN قرار دارد، طرح شده است. کدام عبارت در رابطه با طراحی مقطع ستون صحیح است؟

(فرض کنید بتن از رده C25 و میلگردها از نوع S400 می‌باشند.)



۱) مقطع ستون به علت کمبود مقاومت فشاری قابل قبول نیست.

۲) مقطع ستون به علت فاصله غیرمجاز آرماتورهای طولی قابل قبول نیست.

۳) مقطع ستون به علت نامناسب بودن فاصله آرماتورهای عرضی قابل قبول نیست.

۴) مقطع ستون قابل قبول است.

گزینه ۱

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 11^2 = 3039\, mm^2$$
$$A_g = 400 \times 400 - 3039 = 156960\, mm^2$$

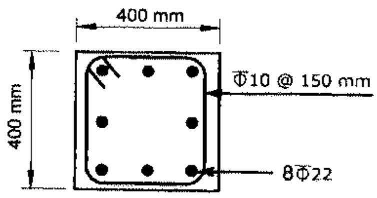
$$\varphi P_{nc} = \varphi(0.8P_0) = \varphi\left(0.8\left(0.85f_c'\left(A_g - A_s\right) + f_y A_s\right)\right)$$
$$= 0.65\left(0.8(0.85 \times 25 \times 156960 + 400 \times 3039)\right) = 2366\, kN$$

$$P_u = 1.2 \times 1200 + 1.6 \times 800 = 2720\, kN$$

$$2366 \ngtr 2720 \quad N.G.$$

محاسبات ۹۵

۲۰- در ستون بتنی درجا ریخته‌شده غیر لرزه‌بَر شکل زیر، حداکثر نیروی محوری مقاوم مقطع حدوداً چه مقدار است؟ (میلگردهای اصلی از نوع S500 و بتن از نوع C35 می‌باشند)



۱) 2356 kN

۲) 2982 kN

۳) 3312 kN

۴) 3982 kN

مثال: یک ستون کوتاه تحت اثر بار محوری $P_{dead} = 1000kN$ و $P_{Live} = 800kN$ قرار دارد. ابعاد مقطع ستون 400mm × 400mm می باشد.

مساحت میلگردهای طولی لازم برای این ستون را محاسبه نمایید (f'c=25 MPa)

$$Pu = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 1000 + 1.6 \times 800 = 2480\, KN$$

$$Pu \le \varphi Pn \ \rightarrow 2480 \le \varphi \times 0.8P_0$$

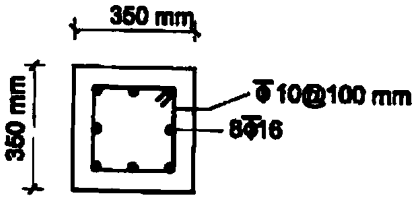
$$2480 \times 1000 \le \varphi \times \mathbf{0.8} \times \left[A_g \times 0.85f_c' + A_s\left(F_y - 0.85f_c'\right)\right] \xrightarrow{\varphi=0.65} A_s = 3615\, mm^2$$

ب) مساحت میلگردهای طولی لازم برای ستون فوق با فرض دایره ای بودن مقطع ستون و با فرض استفاده از دورپیچ (با مساحت معادل):

$$2480 \times 1000 \le \varphi \times \mathbf{0.85} \times \left[A_g \times 0.85f_c' + A_s\left(F_y - 0.85f_c'\right)\right] \xrightarrow{\varphi=0.75} A_s = 1294mm^2$$

محاسبات ۹۲

۳۵-نسبت مقاومت فشاری به مقاومت کششی ستونی با مقطع شکل زیر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر می‌باشد؟ $f_y = 400$ MPa و $f_c = 25$ MPa



۱) 2.88
۲) 2.38
۳) 1
۴) 3.6

$$A_s = 8 \times 3.14 \times 8^2 = 1607.68\, mm^2$$

مقاومت فشاری:

$$\varphi P_{nc} = \varphi(0.8P_0) = \varphi \times 0.8\left(0.85f_c'\left(A_g - A_s\right) + f_yA_s\right)$$
$$= 0.65 \times 0.8(0.85 \times 25(350^2 - 1608) + 400 \times 1607.68) = 1670\, kN$$

مقاومت کششی:

$$\varphi P_{nt} = 0.9P_{n,t} = 0.9\left(f_yA_s\right) = 0.9(400 \times 1607.68) = 578.8\, kN$$
$$\frac{\varphi P_{nc}}{\varphi P_{nt}} = 2.88$$

محاسبات ۸۳-پایه ۳

۳۴- در صورتیکه ابعاد یک ستون ۵۰×۵۰ سانتیمتری باندازه ۱۰٪ افزایش داده شود، ولی درصد فولاد برابر با یک درصد ثابت بماند، حداکثر ظرفیت بار محوری ستون چند درصد افزایش خواهد یافت؟ $f_c = 200kg/cm^2$ و $f_y = 4000kg/cm^2$

۱) حدود ۱۰٪ ۲) حدود ۱۵٪
۳) حدود ۲۰٪ ۴) حدود ۲۵٪

گزینه ۳

با افزایش ۱۰ درصدی در ابعاد، "مساحت" ستون ۲۱ درصد افزایش می یابد ($1.1 \times 1.1 = 1.21$) از طرفی با توجه به اینکه درصد میلگرد ثابت است (۱٪)، با افزایش مساحت مقطع، مساحت میلگردها نیز ۲۱ درصد افزایش خواهند یافت. بنابراین هم مساحت مقطع و هم مساحت میلگردها به میزان ۲۱ درصد افزایش یافته است و ظرفیت محوری نیز ۲۱ درصد افزایش خواهد یافت.

محاسبات ۸۹

۳۷- جهت طراحی یک ساختمان، ابعاد اولیه مقطع یک ستون در تحلیل $40^{cm} \times 40^{cm}$ منظور گردیده است، در زمان تیپ‌بندی ستونها ابعاد مقطع به $45^{cm} \times 45^{cm}$ افزایش یافته است. دراین صورت :

۱) در صورتی که ستون مذکور در طبقه نهایی باشد، نیاز به تحلیل مجدد نخواهد بود، در غیر این صورت باید تحلیل مجدد صورت پذیرد.
۲) به دلیل آنکه ابعاد ستون بزرگتر گردیده است نیازی به تحلیل مجدد نمی‌باشد.
۳) در صورتی که با افزایش سختی ستون، سختی تیرها را نیز افزایش دهیم نیاز به تحلیل مجدد نمی‌باشد.
۴) از آنجا که سختی مقطع حدوداً ۶۰٪ افزایش می‌یابد به تحلیل مجدد نیاز می‌باشد.

گزینه ۴

تمرین محاسبات ۸۶

۳۶- ابعاد مقطع یک ستون کوتاه ۵۰×۵۰ سانتیمتر است اگر این ابعاد ده درصد افزایش یابد و در صد فولاد آن برابر با یک درصد ثابت بماند، حداکثر ظرفیت بار محوری ستون چند در صد افزایش خواهد یافت؟

$f_y = 4000 \,{}^{kg}/_{cm^2}$ $f_{cc} = 200 \,{}^{kg}/_{cm^2}$

الف) حدود ۱۵٪ ب) حدود ۳۰٪ ج) حدود ۲۱٪ د) حدود ۱۲٪

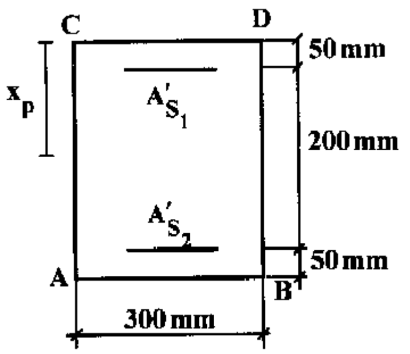
گزینه ۳

۱۱-استخراج منحنی اندر کنش

۱-۱۱- مرکز پلاستیک

محاسبات-۹۱

۲۶- در مقطع ستون روبه‌رو، فاصله‌ی مرکز پلاستیک تا وجه CD (x_p)، کدام است؟



$f_c = 25MPa$ $\quad A'_{s_1} = 2000mm^2$

$f_y = 400MPa$ $\quad A'_{s_2} = 1000mm^2$

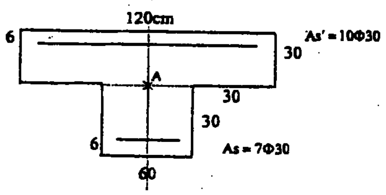
۱) ۱۲۵
۲) ۱۳۴
۳) ۱۴۳
۴) ۱۵۳

$$m = \frac{F_y}{0.85f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$X = \frac{A'_{s1} \times (m-1) \times 50 + A'_{s2} \times (m-1) \times 250 + (300 \times 300) \times 150}{A'_{s1} \times (m-1) + A'_{s2} \times (m-1) + 300 \times 300} = 137 \text{ mm}$$

محاسبات ۸۴-پایه ۳

۳۶- ستونی با مقطع شکل مقابل در نظر است. به این ستون در حالت حدی نهائی‌بار محوری $N_u = ۴۰۰T$ در امتداد محور گذرنده از نقطه A وارد می‌شود. بگوئید این بار چه لنگر خمشی در ستون ایجاد می‌کند؟



۱) صفر
۲) ۱۸٫۸ تن متر
۳) ۲۰٫۰ تن متر
۴) ۲۱٫۲ تن متر

البته باید در صورت سوال مشخصات بتن و فولاد ($f'_c \quad F_y$) ارائه میشد. با فرض $f'_c = 25\ MPa,\ F_y = 400MPa$ داریم:

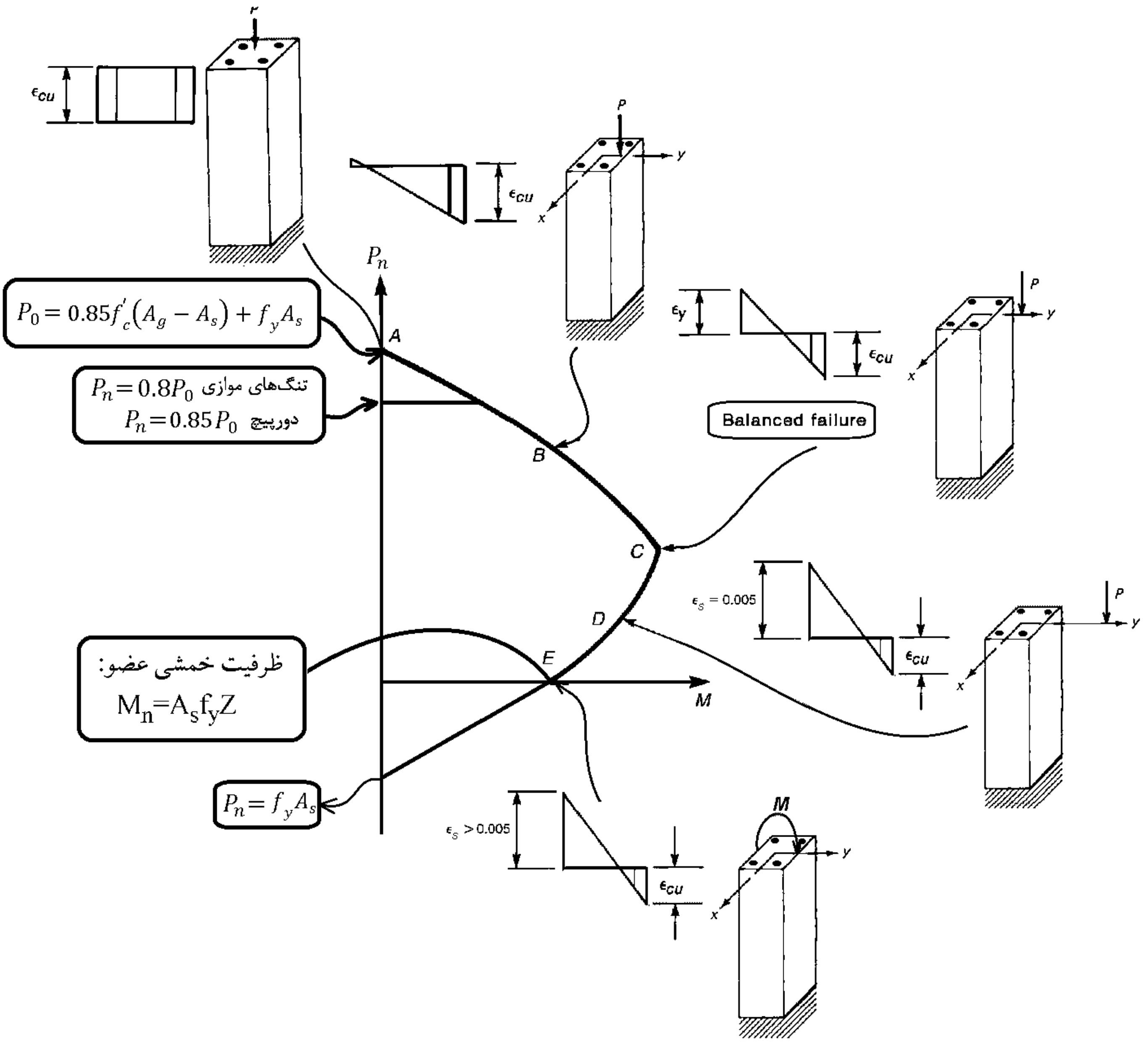
$$m = \frac{F_y}{0.85f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 25} = 18.82$$

$$\left.\begin{aligned} A_s &= 4945.5\ mm^2 \\ A'_s &= 7065\ mm^2 \end{aligned}\right\}$$

$$X = \frac{A_s \times (m-1) \times 60 + A'_s \times (m-1) \times 540 + (300 \times 600) \times 150 + (300 \times 1200) \times 450}{A_s \times (m-1) + A'_s \times (m-1) + (300 \times 600) + (300 \times 1200)} = 347\ mm$$

بنابراین خروج از مرکزیت برابر 347-300=47 mm می باشد. بنابراین لنگر برابر $M = 400 \times 0.047 = 18.8\ t.m$ می باشد.

۱۱-۲- منحنی اندرکنش



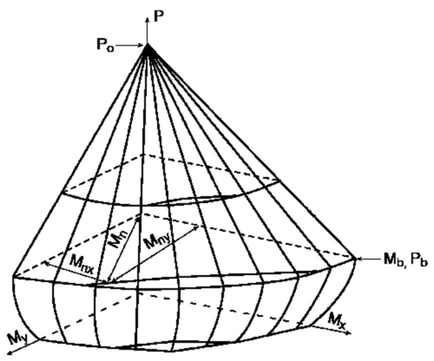


Figure 7-6 Biaxial Interaction Surface

- در ستونها ترکیبی از بار محوری P و لنگر خمشی M به مقطع وارد می شود.
- نقطه LC1 در شکل زیر ترکیب باری را نشان می دهد که در آن مقدار P حداکثر مقدار را در بین تمامی ترکیب بارها دارد.
- نقطه LC2 در شکل زیر ترکیب باری را نشان می دهد که در آن مقدار M حداکثر مقدار را در بین تمامی ترکیب بارها دارد.
- نقطه LC3 ترکیب باری است که در آن نه M و نه P حداکثر نیستند ولی تعیین کننده شکست همین ترکیب بار است.

نتیجه: الزاما ترکیب بار بحرانی ستونها مربوط به لنگر حداکثر و یا نیروی محوری حداکثر نمی باشد.

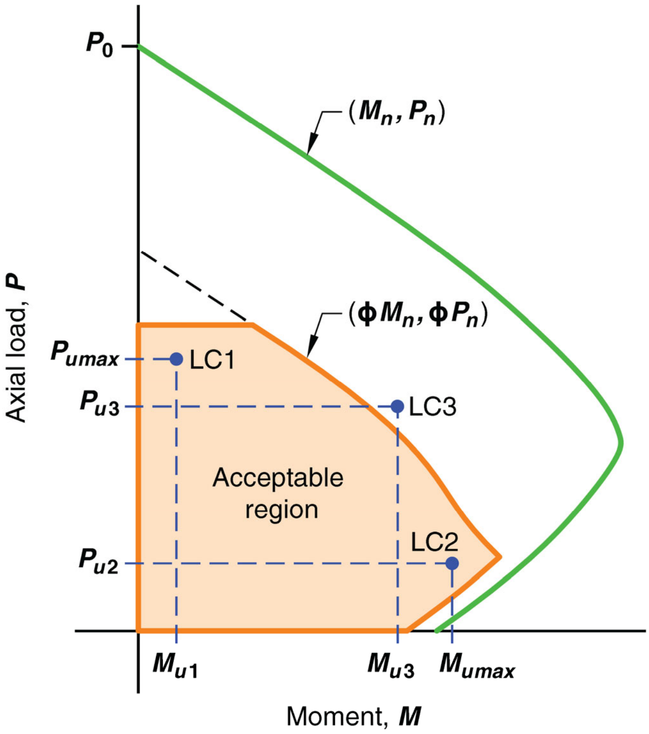
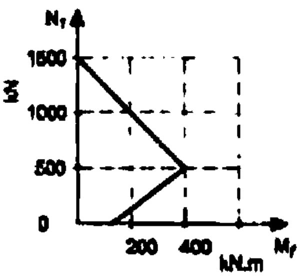


Fig. R10.4.2.1—Critical column load combination.

محاسبات ۹۲

۳۰ - منحنی اندرکنش فشار و خمش برای یک ستون کوتاه بتنی با تنگ بسته مطابق شکل روبرو داده شده است. نیروی محوری مقاوم مقطع به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 800 کیلونیوتن
۲) 1000 کیلونیوتن
۳) 1200 کیلونیوتن
۴) 400 کیلونیوتن

$$\varphi P_n = 0.8 \times 1500 = 1200\ kN$$

سرلسری ۹۶

۱۲۰- در طراحی خمشی ستون مربعی با آرایش متقارن هشت میلگرد، کاهش نمرهٔ میلگردهای میانی وجوه چه تأثیری در ظرفیت محوری و خمشی ستون دارد؟

۱) ظرفیت محوری و خمشی تغییری نمی‌کنند.

۲) ظرفیت محوری تغییری نکرده ولی خمشی کاهش می‌یابد.

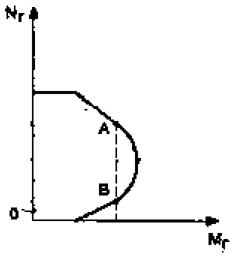
۳) ظرفیت محوری کاهش یافته ولی خمشی تغییری نمی‌کند.

۴) ظرفیت محوری و خمشی هر دو کاهش می‌یابند.

گزینه ۴

محاسبات ۹۳

۵- دو نقطه A و B در منحنی اندرکنش نیروی محوری فشاری (N_r) و لنگر خمشی (M_r) ستونی با مقدار لنگر خمشی یکسان مفروض است. در مورد این دو نقطه گزینه صحیح را انتخاب کنید.



۱) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در حالت A بیشتر از همان فاصله در حالت B می‌باشد.

۲) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در حالت A کمتر از همان فاصله در حالت B می‌باشد.

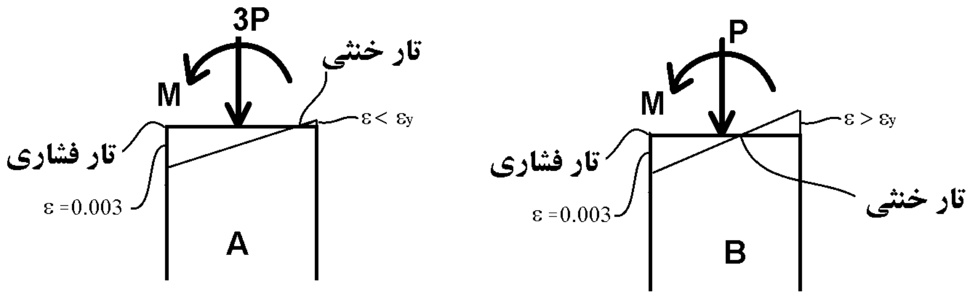
۳) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع در دو حالت A و B یکسان است.

۴) فاصله محور خنثی مقطع تا دورترین تار فشاری مقطع بستگی به نقاط روی منحنی اندرکنش ندارد.

گزینه ۱

در نقطه A مقطع در ناحیه کنترل فشار قرار دارد و بنابراین ناحیه کششی کوچکتر می باشد.

در نقطه B مقطع در ناحیه کنترل کشش قرار دارد و بنابراین ناحیه کششی بزرگتر می باشد.



محاسبات ۹۵

۲۴- در طراحی یک ستون بتنی درجا با مقطع دایره‌ای برای یک ترکیب بارگذاری خاص، تمام ضوابط فنی رعایت و نسبت S_u (نیروی ایجاد شده در مقطع یا نیروی نهایی موجود) به S_r (نیروی مقاوم مقطع)، با فرض استفاده از میلگردهای مارپیچ، 0.97 محاسبه شده است. اگر با رعایت تمام ضوابط فنی، در این ستون به جای میلگرد مارپیچ از تنگ‌های موازی معادل آن استفاده شود، در مورد نسبت S_u به S_r کدام گزینه صحیح خواهد بود؟ (توجه شود که در ترکیب بارگذاری موردنظر، برش نهایی در ستون در برابر نیروی مقاوم برشی مقطع ناچیز و غیرکنترل‌کننده می‌باشد)

۱) نسبت S_u به S_r ممکن است حداکثر به 1.19 برسد.

۲) نسبت S_u به S_r تغییر نمی‌کند.

۳) نسبت S_u به S_r کاهش می‌یابد.

۴) نسبت S_u به S_r حدود 15 درصد افزایش می‌یابد.

گزینه ۱

در صورتی که نیروی مورد نظر فشار خالص باشد، مقاومت فشاری ستون با تنگ کمتر از مقاومت همان ستون با دورپیچ می باشد:

$$\frac{S_u}{S_{r-\text{دورپیچ}}}=0.97 \qquad \rightarrow \qquad \frac{S_u}{S_{r-\text{تنگ}}}=\frac{S_u}{\frac{0.8\times0.65}{0.85\times0.75}S_{r-\text{دورپیچ}}}=\frac{0.97}{0.815}=1.19$$

ولی اگر نیروی وارد به صورت خمشی باشد، این نسبت تغییر نمی کند. بنابراین بسته به نوع نیروی وارد شده ممکن است این نسبت بین 0.97 تا 1.19 تغییر کند.

محاسبات ۸۹

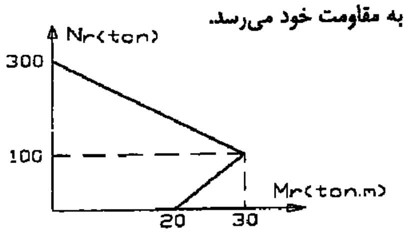
۳۵- منحنی اندرکنش لنگر خمشی- نیروی محوری یک ستون با مقطع مربع شکل به صورت زیر می‌باشد. اگر نیروهای وارد بر مقطع برابر N_u =۲۰۰ton , M_u =۱۵ton.m باشد کدامیک از عبارات زیر درخصوص مقطع این ستون صحیح است؟

۱) مقطع گسیخته می‌شود و همزمان تنش کششی در فولاد به حد تسلیم و تنش در بتن به مقاومت خود می‌رسد.

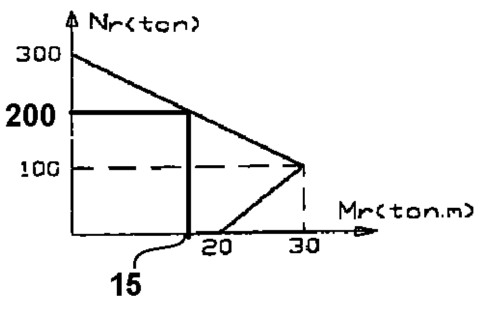
۲) مقطع گسیخته نمی‌شود.

۳) مقطع گسیخته می‌شود و تنش در فولاد به حد تسلیم می‌رسد.

۴) مقطع گسیخته می‌شود ولی تنش کششی در فولاد به حد تسلیم نمی‌رسد.



گزینه ۴. با توجه به اینکه نقطه شکست بالای نقطه بالانس است، فولادهای کششی تسلیم نمی شوند.



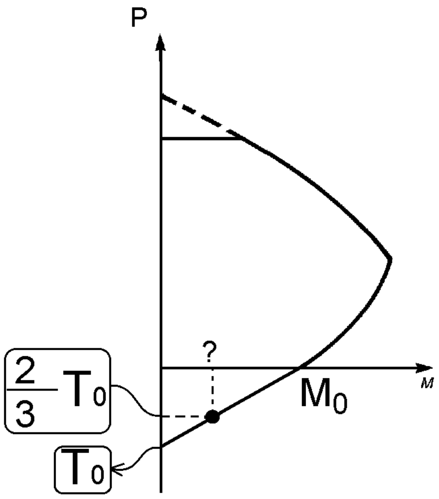
سراسری ۸۱

۵۷ در یک عضو بتن آرمهٔ تحت نیروی محوری کششی و لنگر خمشی، چنانچه ظرفیت مقطع تحت نیروی کششی خالص برابر T_0، و ظرفیت مقطع تحت لنگر خمشی خالص برابر M_0 باشد، ظرفیت خمشی مقطع تحت بار کششی $\frac{2}{3}T_0$ تقریباً با کدام گزینه برابر خواهد بود؟

۱) $\frac{1}{3}M_0$ ۲) M_0 ۳) $\frac{2}{3}M_0$ ۴) $\frac{1}{2}M_0$

گزینه ۱

قسمت تحتانی نمودار اندرکنش که مربوط به اندرکنش کشش و خمش می باشد، تقریبا خطی است. در این صورت لنگر مقاوم مقطع برابر $\frac{1}{3}M_0$ خواهد بود.



سراسری ۹۸

۱۲۴- ستون بتن آرمهای در کشش خالص دارای ظرفیت باربری 1000kN و در فشار خالص دارای ظرفیت باربری 3100kN است. اگر ظرفیت فشاری و خمشی مقطع در حالت متوازن (بالانس) به‌ترتیب 600kN و 160kN.m باشد، میزان ظرفیت خمشی خالص این ستون حدوداً چند kN.m است؟

۱) ۱۰۰

۲) ۱۵۰

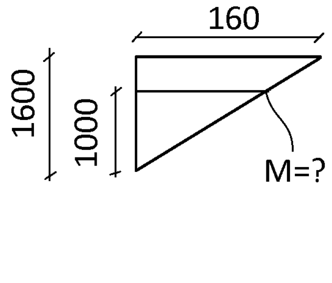
۳) ۲۰۰

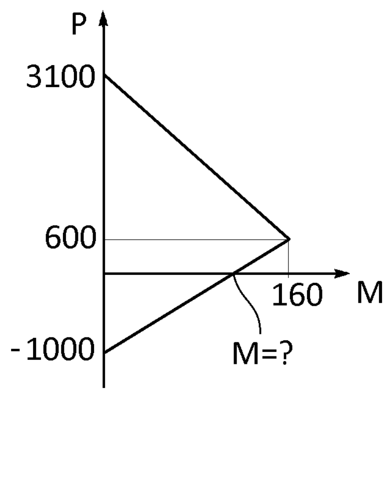
۴) ۲۵۰

گزینه ۱

به صورت تقریبی میتوان نمودار اندرکنش را به صورت خطی در نظر گرفت. این تقریب در ناحیه کنترل کشش تا حدی قابل قبول هست ولی در ناحیه کنترل فشار چنین تقریبی قابل قبول نمی باشد. در شکل زیر نمودار اندرکنش با فرض خطی بودن نمودار ترسیم شده است.

$$\frac{M}{160} = \frac{1000}{1600} \quad \rightarrow \quad M = 100$$

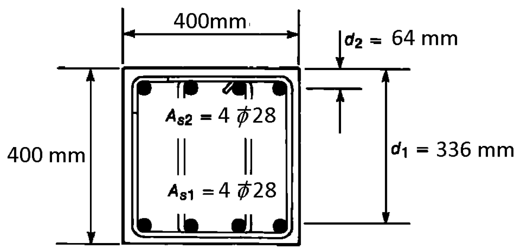


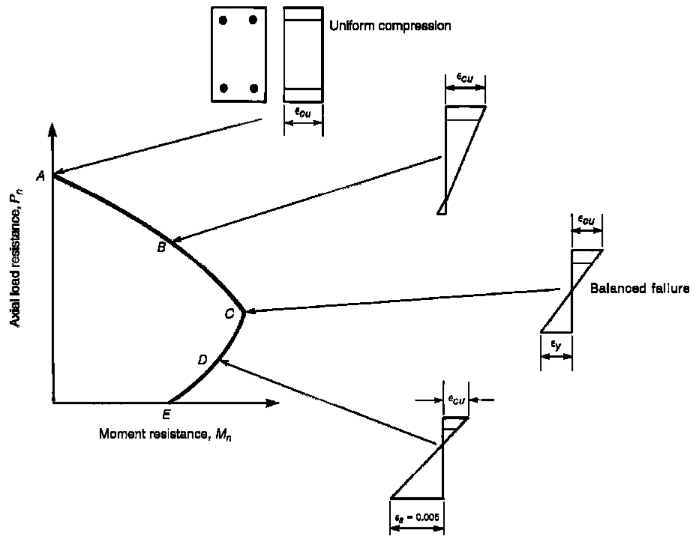


مثال:

نمودار اندرکنش خمش و نیروی محوری را برای مقطع زیر رسم نمایید:

$$Ag = 400 \times 400 = 160000\,mm^2$$
$$As1 = As2 = 4\pi \times 14^2 = 2462\,mm^2$$
$$f_c' = 25MPa$$
$$F_y = 400MPa$$



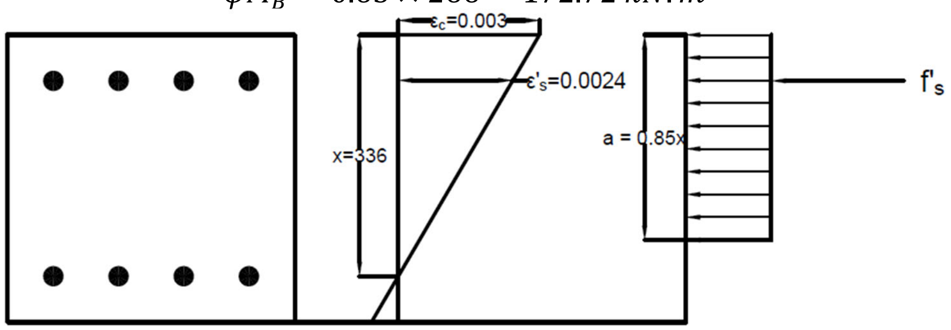


۱- محاسبه مقاومت فشاری ستون (نقطه A)

$$P_0 = 0.85 \times 25(160000 - 2 \times 2462) + 400 \times (2462 \times 2) = 5265729\,N = 5265kN$$

۲- محاسبه مقاومت فشاری و خمشی در نقطه B

$$\varepsilon_{S1} = 0$$
$$\varepsilon_{S2} = \frac{(336 - 64)}{336} \times 0.003 = 0.0024$$
$$a = 0.85x = 0.85 \times 336 = 285.6\,mm$$
$$C_c = (285.6 \times 400) \times (0.85 \times 25) = 2427.6\,kN$$
$$C_S = 2462 \times (400 - 0.85 \times 25) = 932864.5 = 933\,kN$$
$$P_B = C_c + C_S = 2427.6 + 933 = 3360\,kN$$
$$\varphi P_B = 0.65 \times 3360 = 2184\,kN$$
$$M_B = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_S \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) = 265728295 = 266\,kN.m$$
$$\varphi M_B = 0.65 \times 266 = 172.72\,kN.m$$



۳- محاسبه مقاومت فشاری و خمشی در نقطه C

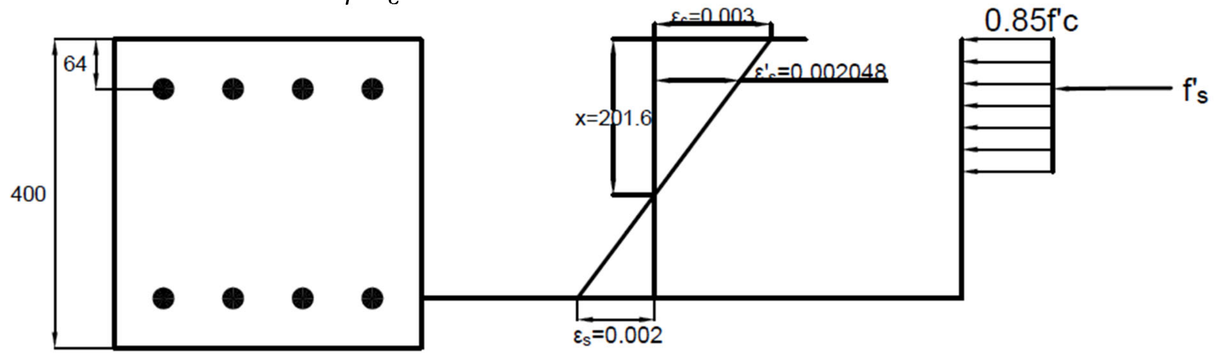
$$\varepsilon_{s1} = 0.002$$
$$\varepsilon_{s2} = 0.002048$$
$$x = \frac{3}{5} \times 336 = 201.6\, mm$$
$$a = 0.85x = 0.85 \times 201.6 = 171.36\, mm$$

$$C_c = (171.36 \times 400) \times (0.85 \times 25) = 1456.56\, kN$$

$$C_S = 2462 \times (400 - 0.85 \times 25) = 932864.5 = 932.9\, kN$$
$$T_S = 2462 \times (400) = 985203 = 985.2\, kN$$

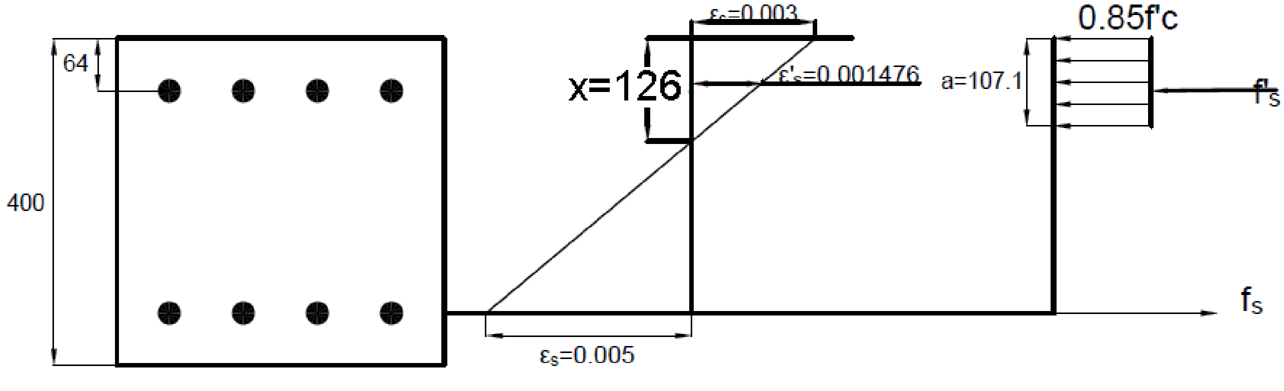
$$P_C = C_c + C_S - T_s = 1456.56 + 932.9 - 985.2 = 1404\, kN$$
$$\varphi P_C = 0.65 \times 1404 = 912.7\, kN$$

$$M_C = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_S \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) + T_S \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 427371184 = 427.37\, kN.m$$
$$\varphi M_C = 0.65 \times 427.37 = 277.79\, kN.m$$



۴- محاسبه مقاومت فشاری و خمشی در نقطه D

$$\varepsilon_{s1} = 0.005$$
$$\varepsilon_{s2} = 0.001476$$
$$x = \frac{3}{8} \times 336 = 126\, mm$$
$$a = 0.85x = 0.85 \times 126 = 107.1\, mm$$
$$C_c = (107.1 \times 400) \times (0.85 \times 25) = 910.35\, kN$$
$$C_S = 2462 \times (0.001476 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25) = 674.83\, kN$$
$$T_S = 2462 \times (400) = 985.2\, kN$$
$$P_D = C_c + C_S - T_s = 910.35 + 674.83 - 985.2 = 599.98\, kN$$
$$\varphi P_D = 0.9 \times 599.98 = 540\, kN.m$$
$$M_D = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_S \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) + T_S \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 359.086\, kN.m$$
$$\varphi M_D = 0.9 \times 359.086 = 323.18\, kN.m$$



۵- محاسبه مقاومت خمشی در نقطه E

$$C_c = (0.85 \times x \times 400) \times (0.85 \times 25) = 7225 \ \times x \ \ N$$

$$C_S = 2462 \times \left(\frac{x - d'}{x} \times 0.003 \times E - 0.85 \times 25\right)$$

$$= 2462 \times \left(\frac{x - 64}{x} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25\right) \ N$$

$$T_S = 2462 \times (400) = 985203 \ N985.2 \ kN$$

$$P_D = C_c + C_S - T_s = 0 \qquad \rightarrow \ C_c + C_S = T_s$$

$$7225x + \ 2462 \times \left(\frac{x - 64}{x} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25\right) = 985203 \qquad \rightarrow \quad x = 87.9333 \ mm$$

$$C_c = 7225x = 635.32 \ kN$$

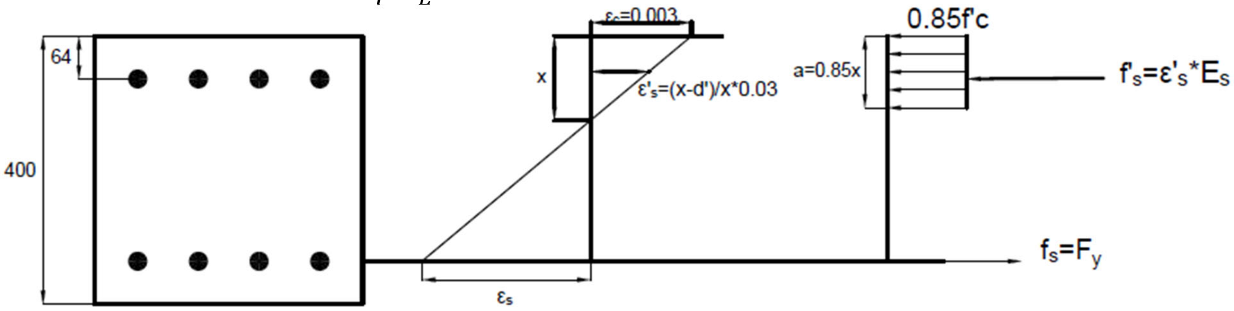
$$C_S = 2462 \times \left(\frac{x - 64}{x} \times 0.003 \times 2 \times 10^5 - 0.85 \times 25\right) = 349.88 \ kN$$

$$a = 0.85x = 74.74mm$$

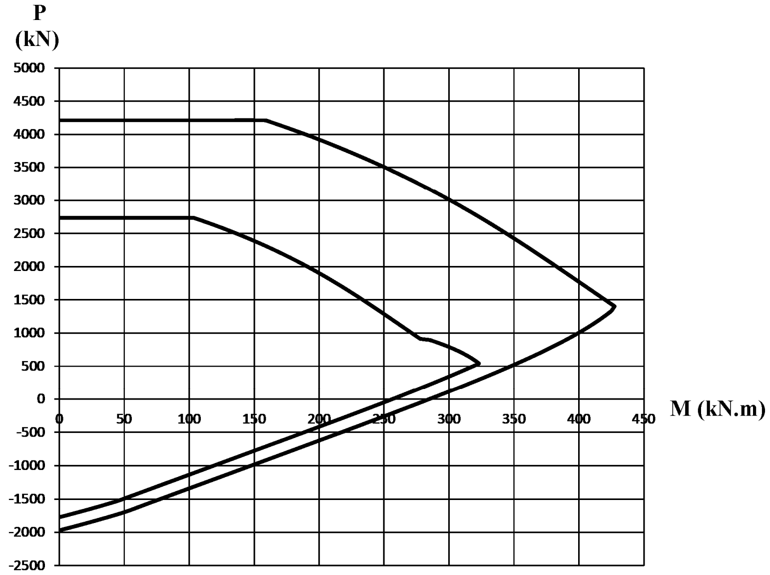
$$M_E = C_c \times \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + C_S \times \left(\frac{h}{2} - 64\right) + T_S \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 284.89 \ kN.m$$

$$M_E = C_c \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_S \times (d - 64) = 284.89 \ kN.m$$

$$\varphi M_E = 0.9 \times 284.89 = 256.4 \ kN.m$$



۶- منحنی اندرکنش مثال قبل پس از اعمال ضرایب کاهش مقاومت در شکل زیر رسم شده است.



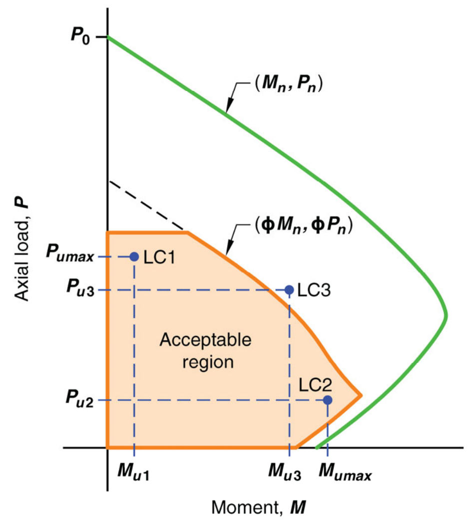
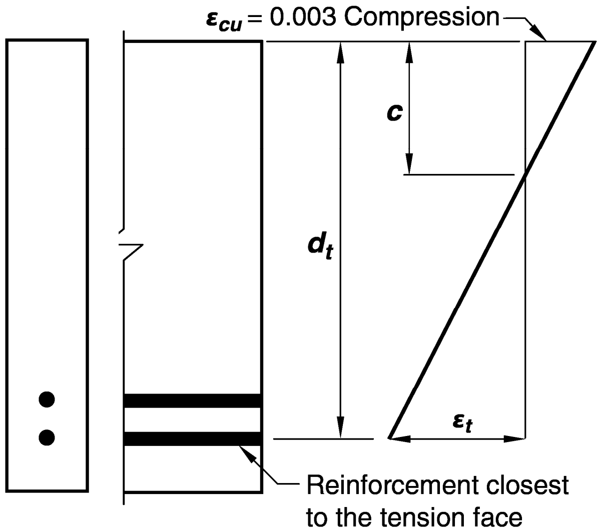


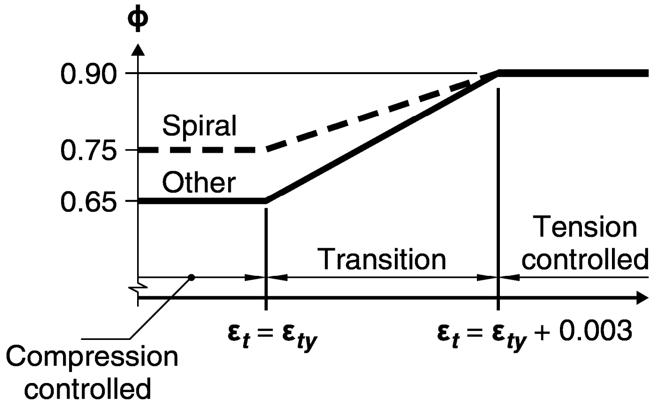
Fig. R10.4.2.1—Critical column load combination.

Table 21.2.2—Strength reduction factor ϕ for moment, axial force, or combined moment and axial force

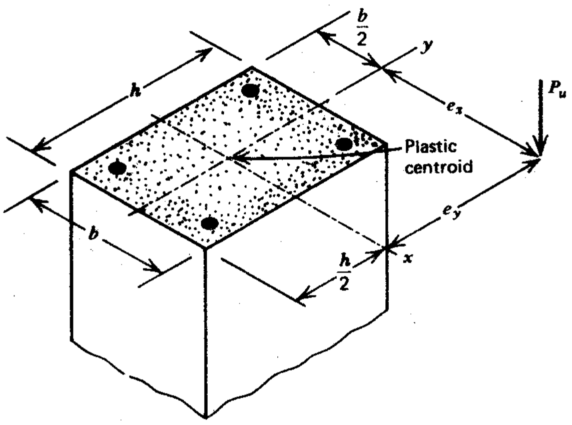
Net tensile stain ε_t	Classification	ϕ — Type of transverse reinforcement: Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\varepsilon_t \le \varepsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} + 0.003$	Transition[1]	$0.75 + 0.15\dfrac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25\dfrac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\varepsilon_t \ge \varepsilon_{ty} + 0.003$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

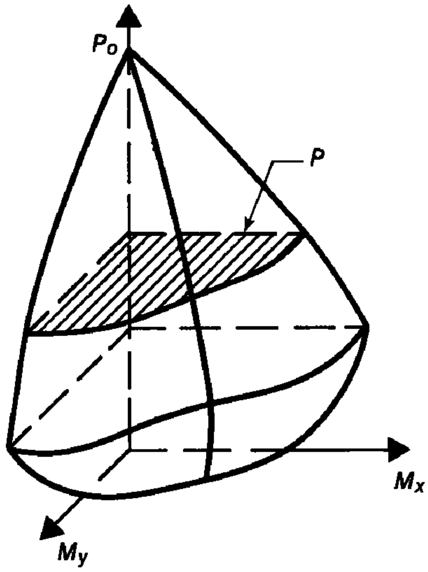
[1]For sections classified as transition, it shall be permitted to use ϕ corresponding to compression-controlled sections.



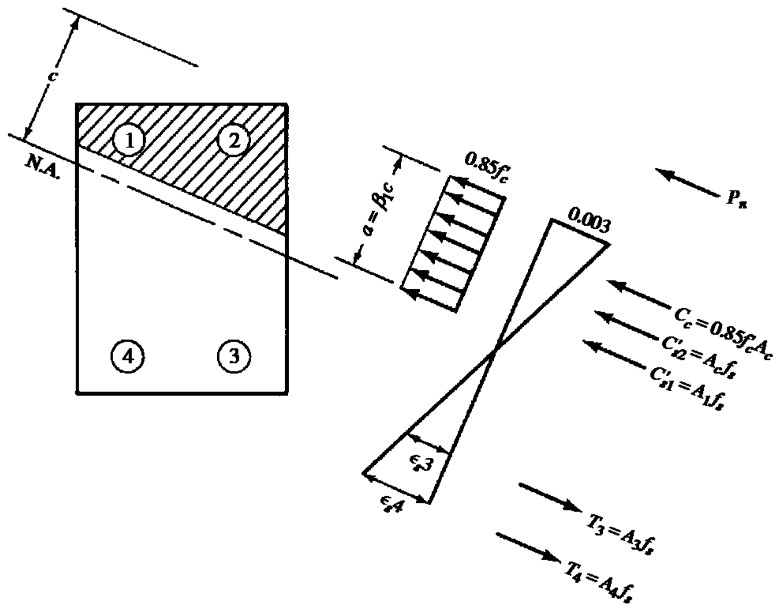


۱۲-خمش دو محوره همراه با نیروی محوری



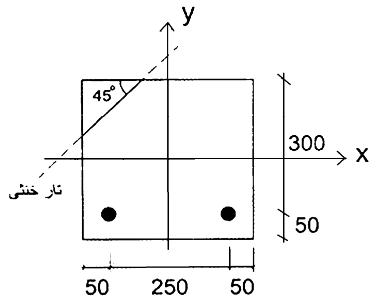


۱-۱۲- روش سازگاری کرنش



محاسبات ۹۸

۳۴- اگر تیر بتن مسلح شکل زیر با بتن درجا از بتن رده C40 و فولاد رده S400 تحت اثر خمش دو محوره قرار بگیرد به‌طوری‌که محور خنثی به موازات قطر مقطع باشد، مقدار مؤلفه‌های لنگر خمشی مقاوم، حول محور x و حول محور y به‌ترتیب برحسب kN.m به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟ (قطر آرماتورها برابر 20 میلی‌متر بوده و اندازه‌ها در شکل به میلی‌متر است).



۱) 44 و 17

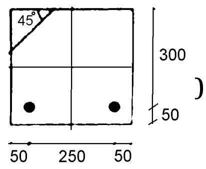
۲) 34 و 34

۳) 49 و 15

۴) 35 و 41

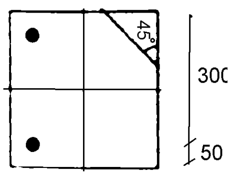
پاسخ در گزینه موجود نیست (سطح سوال به علت جدید بودن آن سخت)

روش تقریبی: با توجه به درصد پایین میلگرد استفاده شده، بازوی خمش را می توان تقریبا برابر 09d در نظر گرفت.



C

$$\varphi M_{nx} = \varphi A_s F_y Z$$
$$= 0.9(615)(400)(0.9 \times 30$$
$$).9 \times 300)$$
$$= \mathbf{59.78\ kN.m}$$

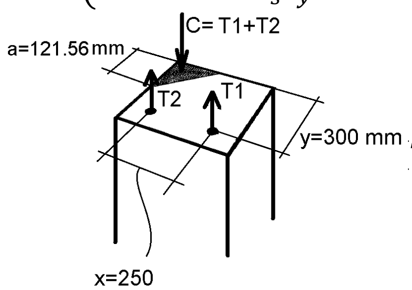


$$\varphi M_y = \varphi A_s F_y Z$$
$$=$$
$$= \mathbf{30.52\ kN.m}$$

روش دقیق:

جهت محاسبه لنگر مقاوم مقطع باید مقدار a درشکل بدست آید. ابتدا فرض می شود میلگرد ها به تسلیم برسند در این صورت مقدار a باید چنان باشد که مقدار فشار برابر 214 kN بدست آید:

$$\left\{\begin{matrix} C = \dfrac{a^2}{2} \times 0.85 f_c = \dfrac{a^2}{2} \times 0.85 \times 40 = 17a^2 \\ T1 + T2 = A_s F_y = 2 \times 314 \times 400 = 251200\ N \end{matrix}\right\} C = T1 + T2 \quad \rightarrow a = 121.558\ mm$$



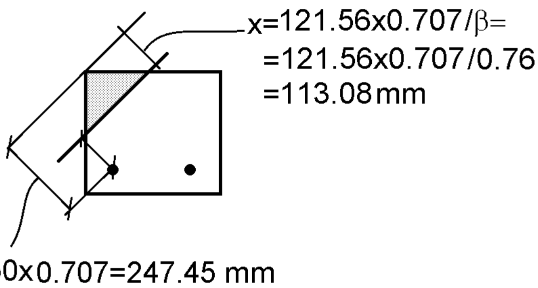
$$T2) \times \left(300 - \frac{a}{3}\right) = (251.5\ kN) \times \left(300 - \frac{121.56}{3}\right) = \mathbf{65.26\ kN.m}$$

$$T1) \times \left(300 - \frac{a}{3}\right) + (T2) \times \left(50 - \frac{a}{3}\right) =$$

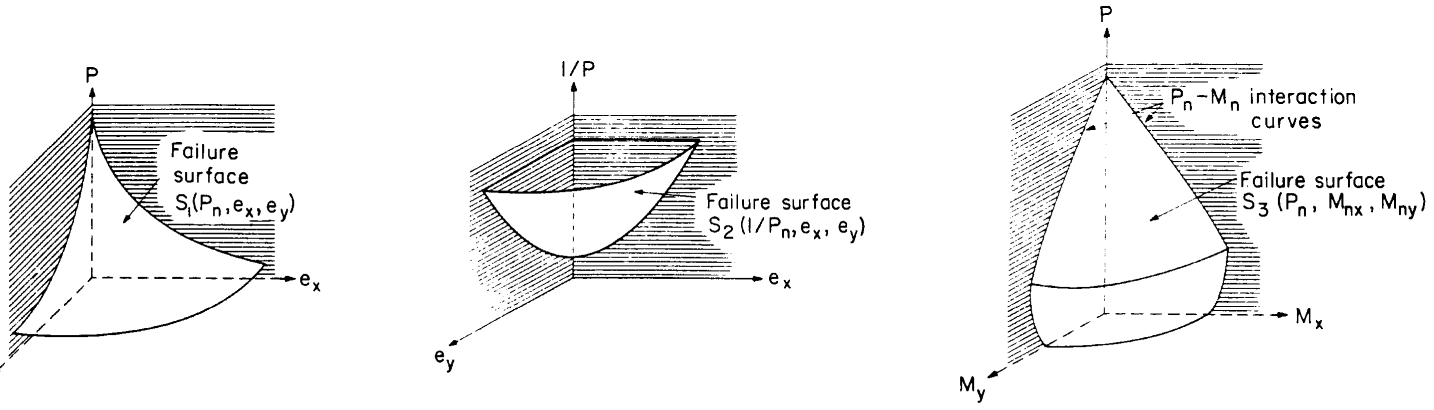
$$\times \left(300 - \frac{121.56}{3}\right) + (125.6\ kN) \times \left(50 - \frac{121.56}{3}\right) = \mathbf{33.78\ kN.m}$$

کنترل تسلیم شدن میلگردها:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{247.45 - 113.08}{113.08} \times 0.003 = 0.0035 > 0.002 \qquad OK$$



۱۲-۲- روش بار معکوس



(a) Failure Surface S_1 (b) Reciprocal Failure Surface S_2 (c) Failure Surface S_3

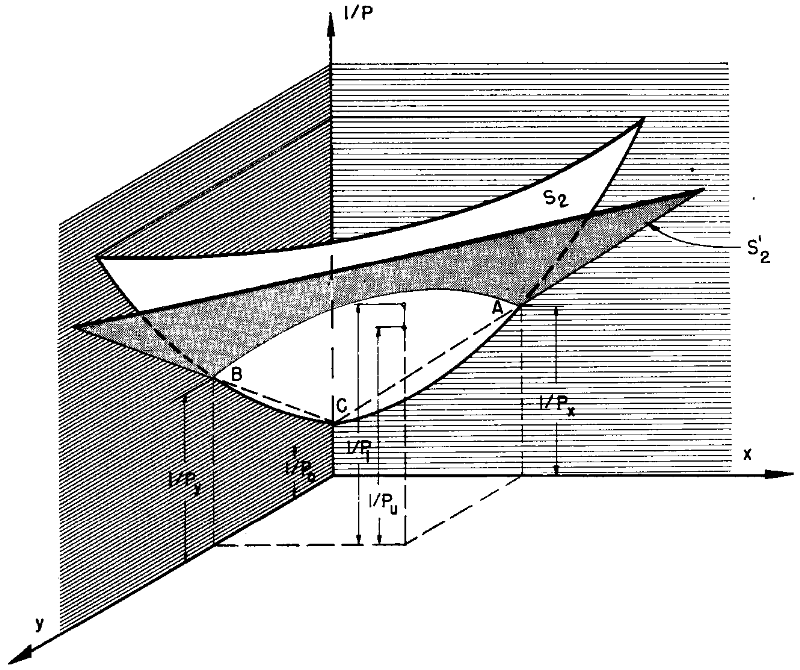


Figure 7-10 Reciprocal Load Method

$$\frac{1}{P_n} + \frac{1}{P_o} \approx \frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}}$$

Po: ظرفیت محوری خالص فشاری ستون

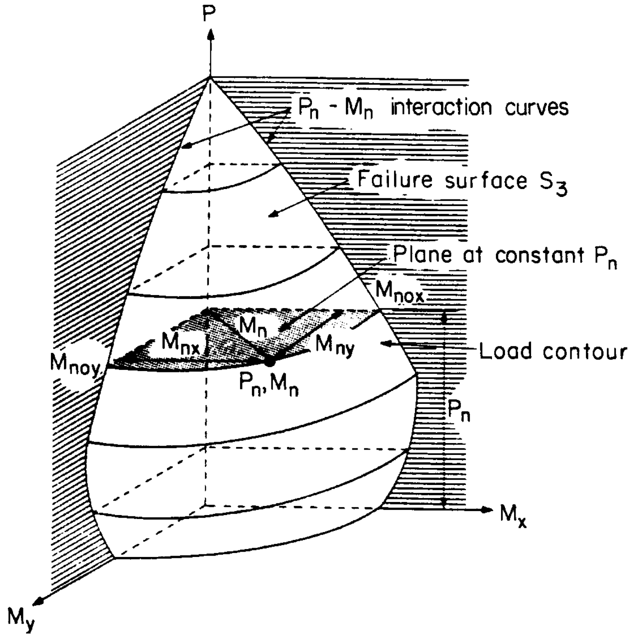
P_n: ظرفیت محوری ستون تحت اثر لنگرهای همزمان Mx و My

This equation is simple in form and the variables are easily determined. Axial load strengths P_o , P_{ox} , and P_{oy} are determined using any of the methods presented above for uniaxial bending with axial load. Experimental results have shown the above equation to be reasonably accurate when flexure does not govern design. The equation should only be used when:

$$P_n \geq 0.1 f'_c A_g \qquad (8)$$

۳-۱۲- منحنی های هم بار

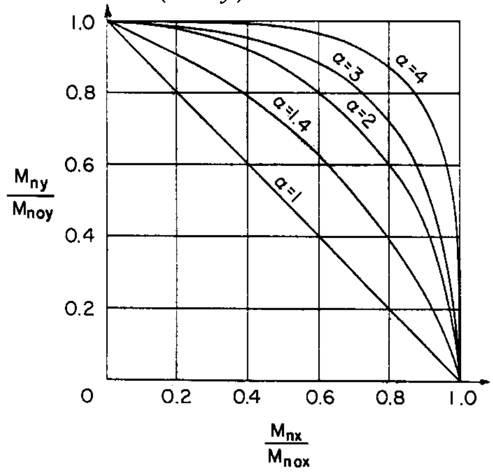
$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}}\right)^{\beta}=1.0$$



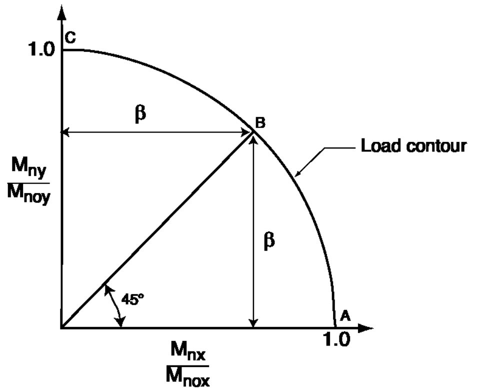
طبق توصیه برسلر می توان از رابطه زیر استفاده کرد ($\alpha=\beta$):

Bresler indicated that, typically, α varied from 1.15 to 1.55, with a value of 1.5 being reasonably accurate for most square and rectangular sections having uniformly distributed reinforcement:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{n0x}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{ny}}{M_{n0y}}\right)^{\alpha}=1$$

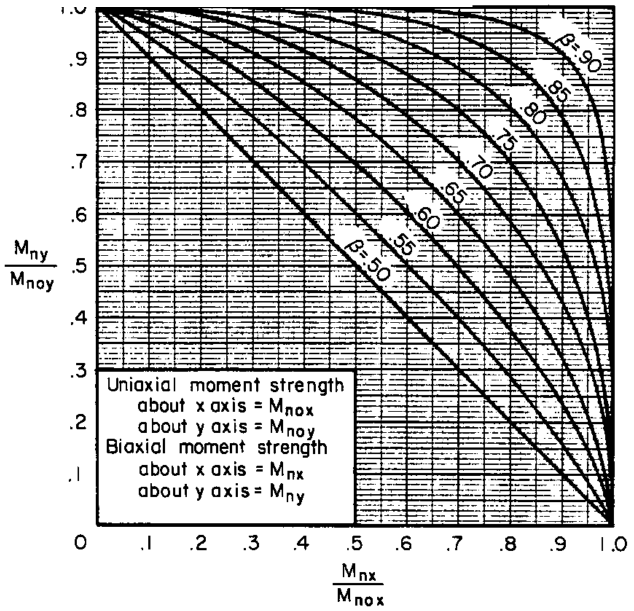


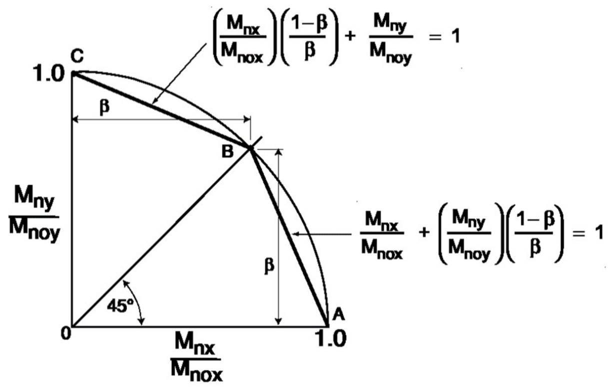
۱۲-٤- روش منحنی هم بار PCA



$$\beta)^{\alpha} + (\beta)^{\alpha} = 1 \quad \rightarrow \quad (\beta)^{\alpha} = 0.5 \quad \rightarrow \quad \alpha Ln(\beta) = Ln0.5$$

$$Ln(\beta^{\alpha}) = Ln0.5 \qquad \beta = 0.5^{\left(\frac{1}{\alpha}\right)}$$





$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}}\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) + \frac{M_{ny}}{M_{noy}} = 1 \text{ for } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{M_{noy}}{M_{nox}}$$

$$M_{nx}\left(\frac{M_{noy}}{M_{nox}}\right)\left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) + M_{ny} = M_{noy}$$

$$\Downarrow$$

$$M_{nx} \quad \frac{b}{h} \quad \left(\frac{1-\beta}{\beta}\right) + M_{ny} \approx M_{noy}$$

For lightly loaded columns, β will generally vary from 0.55 to about 0.70. Hence, a value of 0.65 for β is generally a good initial choice in a biaxial bending analysis.

مثال) مقطع مناسب برای یک ستون تحت اثر بارهای داده شده تعیین نمایید.

$$P_u = 5400\ kN \qquad M_{ux} = 411.48\ kN.m \qquad M_{uy} = 171.45\ kN.m$$

حل با روش منحنی هم بار:

با توجه به بار محوری، ابعاد مقطع تخمین زده می شود:

$$A_c > \frac{5400000}{0.45(28+.01\times 400)} = 372670mm^2 \quad \rightarrow \quad USE\ \ 600\times 600\ mm$$

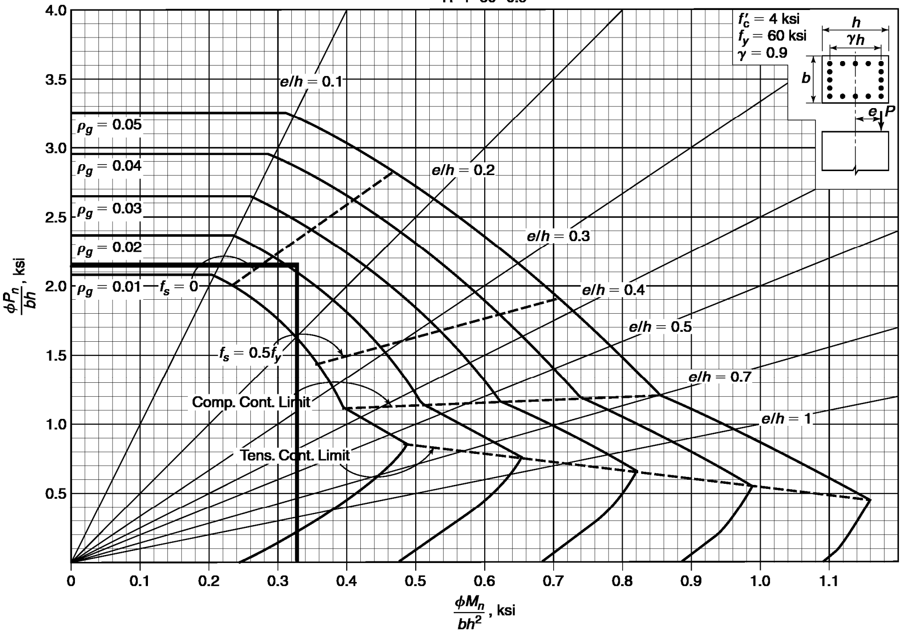
$$\gamma = \frac{600-2\times 64}{600} = 0.787$$

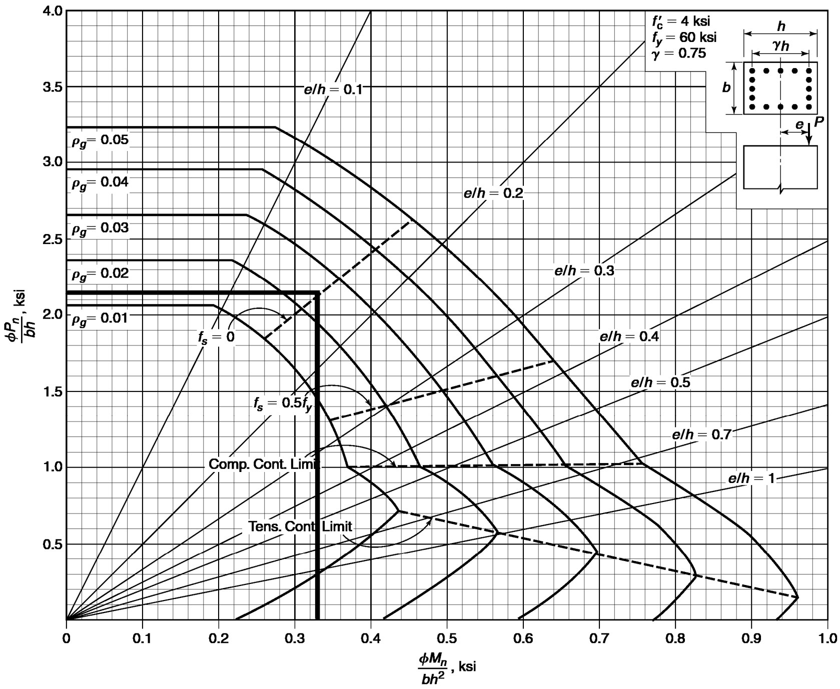
$$P_u = 5400\ kN \quad , \quad Moux = 411.48 + \frac{1-0.65}{0.65}\times 171.45 = \ 503.8\ kN.m$$

$$\frac{P_u}{bh} = \frac{5400000}{600\times 600} = 15\ MPa = 2.14\ ksi \quad , \quad \frac{Moux}{bh^2} = \frac{503.8\times 10^6}{600^3} = 2.33MPa = 0.33\ ksi$$

$$Use\ \ 16\ \ \varphi 28 \quad \rightarrow 2.73\%$$

R–4–60–0.9





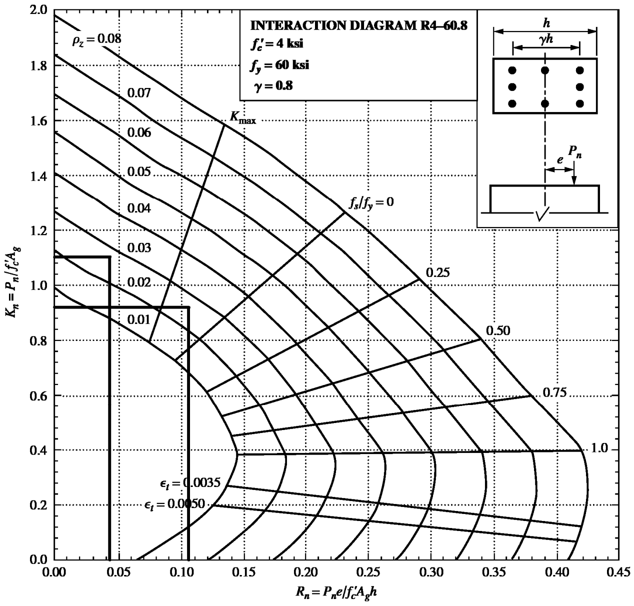
کنترل مقطع انتخاب شده در مثال قبل با روش بار معکوس:

$$P_0 = 0.85f_c'(600^2) + (F_y - 0.85f_c')9852 = 12471.37\ KN$$

$$\frac{Mnx}{f_c' bh^2} = \frac{411.48 \times 10^6}{0.65 \times 28 \times 600^3} = 0.105 \quad \rightarrow \frac{P_{nx}}{f_c' bh} = 0.92$$

$$P_{nox} = 0.92 \times 28 \times 600^2 = 9273600\ \text{N} = 9273.6\ \text{kN}$$

$$\frac{Mny}{f_c' bh^2} = \frac{171.45 \times 10^6}{0.65 \times 28 \times 600^3} = 0.0436 \quad \rightarrow \frac{P_{ny}}{f_c' bh} = 1.1$$



$$P_{noy} = 1.1 \times 28 \times 600^2 = 11088000\ \text{N} = 11088\ \text{kN}$$

$$\frac{1}{12471} + \frac{1}{P_n} = \frac{1}{9274} + \frac{1}{11088} \quad \rightarrow \quad P_n = 8486\ kN \quad \rightarrow \varphi P_n = 5516.1\ kN$$

۱۳-ستونهای لاغر

$$\beta_{ds}=\frac{\text{maximum factored sustained shear within a story}}{\text{maximum factored story shear associated with the same load combination}}$$

$$(EI)_{eff}=\frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{ds}}$$

$$(EI)_{eff}=\frac{(0.2E_cI_g+E_sI_{se})}{1+\beta_{ds}}$$

$$(EI)_{eff}=\frac{E_cI}{1+\beta_{ds}}$$

$\sum P_u$ is the summation of all the factored vertical loads in a story

For $\psi_m<2,\ k=\frac{20-\psi_m}{20}\sqrt{1+\psi_m}$

For $\psi_m>2,\ k=0.9\sqrt{1+\psi_m}$

$$P_c=\frac{\pi^2(EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

(a) $\delta_s=\dfrac{1}{1-Q}\ge 1$

(b) $\delta_s=\dfrac{1}{1-\dfrac{\Sigma P_u}{0.75\Sigma P_c}}\ge 1$

(c) Second-order elastic analysis

If δ_s exceeds 1.5, only (b) or (c) shall be permitted

$\sum P_c$ is the summation for all sway-resisting columns in a story

Δ_o first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to V_{us}.

$\sum P_u$ total factored vertical load

$$Q=\frac{\Sigma P_u\Delta_o}{V_{us}\ell_c}$$

V_{us} horizontal story shear

$Q>0.05$:

- $\dfrac{k\ell_u}{r}>22$ ⇨ $M_1=M_{1ns}+\delta_sM_{1s}$, $M_2=M_{2ns}+\delta_sM_{2s}$
  - M_1 shall not exceed $1.4(M_{1ns}+M_{1s})$
  - M_2 shall not exceed $1.4(M_{2ns}+M_{2s})$
- $\dfrac{k\ell_u}{r}\le 22$ ⇨ $M_1=M_1 \quad M_2=M_2$

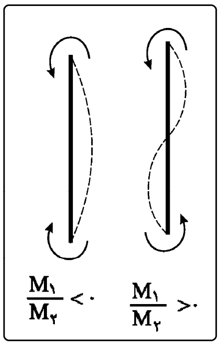
$Q\le 0.05$:

- $\dfrac{k\ell_u}{r}\le Min\left(40,\ \dfrac{k\ell_u}{r}\le 34+12(M_1/M_2)\right)$ ⇨ $M_c=M_2$
- $\dfrac{k\ell_u}{r}> Min\left(40,\ \dfrac{k\ell_u}{r}\le 34+12(M_1/M_2)\right)$ ⇨ $M_c=\delta(M_2\ ,\ \boldsymbol{M_{2,min}})$

δ shall not exceed 1.4

$M_{2,min}=P_u(15+0.03h)$

$$\delta=\frac{C_m}{1-\dfrac{P_u}{0.75P_c}}\ge 1.0$$



columns without transverse loads between supports: $C_m=0.6-0.4\dfrac{M_1}{M_2}$

columns with transverse loads between supports. $C_m=1.0$

For nonsway members, k shall be permitted to be taken as 1.0

$$P_c=\frac{\pi^2(EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

$$(EI)_{eff}=\frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}}$$

$$(EI)_{eff}=\frac{(0.2E_cI_g+E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}}$$

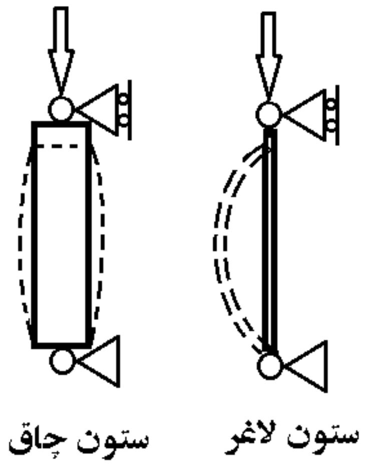
$$(EI)_{eff}=\frac{E_cI}{1+\beta_{dns}}$$

$$\beta_{dns}=\frac{\text{maximum factored sustained axial load}}{\text{maximum factored axial load associated with the same load combination}}$$

پارامترهای تاثیر گذار در مقاومت ستونهای لاغر

- لاغری ستون $(\frac{kl_u}{r})$
- EI_{eff} ستون
- شکل دیاگرام لنگر در ستونهای مهار شده (Cm)
- خزش (ضریب β)
- طبقه ای که ستون در آن قرار گرفته است مهار شده است یا مهار نشده

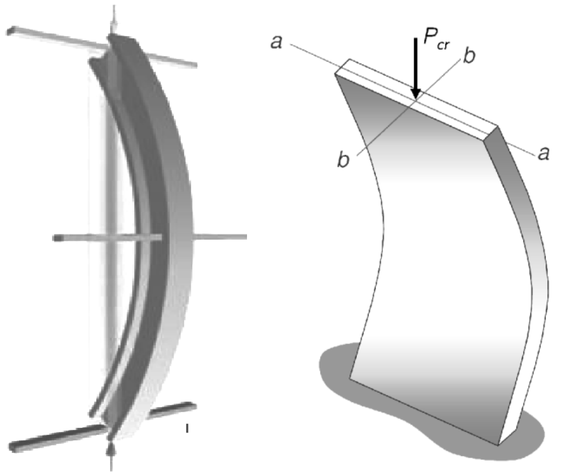
کدامیک از این دو رابطه تعیین کننده مقاومت ستون است؟ $P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ $P = A_c(0.85f_c') + A_sF_y$



مقاومت فشاری ستون چاق (کوتاه) از رابطه $A_c(0.85f_c') + A_sF_y$ بدست می آید. یعنی تا جایی نیرو تحمل می کند که "له" شود.

مقاومت فشاری ستون لاغر از رابطه $P = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$ بدست می آید. یعنی تا جایی نیرو تحمل می کند که کمانش کند.

در ستونهای زیر محور کمانش کدام است؟

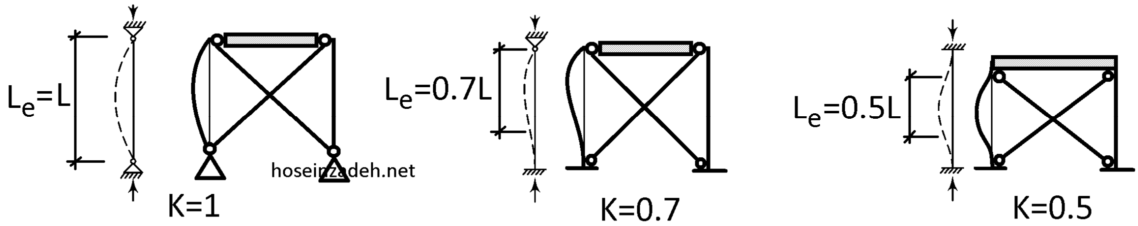


۱۳-۱- ضریب K

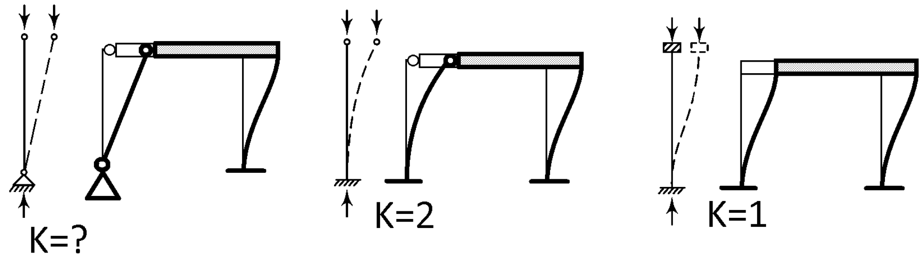
در سه سازه زیر، ستونها مهار شده هستند (به جهت وجود مهاربند).

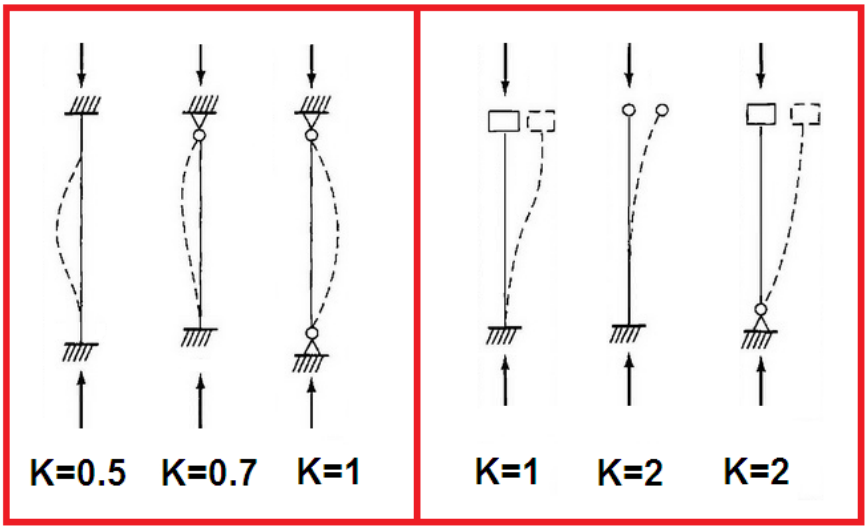
در هر سه سازه تیر صلب فرض شده است.

بسته به شرایط تکیه گاهی ستون (گیردار یا مفصلی بودن)، شکل کمانش و ضریب طول موثر متفاوت شده است.



در سه سازه زیر، ستونها مهار نشده هستند.

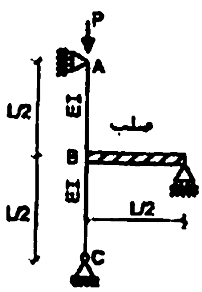




مهار انتقالی دارد. مهار انتقالی ندارد.

محاسبات آذر ۹۲

۵۳-در سازه نشان داده شده در شکل، ضریب طول مؤثر ستون AB به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟



۱) 4

۲) 1

۳) 2

۴) 0.5

گزینه ۳

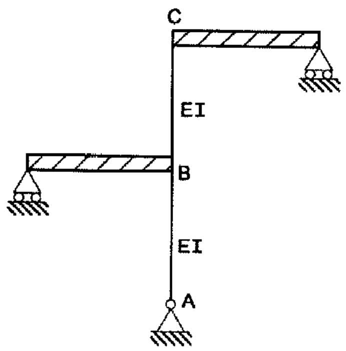
ستون AB یک ستون یک سر گیردار- یک سر مفصل می باشد و بدون مهار جانبی می باشد و ضریب طول موثر K=2 می باشد.

طول موثر ستون AB برابر است با: $L_e = K\left(\frac{L}{2}\right) = 2\left(\frac{L}{2}\right) = L$

محاسبات-۹۱

۲۶- در سازه شکل زیر، ضریب طول موثر ستونهای AB و BC چقدر است؟ (تیرها صلب فرض شوند).

۱) $K_{AB} = 2\ , K_{BC} = 2$
۲) $K_{AB} = 2\ , K_{BC} = 1$
۳) $K_{AB} = 1\ , K_{BC} = 2$
۴) $K_{AB} = 1\ , K_{BC} = 1$



گزینه ۲

هر دو ستون مهار نشده محسوب می شوند.

ضریب طول موثر ستون "یکسر مفصل- یکسر گیردار" مهارنشده برابر ۲ می باشد. بنابراین $K_{AB} = 2$

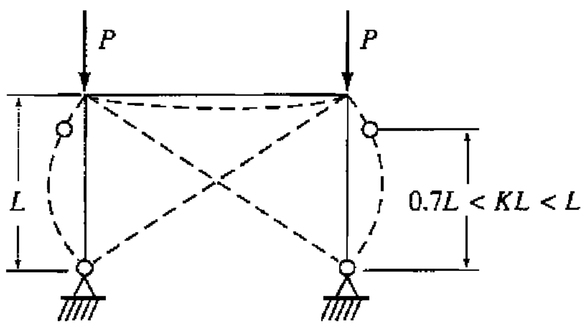
ضریب طول موثر ستون "دوسرگیردار" مهارنشده برابر ۱ می باشد. بنابراین $K_{BC} = 1$

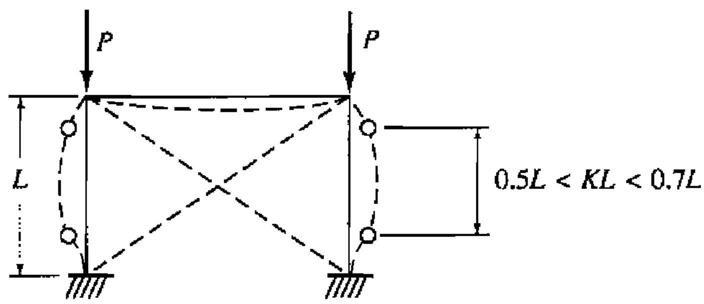
در ستونهای متصل به سازه ضریب K چگونه تعیین می شود؟

در شکل زیر (سمت راست) اگر تیر صلب باشد و مانع دوران ستون شود، K=0.7 خواهد بود.

در شکل زیر (سمت راست) اگر سختی خمشی تیر به صفر میل کند و نتواند مانع دوران ستون شود، K=0.5 خواهد بود.

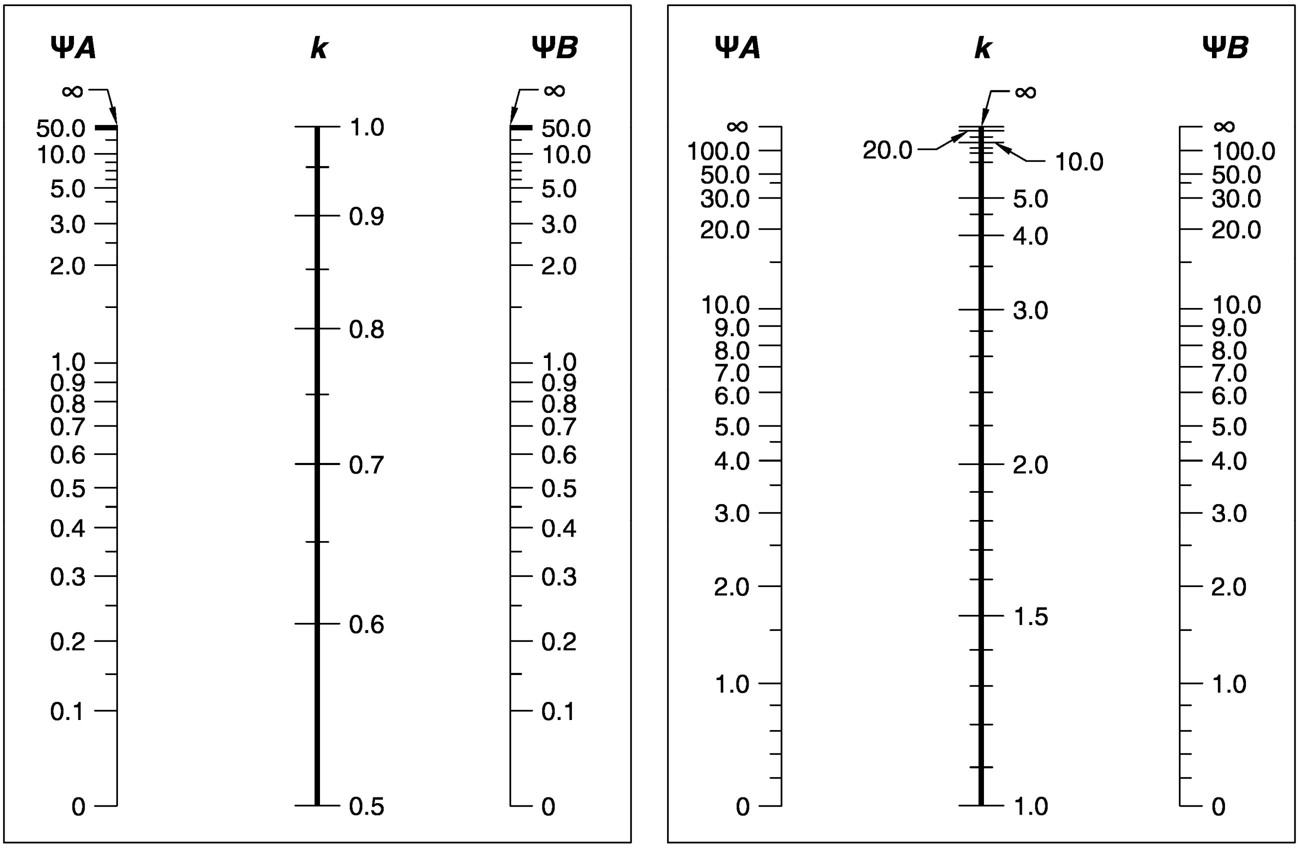
بنابراین در شکل زیر (سمت راست) ضریب طول موثر ستون بسته به سختی تیر متصل به آن بین 0.5 و 0.7 متغییر خواهد بود.





با استفاده از روابط و نمودارهای زیر می توان مقدار ضریب K ستون را بر اساس نسبت سختی ستون و تیر متصل به آن محاسبه نمود.

شکل های زیر برگرفته از ACI318-19 می باشند.



(a)
Nonsway frames

(b)
Sway frames

Ψ = ratio of $\sum(EI/\ell_c)$ of all columns to $\sum(EI/\ell)$ of beams in a plane at one end of a column

ℓ = span length of of beam measured center to center of joints

روابط پیشنهادی زیر برگرفته از PCA می باشند:

Nonsway frames

$$k=\min\left[0.7+0.1\psi_m,\ 0.85+0.05\psi_{min}\right]\le 1.0$$

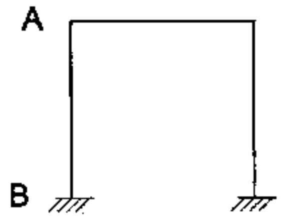
Sway frames

$$\text{For } \psi_m < 2,\ k=\frac{20-\psi_m}{20}\sqrt{1+\psi_m}$$

$$\text{For } \psi_m < 2,\ k=0.9\sqrt{1+\psi_m}$$

محاسبات ۹۳

۳- ضریب طول مؤثر ستون AB در قاب مهار نشده بتنی با تکیه‌گاه‌های گیردار مطابق شکل، در صورتیکه $\psi_A = 1.0$ باشد، به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



۱) 1.20
۲) 1.35
۳) 1.50
۴) 1.70

گزینه ۲

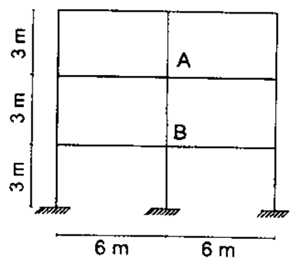
ψ_m متوسط ψ در بالا و پایین ستون AB می باشد. با توجه به اینکه تکیه گاهها گیردار هستند، $\psi_B = 1$ می باشد. مقدار ψ_A را نیز خود مسئله داده است. بنابراین $\psi_m = \frac{\psi_A+\psi_B}{2} = 1$

پس از محاسبه ψ_m مقدار K بدست می آید:

$$k = \frac{20-\Psi_m}{20}\sqrt{1+\Psi_m} = \frac{20-1}{20}\sqrt{1+1} = 1.34$$

محاسبات ۹۶

۲۴- در یک قاب بتن‌آرمه، در صورتیکه ابعاد مقطع تمام ستون‌ها 400×400 میلی‌متر و تمام تیرها 400×600 میلی‌متر (h = 600 mm , b =400 mm) باشد، ضریب طول مؤثر ستون AB در صفحه قاب به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟(قاب مهارنشده فرض شود و استفاده از نتایج تحلیل دقیق مدنظر نیست).

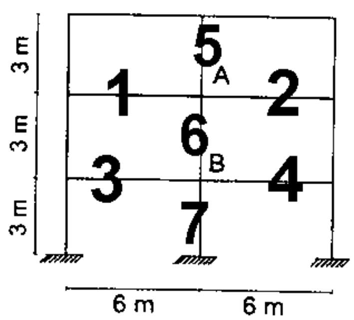


۱) 1.40
۲) 1.10
۳) 1.20
۴) 1.30

گزینه ۱

$$\Psi_A = \Psi_B = \frac{0.7\left(\left(\frac{EI}{L}\right)_5 + \left(\frac{EI}{L}\right)_6\right)}{0.35\left(\left(\frac{EI}{L}\right)_1 + \left(\frac{EI}{L}\right)_2\right)} = \frac{0.7}{0.35} \times \frac{\left(\frac{400^4}{3}\right) + \left(\frac{400^4}{3}\right)}{\left(\frac{400\times600^3}{6}\right) + \left(\frac{400\times600^3}{6}\right)} = 4 \times \left(\frac{4}{6}\right)^3 = \frac{32}{27} = 1.19$$

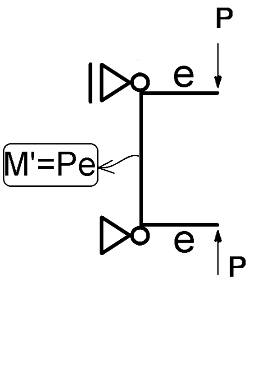
$$\Psi_m = \frac{\Psi_A + \Psi_B}{2} = 1.19 \qquad \rightarrow \qquad k = \frac{20-\Psi_m}{20}\sqrt{1+\Psi_m} = 1.4$$



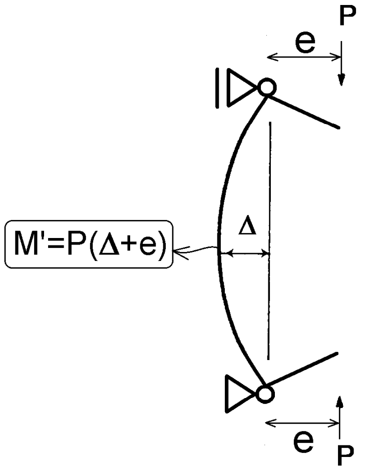
۲-۱۳- تاثیر لاغری بر لنگر داخلی ستون

به ستون لاغر توجه کنید. در دو انتهای ستون لنگر $M=Pe$ وارد شده است. ولی به علت لاغری بالا و تغییر شکل ستون، لنگر در وسط ستون برابر $M=P\Delta+Pe$ می باشد. در حالیکه در ستونهای کوتاه (ستون سمت چپ) افزایش لنگر نداریم.

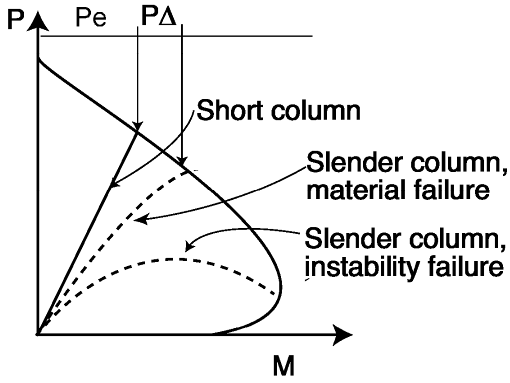
این افزایش لنگر در ستونهای لاغر در شکل سمت راست در دیاگرام اندرکنش نشان داده شده است.



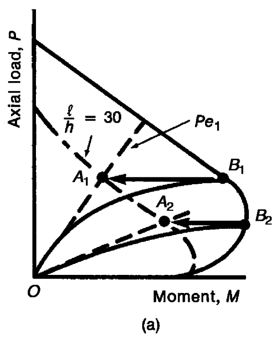
Short column

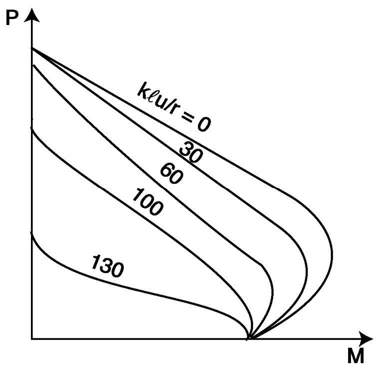


Slender column



جهت منظور کردن اثرات لاغری می توان مطابق شکل پایین (سمت چپ) بر اساس لاغری ستون، دیاگرام اندرکنش را محدود کرد.





نظارت ۱۳۸۳

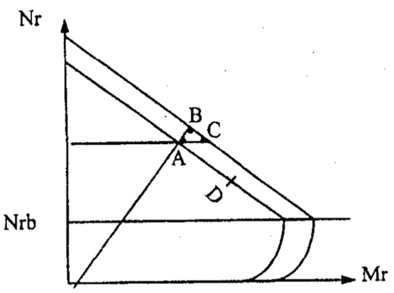
۵۵- موقعیت ستونی در دیاگرام اندر کنش آن قبل از تأثیر اثر $P\Delta$ با نقطه A مشخص می‌شود. بگویید بعد از تأثیر اثر $P\Delta$ کدام یک از نقاط زیر می‌تواند نمایشگر موقعیت آن باشد؟

۱) نقطه A تغییر پیدا نمی‌کند.

۲) نقطه A به نقطه B تغییر مکان می‌دهد.

۳) نقطه A به نقطه C تغییر مکان می‌دهد.

۴) نقطه A به نقطه D تغییر مکان می‌دهد.



گزینه ۳

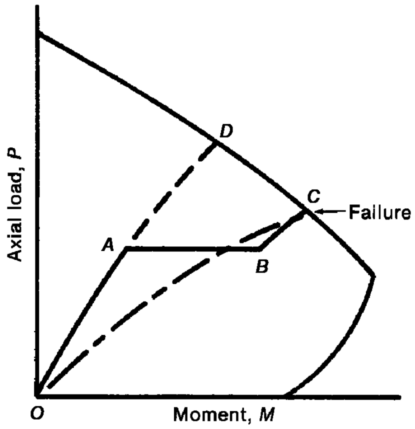
۳-۱۳- تاثیر سرعت بارگذاری و خزش

در شکل زیر در مسیر OA، ابتدا بارگذاری بهره برداری در زمان کوتاهی (rapid) انجام شده است.

در مسیر AB مقدار بار وارد بر ستون ثابت است ولی به علت پدیده خزش با گذر زمان تغییر شکل های ناشی از خزش ایجاد می شود و این تغییرشکلها منجر به افزایش لنگر می شوند.

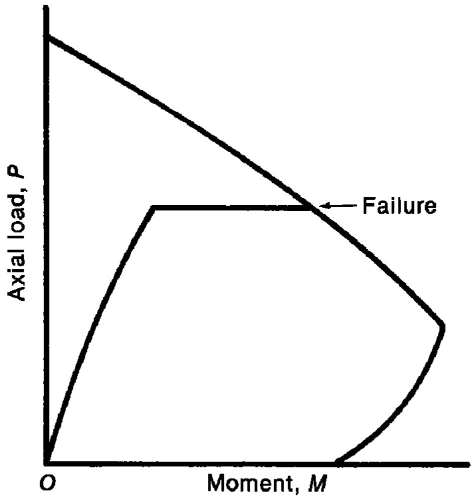
در مسیر BC مجددا بارگذاری در زمان کوتاه و به صورت سریع انجام شده است.

در شکل زیر در مسیر OAD کل بارگذاری بدون وقفه و به صورت سریع انجام شده است. مشاهده می شود که خزش موجب کاهش مقاومت فشاری ستون شده است.



(a) "Rapid-sustained-rapid" loading history.

در شکل زیر ابتدا بارگذاری سریع انجام شده است و سپس بار ثابت مانده است. با گذر زمان و بدون افزایش در مقدار بار خرابی ایجاد شده است. این خرابی به دلیل پدیده خزش می باشد. این خرابی کمانش خزشی نامیده می شود.



(b) Creep buckling.

آیین نامه ACI جهت منظور کردن اثرات خزش در خرابی اعضای فشاری، در محاسبات صلبیت خمشی ستون (EI) را طبق رابطه زیر کاهش می دهد:

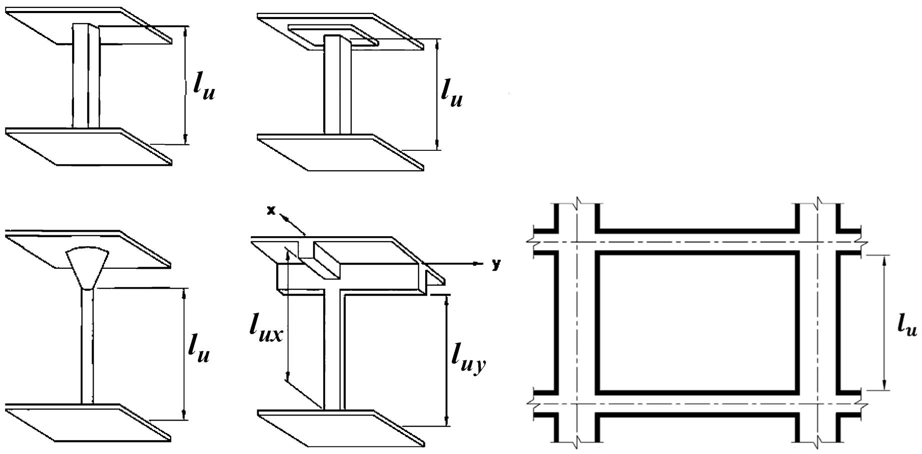
$$\frac{EI}{(1+\beta)}$$

مراحل گام به گام محاسبه بار کمانشی ستونها

$$P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2}$$

۱- تعیین طول خالص ستون l_u

در محاسبه بار بحرانی کمانشی ستون از طول خاصل ستون مطابق شکل استفاده می شود.



۲- تعیین β_{dns}

$\boldsymbol{\beta_{dns}}$ shall be the ratio of maximum factored sustained axial load to maximum factored axial load associated with the same load combination

β_{ds} = the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination

اگر ستون مهار شده محسوب شود، ضریب β_{dns} محاسبه و استفاده خواهد شد.

اگر ستون مهار نشده باشد، ضریب β_{ds} محاسبه و استفاده خواهد شد.

۳- تعیین EIeff ستون جهت استفاده در رابطه $P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2}$

جهت محاسبه بار بحرانی از صلبیت خمشی موثر (EI_{eff}) استفاده خواهد شد. مقدار EI_{eff} را می توان با یکی از سه رابطه زیر محاسبه کرد.

6.6.4.4.4 For noncomposite columns, $(EI)_{eff}$ shall be calculated in accordance with (a), (b), or (c):

$$\text{(a)}\quad (EI)_{eff} = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4a)$$

$$\text{(b)}\quad (EI)_{eff} = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4b)$$

$$\text{(c)}\quad (EI)_{eff} = \frac{E_cI}{1+\beta_{dns}} \qquad (6.6.4.4.4c)$$

where β_{dns} shall be the ratio of maximum factored sustained axial load to maximum factored axial load associated with the same load combination and I in Eq. (6.6.4.4.4c) is calculated according to Table 6.6.3.1.1(b) for columns and walls

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

Member	Alternative value of *I* for elastic analysis		
	Minimum	*I*	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_uh}-0.5\frac{P_u}{P_o}\right)$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)\left(1.2-0.2\frac{b_w}{d}\right)I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members, *I* shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections. P_u and M_u shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of P_u and M_u that produces the least value of *I*.

- نکته مهم: در محاسبات فوق در صورتی که ستون مهار شده باشد (Nonsway) در محاسبه EI_{eff} از ضریب β_{dns} استفاده می شود. ولی اگر سازه مهار نشده باشد (Sway) در این صورت از ضریب β_{ds} استفاده خواهد شد.

محاسبات ۹۵

۳۸- در یک قاب بتن آرمه با مهارجانبی دو ستون لاغر با مشخصات مصالح، مقطع و ارتفاع یکسان را درنظر بگیرید. هر دو ستون دارای بار محوری دائمی نهایی برابر 800 kN می‌باشند. ستون اول دارای بار محوری نهایی کل 1600 kN و ستون دوم دارای بار محوری کل نهایی 1200 kN است. ضریب طول مؤثر برای هر دو ستون واحد فرض می‌شود. اگر بار بحرانی ستون اول 4500 kN باشد، براساس رابطه دقیق‌تر، بار بحرانی ستون دوم حدوداً چند کیلونیوتن است؟

۱) 3750 ۲) 4050 ۳) 5000 ۴) 5850

گزینه ۲

$$\left.\begin{aligned} P_{cI} &= \frac{\pi^2(EI_e)_I}{(kl_u)^2} \\ P_{cII} &= \frac{\pi^2(EI_e)_{II}}{(kl_u)^2} \end{aligned}\right\} \xrightarrow{k,l_u \text{ یکسان}} \frac{P_{cI}}{P_{cII}} = \frac{(EI_e)_I}{(EI_e)_{II}} = \frac{\left(\frac{0.2E_cI_g+E_sI_{se}}{1+\beta_{dns}}\right)_I}{\left(\frac{0.2E_cI_g+E_sI_{se}}{1+\beta_{dns}}\right)_{II}}$$

$$\xrightarrow{E_c,I_g,E_s,I_{se} \text{ یکسان}} \frac{P_{cI}}{P_{cII}} = \frac{(1+\beta_{dns})_{II}}{(1+\beta_{dns})_I} = \frac{\left(1+\frac{800}{1200}\right)_{II}}{\left(1+\frac{800}{1600}\right)_I} = 1.111 \rightarrow \frac{4500}{P_{cII}} = 1.1111 \rightarrow P_{cII} = 4050\,kN$$

٤- تعیین Ψ در دو گره انتهایی ستونها جهت محاسبه K

جهت محاسبه Ψ لازم نسبت سختی ستون به تیر محاسبه شود. در این محاسبه می توان EI تیرها و ستونها را مطابق بند زیر منظور کرد.

6.6.3.1 *Factored load analysis*

6.6.3.1.1 Moment of inertia and cross-sectional area of members shall be calculated in accordance with Tables 6.6.3.1.1(a) or 6.6.3.1.1(b), unless a more rigorous analysis is used. If sustained lateral loads are present, I for columns and walls shall be divided by $(1 + \beta_{ds})$, where β_{ds} is the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination.

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross-sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

Member and condition		Moment of Inertia	Cross-sectional area
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$	
	Cracked	$0.35I_g$	
Beams		$0.35I_g$	
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$	

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

Member	Alternative value of I for elastic analysis		
	Minimum	I	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80+25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1-\frac{M_u}{P_u h}-0.5\frac{P_u}{P_o}\right)$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10+25\rho)\left(1.2-0.2\frac{b_w}{d}\right)I_g$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members, I shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections. P_u and M_u shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of P_u and M_u that produces the least value of I.

۵- تعیین ضریب K

مقدار ضریب طول موثر K بر اساس نسبت سختی اعضا در دو گره انتهایی (Ψ) عضو فشاری محاسبه می شود.

٦- محاسبه بار کمانشی ستون

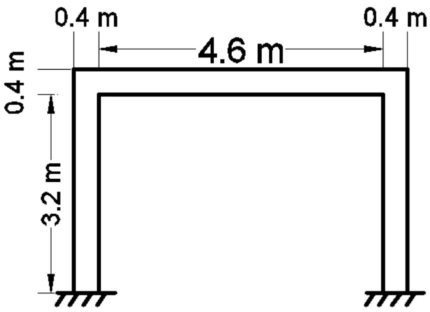
$$P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2}$$

مثال: بار کمانشی ستون زیر را تحت اثر ترکیب بارهای 1.2D+1.6L و 1.2D+L+E بدست آورید. فرض کنید بارهای دائمی تنها شامل بار مرده می باشد.

سازه دارای دیوار برشی بوده و قاب ها با مهار جانبی (nonsway) محسوب می شوند.

ابعاد ستون: 400 x 400 mm

ابعاد تیر: 500 x 400 mm



$$P_D = 800\ kN$$
$$P_L = 400\ kN$$
$$P_E = \pm 300\ kN$$

الف) تحت اثر ترکیب بار 1.2D+1.6L:

۱- $l_u = 3200\ mm$

۲- $\beta_{dns} = \frac{1.2 \times 800}{1.2 \times 800 + 1.6 \times 400} = 0.6 < 1$

۳- $EI_{eff} = \frac{0.4 E_c I_g}{1+\beta_{dns}} = \frac{0.4 \times (4700\sqrt{25}) \times \left(\frac{400^4}{12}\right)}{1+0.6} = 1.25333 \times 10^{13}\ mm^4$

٤- $\left.\begin{array}{l} \psi_{top} = \dfrac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{column}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}} = \dfrac{0.7(I)_{column}}{0.35(I)_{beam}} \times \dfrac{(L)_{beam}}{(L)_{column}} = \dfrac{0.7 \times 400}{0.35 \times 500} \times \dfrac{5000}{3400} = 2.35 \\ \psi_{bot} = 1 \end{array}\right\} \psi_m = 1.675$

۵- $K = min(0.7 + 0.1 \times 1.675\ , 0.85 + 0.05 \times 1, 1) = 0.8675$

٦- $P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2} = P_c = \frac{\pi^2 \times 1.25333 \times 10^{13}}{(0.8675 \times 3200)^2} = 16051893\ \text{N} = 16052\ \text{kN}$

ب) تحت اثر ترکیب بار 1.2D+L+E:

$$l_u = 3200\ mm$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 \times 800}{1.2 \times 800 + 400 + 300} = 0.578 < 1$$

$$EI = \frac{0.4 \times 4700\sqrt{25} \times \frac{400^4}{12}}{1 + 0.578} = 1.2708 \times 10^{13}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} = P_c = \frac{\pi^2 \times 1.2708 \times 10^{13}}{(0.8675 \times 3200)^2} = 16275638\ \text{N} = 16276\ \text{kN}$$

سراسری ۹۹

۱۲۱- در یک قاب بتن مسلح مهارشده جانبی، ضریب لاغری یکی از ستون‌ها برابر ۵۰ می‌باشد، چنانچه بار زنده محوری فشاری ستون نصف گردد کدام گزینه صحیح است؟

۱) بار بحرانی ستون کاهش می‌یابد.

۲) بار بحرانی ستون افزایش می‌یابد.

۳) بار بحرانی ستون تغییر نمی‌کند.

۴) بستگی به تعداد ستون‌های طبقه دارد.

گزینه ۱

بار بحرانی ستون به EI_{eff} مقطع ستون بستگی دارد:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2}$$

مقدار صلبیت موثر مقطع نیز طبق رابطه زیر تابع β_{dns} می باشد:

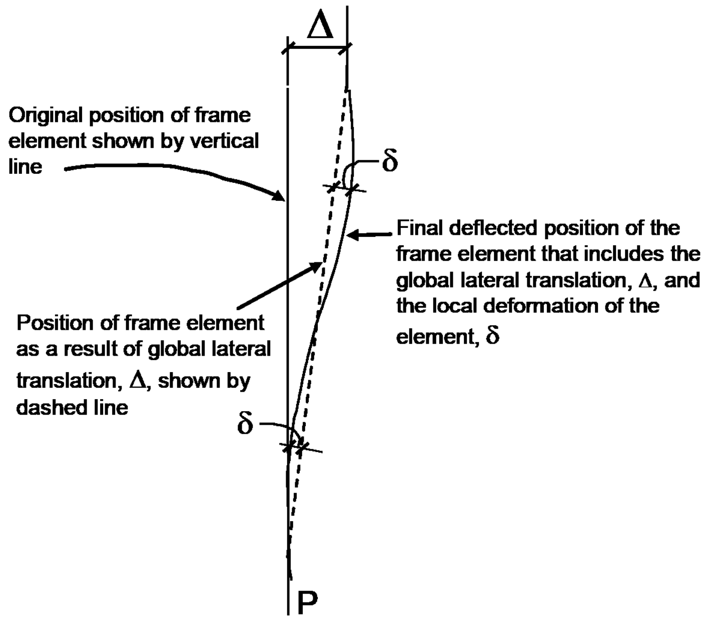
$$EI_{eff} = \left(\frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}}\right)$$

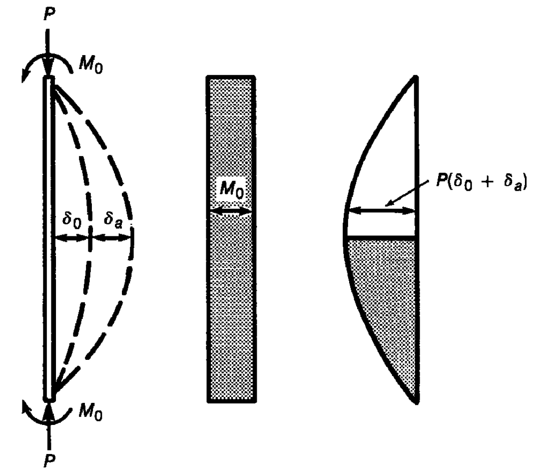
β_{dns} ضریبی است که اثرات خزش را منظور میکند و برابر نسبت بار محوری دائمی ضریب دار به بار محوری کل ضریب دار میباشد:

$$\beta_{dns} = \frac{\text{بار محوری دائمی}}{\text{بار محوری کل}}$$

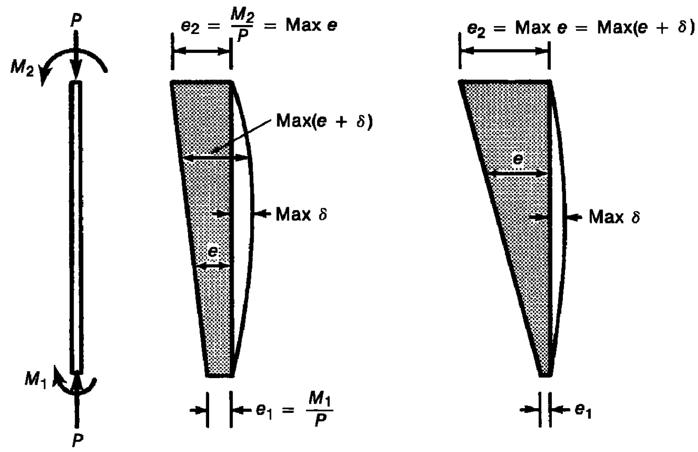
با کاهش بار زنده، ضریب β_{dns} افزایش میابد (عمده بار دائمی خواهد بود). در نتیجه بار بحرانی کاهش میابد.

۴-۱۳- تفاوت $\boldsymbol{P\Delta}$ و $\boldsymbol{P\delta}$



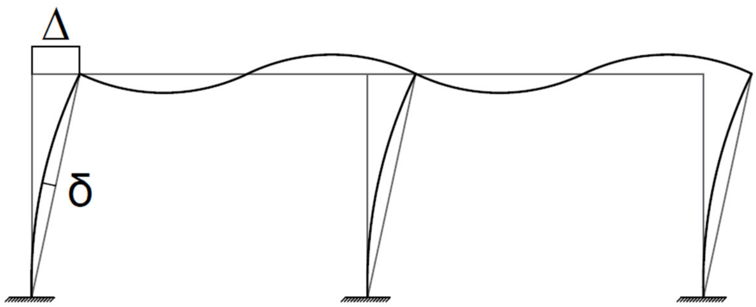


(a) Deflected column. (b) M_0. (c) P–δ Moments.

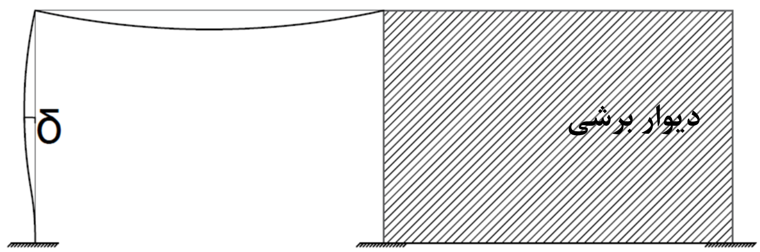


(a) Column. (b) Maximum (e + δ) occurs between the ends of the column. (c) Maximum (e + δ) occurs at one end of the column.

«سازه بدون مهار جانبی (Sway)»



«سازه با مهار جانبی (Nonsway)»



۵-۱۳- شرط صرف نظر کردن از اثرات لاغری ستون

6.2.5 Slenderness effects shall be permitted to be neglected if (a) or (b) is satisfied:

(a) For columns not braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 22 \qquad (6.2.5a)$$

(b) For columns braced against sidesway

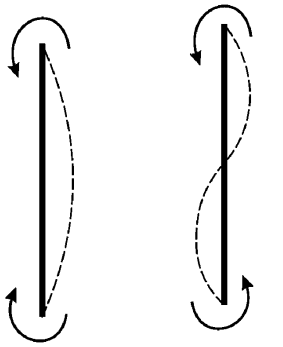
$$\frac{k\ell_u}{r} \le 34 + 12(M_1/M_2) \qquad (6.2.5b)$$

and

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 40 \qquad (6.2.5c)$$

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive for double curvature.

$\frac{M_۱}{M_۲} < ۰$ $\frac{M_۱}{M_۲} > ۰$



محاسبات ۹۳

۶۰- برای یک ستون مهارشده بتن مسلح با مقطع 400×400 میلی‌متر و ضریب طول مؤثر واحد، با طول آزاد سه متر، حداکثر نسبت لنگر خمشی نهایی کوچکتر به لنگر خمشی نهایی بزرگتر دو انتهای ستون $\frac{M_1}{M_2}$، به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیکتر باشد تا بتوان از اثر لاغری صرفنظر کرد؟ (انحنا در یک جهت فرض شود)

۱) 1 ۲) 0.7 ۳) 0.6 ۴) 0.5

گزینه ۲

با توجه به اینکه ستون مهار شده است، برای صرف نظر کردن از لاغری، رابطه زیر باید برقرار شود:

$$\left(\frac{kl_u}{r}=\frac{1\times 3000}{0.3\times 400}=25\right)\le\left(34+12\left(-\frac{M_1}{M_2}\right)\right)\quad\rightarrow\quad\frac{M_1}{M_2}\le 0.75$$

محاسبات-۹۱

۱۰- در یک قاب خمشی، چنانچه ابعاد ستون‌ها 50×50 cm و ابعاد تیرها 40×60 cm (b=40 cm , h=60 cm) و فاصله محور تا محور تیرهای طبقات 300 cm و ضریب طول موثر ستون k=1.2 باشد، در مورد طراحی آرماتورهای ستون گزینه صحیح را انتخاب نمایید؟

۱) صرفنظر کردن از اثر لاغری این ستون بستگی به لنگرهای خمشی دو انتهای ستون دارد.

۲) صرفنظر کردن از اثر لاغری این ستون بستگی به مقدار آرماتورهای طولی ستون دارد.

۳) می‌توان از اثر لاغری ستون صرفنظر نمود.

۴) نمی‌توان از اثر لاغری ستون صرفنظر نمود.

گزینه ۳:

در ستونهای مهار نشده ضریب طول موثر ستون بزرگتر از یک بدست می آید و بنابراین با توجه به اینکه در صورت مسئله عنوان شده است k=1.2 می باشد، ستون مهار نشده می باشد. لاغری ستون از رابطه $\frac{kl_u}{r}$ بدست می آید که در آن l_u طول خالص ستون و r شعاع ژیراسیون مقطع ستون می باشد و برای مقطع مستطیلی تقریبا برابر است با r=0.3b=0.3×500 = 150 mm

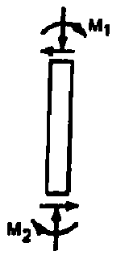
بنابراین لاغری این ستون برابر است با:

$$\frac{kl_u}{r}=\frac{1.2\times(3000-600)}{150}=19.2\le 22$$

لاغری این ستون پایین است و می توان از اثرات لاغری صرف نظر کرد

محاسبات ۹۳

۲۹- یک عضو بتنی فشاری مهارشده (K=1.0) با ابعاد مقطع 400×400 mm تحت‌اثر لنگرهای خمشی $M_1=M_2$ مطابق شکل قرار دارد. برای آنکه بتوان از اثر لاغری در این عضو صرفنظر نمود، حداکثر طول آزاد آن باید به کدامیک از اعداد زیر نزدیکتر باشد؟ (شعاع ژیراسیون برابر 0.3 بعد مقطع درنظر گرفته شود و $\phi_c = 0.65$)



۱) 6.0 m

۲) 2.65 m

۳) 4.8 m

۴) 5.5 m

گزینه ۳

$$\left(\frac{Kl_u}{r}=\frac{1\times l_u}{0.3\times 400}\right)\le Min\left[40,34+12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]$$
$$l_u\le 120Min\,[40,34+12(+1)]=4800\,mm$$

محاسبات ۹۵

۲۵- در یک قطعه فشاری بتن مسلح مهارشده در صورتی‌که K = 1.0 و طول آزاد عضو 5.0 متر و ابعاد مقطع 400×400 mm باشد و لنگرهای خمشی مؤثر در دو انتهای عضو 60 و 80 کیلونیوتن‌متر و این لنگرها موجب انحنای ستون در دو جهت شوند، گزینه صحیح را انتخاب کنید. شعاع ژیراسیون مقطع برابر 0.3 بُعد کلی مقطع درنظر گرفته شود.)

۱) چون انحنای ستون در دو جهت است، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.

۲) چون مقدار K برابر واحد است، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.

۳) نمی‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.

۴) چون لنگرهای خمشی دو انتهای ستون هم علامت هستند، می‌توان از اثر لاغری صرفنظر نمود.

گزینه ۳

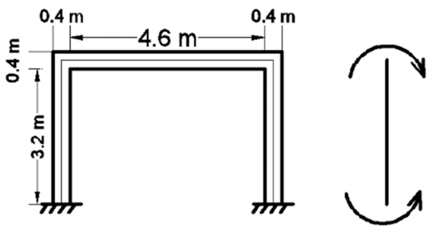
$$\left(K\frac{l_u}{r} = 1\frac{5000mm}{0.3\times 400} = 41.66\right) \quad > \quad Min\left(34 + 12\frac{M_1}{M_2}\ , \quad 40\right)$$

مثال: در ستون زیر بررسی نمایید که آیا نیازی به منظور کردن اثرات لاغری هست یا نه؟

سازه دارای دیوار برشی بوده و قاب ها با مهار جانبی محسوب می شوند (Nonsway).

ابعاد ستون: 400 x 400 mm

ابعاد تیر: 500 x 400 mm



$_{-top} = 400\ kN$ $\qquad M_{D-bot} = 200\ kN$

$_{-top} = 200\ kN$ $\qquad M_{L-bot} = 100\ kN$

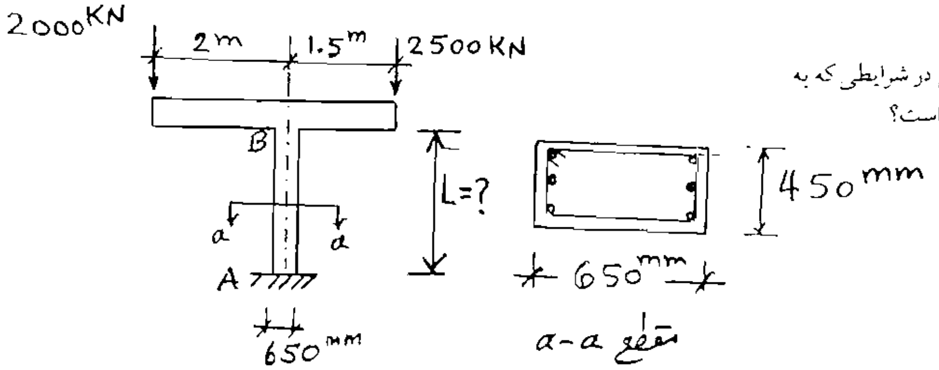
$_{-top} = \pm 80\ kN$ $\qquad M_{E-bot} = \pm 80\ kN$

حل:

	M1	M2	M1/M2
1.4D	280	560	0.5
1.2D+1.6L	400	800	0.5
1.2D+L+E	420	760	0.552632
1.2D+L-E	260	600	0.433333

$$\left[\frac{Kl_u}{r} = \frac{0.8675\times 3200}{0.3\times 400} = 23.13\right] < [34 - 12\times 0.5526 = 27.37]$$

سراسری ۸۱



۱۰۶- حداکثر طول ممکن برای ستون کنسولی در شرایطی که به صورت ستون کوتاه عمل کند چند متر است؟

۱) L = ۱/۰۷

۲) L = ۲/۱۵

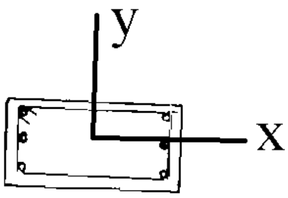
۳) L = ۳/۲۱

۴) L = ۴/۳۰

گزینه ۲

با توجه به اینکه ستون طره می باشد، مهار نشده محسوب میشود و ضریب طول موثر آن برابر K=2 خواهد بود.

متاسفانه مشخصات مهار جانبی در جهت عمود بر صفحه ارائه نشده است. بنابراین امکان محاسبه لاغری در دو جهت وجود ندارد:



$$\frac{kL}{r} = Max\left(\left(\frac{kL}{r}\right)_x, \left(\frac{kL}{r}\right)_y\right) = Max\begin{cases}\left(\frac{kL}{r}\right)_x = \frac{K_x L}{r_x} = \frac{?\times L}{0.3\times 450}\\ \left(\frac{kL}{r}\right)_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{2\times L}{0.3\times 650}\end{cases}$$

با توجه به اینکه مشخصات مهار در جهت عمود بر صفحه مشخص نشده عملا امکان محاسبه $\left(\frac{kL}{r}\right)_x$ وجود ندارد. بنابراین لاغری را برابر $\left(\frac{kL}{r}\right)_y = \frac{K_y L}{r_y} = \frac{2\times L}{0.3\times 650}$ در نظر می گیریم. برای این ستون کوتاه محسوب شود و بتوان از اثرات لاغری صرف نظر کرد، باید $\left(\frac{kL}{r}\right) \le 22$ باشد:

$$\left(\frac{kL}{r}\right) \le 22 \quad \rightarrow \quad \frac{2\times L}{0.3\times 650} < 22 \quad \rightarrow \quad L < 2145\,mm = 2.145\,m$$

۶-۱۳- قاب با حرکت جانبی و بدون حرکت جانبی

روابط تشدید لنگر برای قابهای خمشی "مهار شده" و "مهار نشده" متفاوت میباشد.

قبل از محاسبه ضرایب تشدید لنگر باید تعیین شود که قاب خمشی مورد نظر مهار شده هست یا نه. طبق بند زیر در صورتی که اندیس پایداری کوچکتر و یا مساوی 0.05 باشد، قاب مهار شده محسوب میشود. در صورتی که این ضریب بیش از 0.05 بدست آید، قاب مهار نشده محسوب می شود.

6.6.4.4 *Stability properties*

6.6.4.4.1 The stability index for a story, Q, shall be calculated by:

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \qquad (6.6.4.4.1)$$

where $\sum P_u$ and V_{us} are the total factored vertical load and horizontal story shear, respectively, in the story being evaluated, and Δ_o is the first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to V_{us}.

6.6.4.3 It shall be permitted to analyze columns and stories in structures as nonsway frames if (a) or (b) is satisfied:

(a) The increase in column end moments due to second-order effects does not exceed 5 percent of the first-order end moments
(b) Q in accordance with 6.6.4.4.1 does not exceed 0.05

۱۳-۷- تشدید لنگر در قابهای مهار شده (**Q<0.05**):

6.6.4.5 *Moment magnification method: Nonsway frames*

6.6.4.5.1 The factored moment used for design of columns and walls, $\boldsymbol{M_c}$, shall be the first-order factored moment $\boldsymbol{M_2}$ amplified for the effects of member curvature.

$$M_c = \delta M_2 \qquad (6.6.4.5.1)$$

6.6.4.5.2 Magnification factor **δ** shall be calculated by:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \dfrac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \qquad (6.6.4.5.2)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

6.6.4.4.3 The effective length factor ***k*** shall be calculated using $\boldsymbol{E_c}$ in accordance with 19.2.2 and ***I*** in accordance with 6.6.3.1.1. For nonsway members, ***k*** shall be permitted to be taken as 1.0, and for sway members, ***k*** shall be at least 1.0.

6.6.4.5.3 $\boldsymbol{C_m}$ shall be in accordance with (a) or (b):

(a) For columns without transverse loads applied between supports

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} \qquad (6.6.4.5.3a)$$

where $\boldsymbol{M_1/M_2}$ is negative if the column is bent in single curvature, and positive if bent in double curvature. $\boldsymbol{M_1}$ corresponds to the end moment with the lesser absolute value.

(b) For columns with transverse loads applied between supports.

$$C_m = 1.0 \qquad (6.6.4.5.3b)$$

6.6.4.5.4 $\boldsymbol{M_2}$ in Eq. (6.6.4.5.1) shall be at least $\boldsymbol{M_{2,min}}$ calculated according to Eq. (6.6.4.5.4) about each axis separately.

$$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h) \qquad (6.6.4.5.4)$$

If $\boldsymbol{M_{2,min}}$ exceeds $\boldsymbol{M_2}$, $\boldsymbol{C_m}$ shall be taken equal to 1.0 or calculated based on the ratio of the calculated end moments $\boldsymbol{M_1/M_2}$, using Eq. (6.6.4.5.3a).

- مطابق بند فوق در صورتی که لنگر اولیه ستون کمتر از لنگر حداقل (Mmin) باشد، به جای لنگر اولیه ستون، باید لنگر حداقل آیین نامه تشدید شود.

محاسبات ۹۸

۴۲- تحلیل الاستیک مرتبه اول یک قاب دوبعدی بتن‌آرمه مهارشده در تمام طبقات، نشان می‌دهد که در یک ستون با مقطع مربع به طول ضلع 600 mm، بار محوری نهایی برابر N_u=3850 kN و لنگر نهایی در یک انتها برابر M_u=64 kN.m و در انتهای دیگر برابر M_u=46 kN.m می‌باشد. اگر ضریب تشدید متعلق به انحناء قطعه برابر δ_b =1.42 محاسبه شده باشد، بزرگ‌ترین لنگر خمشی نهایی تشدیدشده در دو انتهای ستون به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 65 kN.m

۲) 90 kN.m

۳) 155 kN.m

۴) 180 kN.m

گزینه ۴ (سطح با توجه به تکراری بودن متوسط)

لنگرهای حاصل از تحلیل سازه کم هستند و بنابراین باید قبل از تشدید کنترل شود که آیا min حاکم است یا نه:

$$M_{2,min} = 3850 \times (15 + 0.03 \times 600) = 127050\ kN.mm = 127\ kN.m$$

لنگرهای حاصل از تحلیل کمتر از حداقل می باشند و بنابراین لنگر حداقل باید منظور شود. لنگر تشدید یافته برابر است با:

$$\mathrm{M_c} = \delta M_2 = 1.42 \times 127 = 180\ kN.m$$

۸-۱۳- تشدید لنگر در قابهای مهار نشده (**Q>0.05**):

6.6.4.6 *Moment magnification method: Sway frames*

6.6.4.6.1 Moments M_1 and M_2 at the ends of an individual column shall be calculated by (a) and (b).

(a) $M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$ (6.6.4.6.1a)

(b) $M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$ (6.6.4.6.1b)

6.6.4.6.2 The moment magnifier $\boldsymbol{\delta_s}$ shall be calculated by (a), (b), or (c). If $\boldsymbol{\delta_s}$ exceeds 1.5, only (b) or (c) shall be permitted:

(a) $\delta_s = \dfrac{1}{1-Q} \geq 1$ (6.6.4.6.2a)

(b) $\delta_s = \dfrac{1}{1-\dfrac{\Sigma P_u}{0.75\Sigma P_c}} \geq 1$ (6.6.4.6.2b)

(c) Second-order elastic analysis

where $\sum P_u$ is the summation of all the factored vertical loads in a story and $\sum P_c$ is the summation for all sway-resisting columns in a story. P_c is calculated using Eq. (6.6.4.4.2) with k determined for sway members from 6.6.4.4.3 and $(EI)_{eff}$ from 6.6.4.4.4 or 6.6.4.4.5 as appropriate with β_{ds} substituted for β_{dns}.

سراسری ۹۵

۱۱۹- از میان دو نوع اثر لاغری، در طراحی ستون‌های لاغر، که شامل ناپایداری عضوی (نوع ۱)، و جابه‌جایی جانبی (نوع ۲) است، کدام نوع همواره در جهت افزایش لنگر ماکزیمم عمل می‌کند؟

۱) نوع ۱

۲) نوع ۲

۳) بستگی به نسبت لنگر دو انتها دارد.

۴) بستگی به میزان بار محوری عضو دارد.

گزینه ۲

محاسبات پایه ۱- ۱۳۸۳

۳۶- برای تشدید لنگر در ستونهای یک قاب بتن‌آرمه با حرکت جانبی، کدامیک از روشهای زیر صحیح هستند؟

۱) با یک آنالیزالاستیک مرتبه اول، لنگر هر ستون را به دست آورده و با محاسبه ضریب تشدید لنگر ستون و ضرب آن در لنگر بدست آمده از آنالیز، لنگر تشدید یافته را بدست می‌آوریم.

۲) با یک آنالیز الاستیک مرتبه دوم(آنالیز $P-\Delta$)، لنگر هر ستون را بدست آورده و به عنوان لنگر تشدید یافته تلقی می‌نماییم.

۳) با یک آنالیز غیرخطی کامل، لنگر هر ستون را به دست آورده و به عنوان لنگر تشدید یافته تلقی می‌نماییم.

۴) هر سه مورد فوق

گزینه ۴

6.2.3 Methods of analysis permitted by this chapter shall be (a) through (e):

(a) The simplified method for analysis of continuous beams and one-way slabs for gravity loads in 6.5
(b) First-order in 6.6
(c) Elastic second-order in 6.7
(d) Inelastic second-order in 6.8
(e) Finite element in 6.9

محاسبات ۹۸

۴۲- تحلیل الاستیک مرتبه اول یک قاب دوبعدی بتن‌آرمه مهارشده در تمام طبقات، نشان می‌دهد که در یک ستون با مقطع مربع به طول ضلع 600 mm، بار محوری نهایی برابر N_u=3850 kN و لنگر نهایی در یک انتها برابر M_u=64 kN.m و در انتهای دیگر برابر M_u=46 kN.m می‌باشد. اگر ضریب تشدید متعلق به انحناء قطعه برابر δ_b =1.42 محاسبه شده باشد، بزرگ‌ترین لنگر خمشی نهایی تشدیدشده در دو انتهای ستون به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 65 kN.m

۲) 90 kN.m

۳) 155 kN.m

۴) 180 kN.m

گزینه ۴ (سطح با توجه به تکراری بودن متوسط)

لنگرهای حاصل از تحلیل سازه کم هستند و بنابراین باید قبل از تشدید کنترل شود که آیا min حاکم است یا نه:

$$M_{min} = 3850 \times (15 + 0.03 \times 600) = 127050\ kN.mm = 127\ kN.m$$

لنگرهای حاصل از تحلیل کمتر از حداقل می باشند و بنابراین حداقل باید منظور شود. لنگر تشدید یافته برابر است با:

$$\mathrm{M_c} = \delta_b M_2 = 1.42 \times 127 = 180\ kN.m$$

۹-۱۶-۹ حداقل برون‌محوری بار

۹-۱۶-۹-۱ در قطعات فشاری مهار شده چنانچه بار محوری و لنگر خمشی‌حاصل از تحلیل الاستیکی مرتبه اول چنان باشد که برون محوری بار در آنها کمتر از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۶-۱۸) باشد:

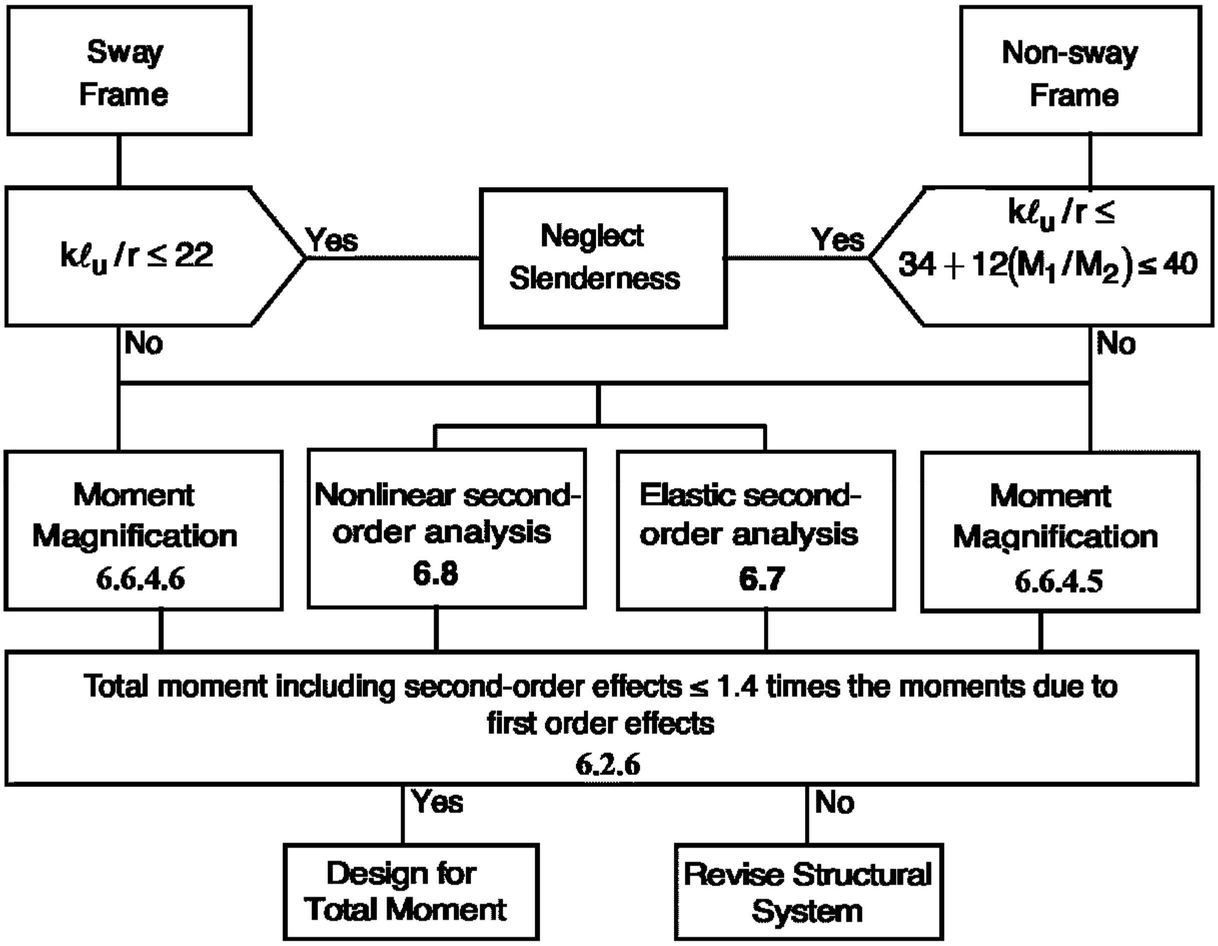
$$e_{\min} = ۱۵ + ۰/۰۳h \qquad (۹\text{-}۱۶\text{-}۱۸)$$

باید $e_{\min}$ را به عنوان برون‌محوری بار در محاسبات لنگر خمشی عضو و اثر لاغری منظور کرد. این برون‌محوری باید برای خمش حول هر دو محور اصلی مقطع، بطور جداگانه، به‌کار گرفته شود. در این صورت لنگر خمشی $M_{۲\min}$ از رابطه (۹-۱۶-۱۹) به دست می‌آید.

$$\mathrm{M}_{۲\min} = \mathrm{N}_u(۱۵ + ۰/۰۳h) \qquad (۹\text{-}۱۶\text{-}۱۹)$$

در این حالت می‌توان C_mرا برابر با یک در نظر گرفته و یا بر اساس لنگر خمشی $M_۱$ و $M_۲$ در دو انتهای عضو محاسبه نمود.

۱۳-۹- مراحل طراحی ستونهای لاغر



تبصره: مطابق آیین نامه، لنگر پس از تشدید نباید بیش از 1.4 برابر لنگر اولیه شود. در غیر اینصورت باید در هندسه سازه تجدید نظر گردد:

6.2.6 Unless slenderness effects are neglected as permitted by 6.2.5, the design of columns, restraining beams, and other supporting members shall be based on the factored forces and moments considering second-order effects in accordance with 6.6.4, 6.7, or 6.8. M_u including second-order effects shall not exceed $1.4M_u$ due to first-order effects.

$$\beta_{ds} = \frac{\text{maximum factored sustained shear within a story}}{\text{maximum factored story shear associated with the same load combination}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{ds}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{ds}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{E_cI}{1+\beta_{ds}}$$

$\sum P_u$ is the summation of all the factored vertical loads in a story

For $\psi_m < 2$, $k = \frac{20-\psi_m}{20}\sqrt{1+\psi_m}$

For $\psi_m > 2$, $k = 0.9\sqrt{1+\psi_m}$

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

If δ_s exceeds 1.5, only (b) or (c) shall be permitted

(a) $\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1$

(b) $\delta_s = \frac{1}{1-\frac{\sum P_u}{0.75\sum P_c}} \geq 1$

(c) Second-order elastic analysis

$\sum P_c$ is the summation for all sway-resisting columns in a story

Δ_o first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to V_{us}.

$\sum P_u$ total factored vertical load

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us}\ell_c}$$

V_{us} horizontal story shear

$Q > 0.05$

$\frac{k\ell_u}{r} > 22$ ⇨ $M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$, $M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$

M_1 shall not exceed $1.4(M_{1ns} + M_{1s})$

M_2 shall not exceed $1.4(M_{2ns} + M_{2s})$

$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22$ ⇨ $M_1 = M_1$ $M_2 = M_2$

$Q \leq 0.05$

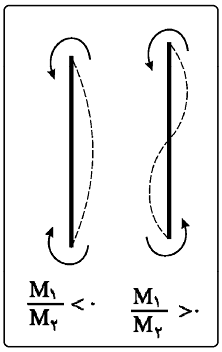
$\frac{k\ell_u}{r} \leq Min\left(\begin{array}{c} 40 \\ \frac{k\ell_u}{r} \leq 34+12(M_1/M_2) \end{array}\right)$ ⇨ $M_c = M_2$

$\frac{k\ell_u}{r} > Min\left(\begin{array}{c} 40 \\ \frac{k\ell_u}{r} \leq 34+12(M_1/M_2) \end{array}\right)$ ⇨ $M_c = \delta(M_2\ ,\ M_{2,min})$

δ shall not exceed 1.4

$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h)$

$$\delta = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$$



columns without transverse loads between supports $C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2}$

columns with transverse loads between supports. $C_m = 1.0$

For nonsway members, k shall be permitted to be taken as 1.0

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{E_cI}{1+\beta_{dns}}$$

$$\beta_{dns} = \frac{\text{maximum factored sustained axial load}}{\text{maximum factored axial load associated with the same load combination}}$$

۱۳-۱۰- مثال -ستون لاغر مهار شده

میلگردهای طولی ستون C3 را بر اساس بارهای وارد شده طراحی نمایید.

$$f'_c = 28\ \text{MPa};\ F_y = 420 MPa$$

فرض کنید تغییر مکان جانبی نسبی طبقه همکف تحت اثر زلزله برابر 5 mm می باشد.

ابعاد مقطع تمامی تیرها در طبقه همکف: ارتفاع تیر=600 mm ، عرض تیر=500 mm

ابعاد مقطع ستونها در طبقه همکف و نیز طبقه اول: 600x600 mm

طول ستون در طبقه همکف (آکس تا آکس طبقه)= $l_c = 6700\text{mm}$

طول خالص ستون همکف= $l_u = 6700 - \frac{600}{2} = 6400\ \text{mm}$

بار محوری و لنگر خمشی ضریب دار برای ستون C3 در جدول زیر آمده است. علامت لنگر ها در جهت ساعت گرد مثبت در نظر گرفته شده است.

این نتایج بر اساس آنالیز مرتبه اول و در نظر گرفتن 0.7I برای ستونها و 0.35I برای تیرها بدست آمده است.

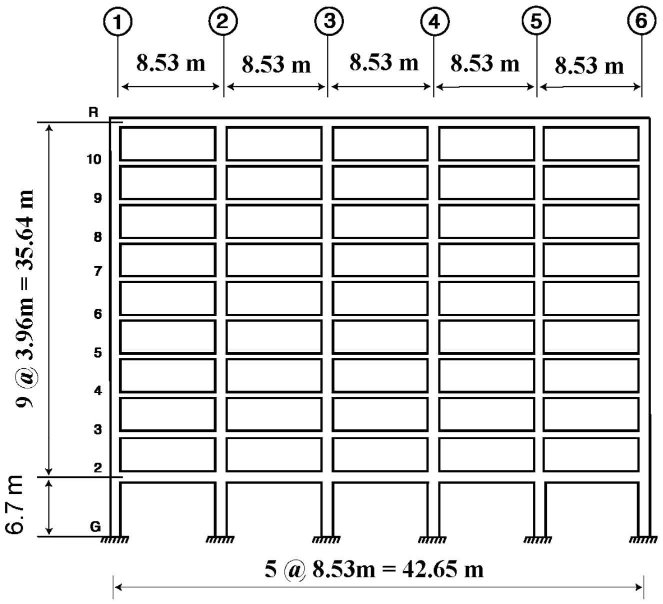
		Axial load (kN)	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)
	D	4710.5	1.37	0.96
	L	1061.50	44.44	22.36
	E	21.60	5.49	16.90
1.00	1.4D	6594.70	1.92	1.34
2.00	1.2D+1.6L	7351.00	72.75	36.92
3.00	1.2D+.5*L+E	6204.95	29.35	29.23
4.00	1.2D+0.5*L-E	6161.75	18.38	-4.57

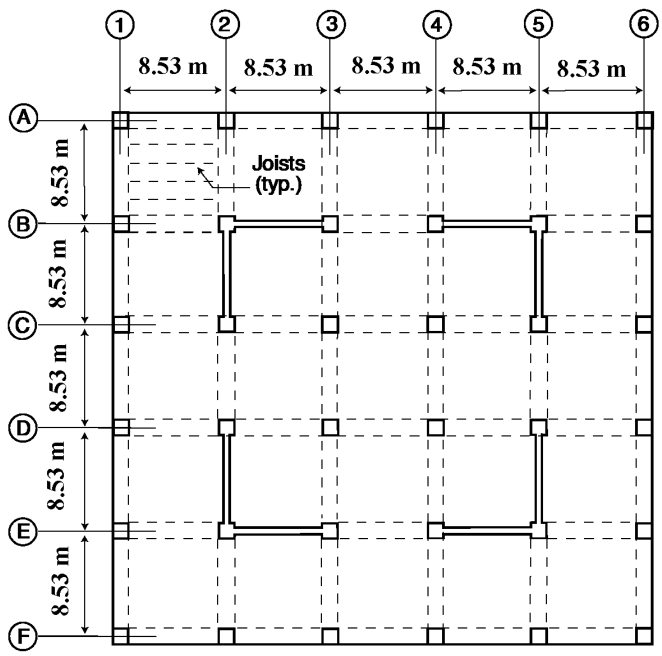
مجموع بار محوری و برشی ستونها در طبقه همکف برابر است با

$$\sum P_D = 168169\ \text{kN}$$

$$\sum P_L = 16240\ \text{kN}$$

$$\sum V_{Ex} = 19100\ \text{kN}$$





حل:

در این سوال نیروهای وارد بر ستون بر اساس نتایج تحلیل مرتبه اول ارائه شده است. بنابراین ابتدا باید جهت منظور کردن اثرات لاغری لنگرهای ارائه شده، در صورت لزوم تشدید شوند. بدین منظور ابتدا باید تعیین شود که ستون مورد نظر مهار شده هست یا مهار نشده.

۱- بررسی ستون از لحاظ حرکت جانبی

با توجه به بند زیر اگر اندیس پایداری (Q) کمتر از 0.05 باشد، طبقه مهار شده (Nonsway) محسوب می شود.

6.6.4.4 *Stability properties*

6.6.4.4.1 The stability index for a story, $\boldsymbol{Q}$, shall be calculated by:

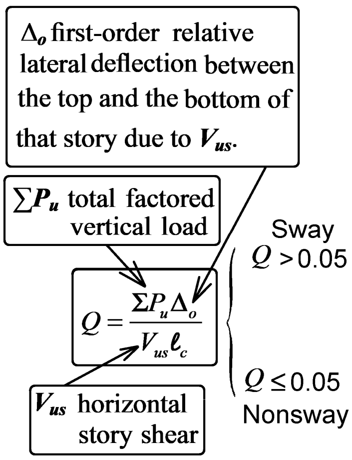
$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \qquad (6.6.4.4.1)$$

where $\sum \boldsymbol{P_u}$ and $\boldsymbol{V_{us}}$ are the total factored vertical load and horizontal story shear, respectively, in the story being evaluated, and Δ_o is the first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to $\boldsymbol{V_{us}}$.

6.6.4.3 It shall be permitted to analyze columns and stories in structures as nonsway frames if (a) or (b) is satisfied:

(a) The increase in column end moments due to second-order effects does not exceed 5 percent of the first-order end moments

(b) $\boldsymbol{Q}$ in accordance with 6.6.4.4.1 does not exceed 0.05



با توجه به اطلاعات مسئله در صفحه قبل، اندیس پایداری طبقه همکف در جدول زیر محاسبه شده است.

$$\left.\begin{array}{c} \sum P_u = 1.2 \sum P_D + 0.5 \sum P_L = 1.2 \times 168169 + 0.5 \times 16240 = 209922.8\ kN \\ V_{us} = 19100\ kN \ \text{طبق صورت مسئله} \\ \Delta_0 = 5\ mm \ \text{طبق صورت مسئله} \\ l_c = 6700\ mm \ \text{طبق صورت مسئله} \end{array}\right\}$$

$$\rightarrow \quad Q = \frac{P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} = 0.0082 < 0.05 \quad \rightarrow \quad (Nonsway)\ \text{مهار شده}$$

۲- بررسی لزوم در نظر گیری اثر P-Δ

سازه مهار شده (Nonsway) می باشد و بنابراین لزوم اعمال اثر P-delta از روابط 6.2.5.b و 6.2.5.c باید بررسی شود:

6.2.5 Slenderness effects shall be permitted to be neglected if (a) or (b) is satisfied:

(a) For columns not braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 22 \qquad (6.2.5a)$$

(b) For columns braced against sidesway

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 34 + 12(M_1/M_2) \qquad (6.2.5b)$$

and

$$\frac{k\ell_u}{r} \le 40 \qquad (6.2.5c)$$

where M_1/M_2 is negative if the column is bent in single curvature, and positive for double curvature.

Sway $Q > 0.05$

$$\begin{cases} \dfrac{k\ell_u}{r} > 22 \Rightarrow M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s},\quad M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \\ \dfrac{k\ell_u}{r} \le 22 \Rightarrow M_1 = M_1 \quad M_2 = M_2 \end{cases}$$

$Q \le 0.05$ Nonsway

$$\begin{cases} \dfrac{k\ell_u}{r} \le Min\left(\begin{matrix} 40 \\ \dfrac{k\ell_u}{r} \le 34 + 12(M_1/M_2) \end{matrix}\right) \Rightarrow M_c = M_2 \\ \dfrac{k\ell_u}{r} > Min\left(\begin{matrix} 40 \\ \dfrac{k\ell_u}{r} \le 34 + 12(M_1/M_2) \end{matrix}\right) \Rightarrow M_c = \delta(M_2\ ,\ M_{2,min}) \end{cases}$$

جهت کنترل روابط فوق ابتدا لاغری ستون C3 محاسبه می شود:

$$\left.\begin{matrix} r = \sqrt{\dfrac{I}{A}} \cong 0.3\,(\text{بعد ستون}) = 0.3 \times 600 = 180\ mm \\ K = 1 \\ \text{طول آزاد ستون}\ l_u = 6400\ mm \end{matrix}\right\} \frac{Kl_u}{r} = 35.56$$

*در سازه های مهار شده میتوان مقدار K را برابر یک منظور کرد

کنترل لاغری برای ترکیب بارهای مختلف در جدول زیر انجام شده است.

	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)	Curvature	M1	M2	$\text{Min}\begin{cases}34+12(M_1/M_2)\\40\end{cases}$	$\frac{Kl_u}{r}$	Slender?
1.4D	1.92	1.34	double	1.34	1.92	Min(42.4, 40)=40	35.56	NO
1.2D+1.6L	72.75	36.92	double	36.92	72.75	Min(40.09, 40)=40	35.56	NO
1.2D+.5*L+E	29.35	29.23	double	29.23	29.35	Min(45.95, 40)=40	35.56	NO
1.2D+0.5*L-E	18.38	-4.57	single	-4.57	18.38	Min(31.02, 40)=32.02	35.56	YES

در ترکیب بار چهارم، لاغری ستون بیش از حد تعیین شده می باشد و بنابراین منظور کردن اثر لاغری در ترکیب بار چهارم الزامی است:

$$\frac{Kl_u}{r} = 35.56 > 32.02 \quad \rightarrow \quad Slender$$

۳- محاسبه لنگر تشدید یافته در ترکیب بار 4

تحت اثر ترکیب بار 1.2D+0.5L-E:

$$\left.\begin{aligned} I_g &= \frac{H^4}{12} = \frac{600^4}{12} = 1.08\times 10^{10}\ mm^4 \\ \beta_{dns} &= \frac{1.2\mathrm{D}}{1.2\mathrm{D}+0.5\mathrm{L}-\mathrm{E}} = 0.917 \\ \mathrm{E} &= 4700\sqrt{f_c'} = 24870\ MPa \end{aligned}\right\} EI_{eff} = \frac{0.4EI_g}{1+\beta_{dns}} = 5.6034\ \times 10^{13}$$

بار بحرانی ستون برابر خواهد بود با:

$$\left.\begin{aligned} P_c &= \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kL_u)^2} = 13502000\ N = 13502\ kN \\ C_M &= 0.6+0.4\times\frac{4.57}{18.38} = 0.6994 \\ \mathrm{P_u} &= 6161.75\ kN \end{aligned}\right\} \delta_{ns} = \frac{C_M}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} = 1.786$$

- نکته مهم: در محاسبات فوق در صورتی که ستون مهار شده باشد (Nonsway) در محاسبه EI_{eff} از ضریب β_{dns} استفاده می شود.

  ولی اگر طبقه مهار نشده باشد (Sway) در این صورت از ضریب β_{ds} استفاده خواهد شد.

(a) For columns without transverse loads applied between supports $C_m = 0.6 - 0.4\dfrac{M_1}{M_2}$

(b) For columns with transverse loads applied between supports. $C_m = 1.0$

(a) $(EI)_{eff} = \dfrac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}}$

(b) $(EI)_{eff} = \dfrac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}}$

(c) $(EI)_{eff} = \dfrac{E_cI}{1+\beta_{dns}}$

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \dfrac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$$

$$M_c = \delta M_2$$

6.6.4.5.4 M_2 in Eq. (6.6.4.5.1) shall be at least $M_{2,min}$ calculated according to Eq. (6.6.4.5.4) about each axis separately.

$$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h) \qquad (6.6.4.5.4)$$

If $M_{2,min}$ exceeds M_2, C_m shall be taken equal to 1.0 or calculated based on the ratio of the calculated end moments M_1/M_2, using Eq. (6.6.4.5.3a).

٤- محاسبه لنگر های طراحی

		Axial load (kN)	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)	M-min	δ_{ns}	Mu (kN.m)
1	1.4D	6594.70	1.92	1.34	-	-	1.92
2	1.2D+1.6L	7351.00	72.75	36.92	-	-	72.75
3	1.2D+.5*L+E	6204.95	29.35	29.23	-	-	29.35
4	1.2D+0.5*L-E	6161.75	18.38	-4.57	203.34	1.78	362.3

در ترکیب بارهای ۱ الی ۳ تشدید لنگر لازم نیست.

در ترکیب بار ۴ با توجه بندهای قبل باید لنگر محاسبه شده (لنگر مرتبه اول) باید تشدید شود. منتهی قبل از تشدید باید بررسی شود که لنگر اولیه کمتر از لنگر حداقل نباشد:

$$\left.\begin{array}{r} M_{top} = 18.38 \\ M_{bot} = -4.57 \\ M_{min} = P_u(15 + 0.03h) = 6161.75(15 + 0.03 \times 600) = 203.34\ kN.m \end{array}\right\} M_c = \delta M_2$$

$$= 1.78 \times 203.34 = 362.3\ kN.m$$

(a) For columns without transverse loads applied between supports

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2}$$

(b) For columns with transverse loads applied between supports.

$$C_m = 1.0$$

(a) $$(EI)_{eff} = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}}$$

(b) $$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{dns}}$$

(c) $$(EI)_{eff} = \frac{E_cI}{1+\beta_{dns}}$$

$$P_c = \frac{\pi^2(EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1-\dfrac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$$

$$M_c = \delta M_2$$

6.6.4.5.4 $\boldsymbol{M_2}$ in Eq. (6.6.4.5.1) shall be at least $\boldsymbol{M_{2,min}}$ calculated according to Eq. (6.6.4.5.4) about each axis separately.

$$M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h) \qquad (6.6.4.5.4)$$

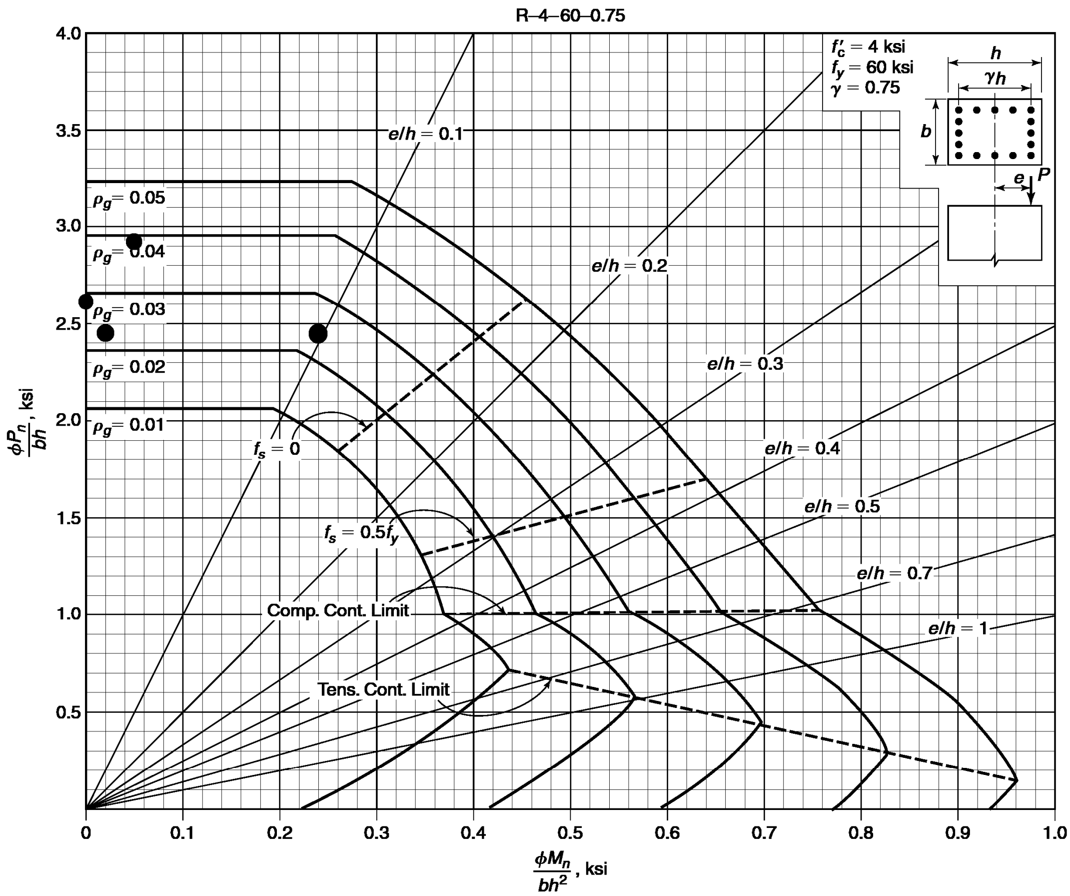
If $\boldsymbol{M_{2,min}}$ exceeds $\boldsymbol{M_2}$, $\boldsymbol{C_m}$ shall be taken equal to 1.0 or calculated based on the ratio of the calculated end moments $\boldsymbol{M_1/M_2}$, using Eq. (6.6.4.5.3a).

۵- محاسبه درصد میلگرد لازم برای ستون

Pu (kN)	Mu (kN.m)	Pu/bh (Mpa)	Pu/bh (ksi)	Mu/bh^2 (Mpa)	Mu/bh^2 (ksi)
6594.70	1.92	18.32	2.62	0.01	0.00
7351.00	72.75	20.42	2.92	0.34	0.05
6204.95	29.35	17.24	2.46	0.14	0.02
6161.75	362.30	17.12	2.45	1.68	0.24

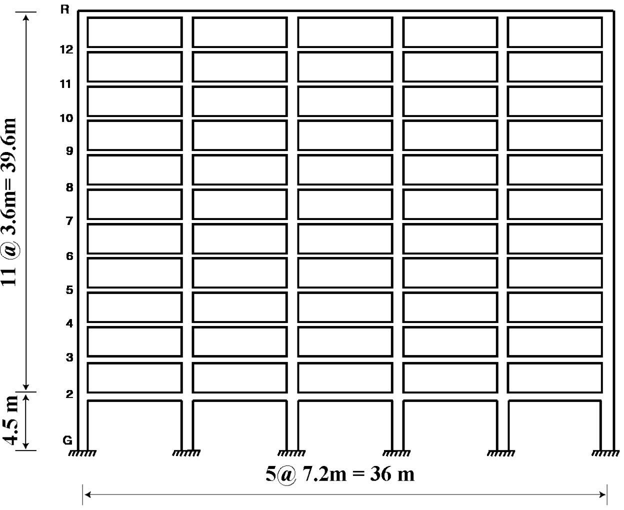
با فرض اینکه از میلگرد $\varphi 25$ استفاده شود، داریم:

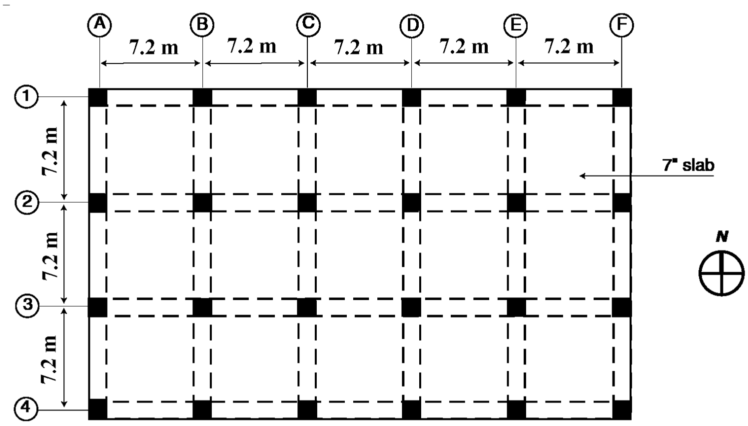
$$\gamma = \frac{600 - 2 \times 62.5}{600} = 0.7917$$



۱۳-۱۱- مثال -ستون لاغر مهار نشده

در سازه زیر ستون C1 را تحت اثر بارهای داده شده کنترل نمایید و مقدار آرماتور لازم برای آن را محاسبه نمایید. (f'c=28 MPa)





ابعاد تیرها و ستونها در طبقه همکف:

ابعاد تیر: ارتفاع تیر=600 mm ، عرض تیر=500 mm

ابعاد ستون: $600 \times 600\ mm$

طول ستون همکف (آکس تا آکس طبقه)= $l = 4500 - 300 = 4200$ mm

طول ستون طبقه اول (آکس تا آکس طبقه)= $l = 3600$ mm

طول خالص ستون همکف= $l_u = 4500 - 600 = 3900$ mm

بار محوری و لنگر خمشی ضریب دار برای ستون C1 در جدول زیر مشخص شده است. علامت لنگر ها در جهت ساعت گرد مثبت در نظر گرفته شده است.

		Axial load (kN)	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)
	D	2799	1.37	0.96
	L	1328.00	44.44	22.36
	EY	-217.35	3.00	189.00
1	1.4D	3918.60	1.92	1.34
2	1.2D+1.6L	5483.60	72.75	36.92
3	1.2D+0.5L+EY	3805.45	26.87	201.33
4	1.2D+0.5L-EY	4240.15	20.87	-176.67
5	0.9D+EY	2301.75	4.23	189.86
6	0.9D-EY	2736.45	-1.77	-188.14

مجموع بار محوری و برشی ستونها در طبقه همکف (۱۸ ستون):

$$\sum P_D = 80527.5\text{kN}$$

$$\sum P_L = 38959\text{kN}$$

$$\sum P_{EY} = 0$$ چرا؟

$$\sum V_{EY} = 7169\text{ kN}$$

- تغییر مکان جانبی نسبی طبقه همکف تحت اثر زلزله EY برابر 21 mm می باشد.

حل:

۱- بررسی ستون از لحاظ حرکت جانبی

با توجه به بند زیر اگر اندیس پایداری (Q) کمتر از 0.05 باشد، طبقه مهار شده (Nonsway) محسوب می شود و در غیر این صورت مهار نشده (Sway) محسوب می شود.

6.6.4.4 *Stability properties*

6.6.4.4.1 The stability index for a story, $\boldsymbol{Q}$, shall be calculated by:

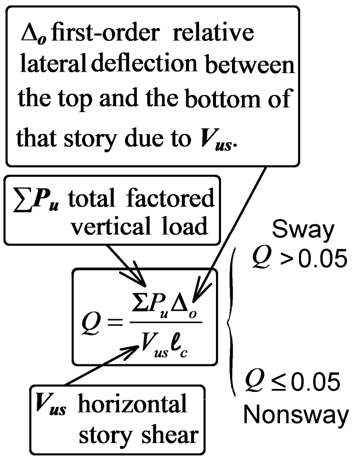
$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \tag{6.6.4.4.1}$$

where $\sum \boldsymbol{P_u}$ and $\boldsymbol{V_{us}}$ are the total factored vertical load and horizontal story shear, respectively, in the story being evaluated, and $\boldsymbol{\Delta_o}$ is the first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to $\boldsymbol{V_{us}}$.

6.6.4.3 It shall be permitted to analyze columns and stories in structures as nonsway frames if (a) or (b) is satisfied:

(a) The increase in column end moments due to second-order effects does not exceed 5 percent of the first-order end moments

(b) $\boldsymbol{Q}$ in accordance with 6.6.4.4.1 does not exceed 0.05



با توجه به اطلاعات مسئله در صفحه قبل، اندیس پایداری طبقه همکف در جدول زیر محاسبه شده است.

		Pu-story (kN)	Δ_0 (mm)	Vu-story (kN)	l_c (mm)	$Q = \frac{P_u \Delta_0}{V_{us} l_c}$
1	1.4D	112738.50	-	-	4200	-
2	1.2D+1.6L	158967.40	-	-	4200	-
3	1.2D+0.5L+EY	116112.50	21.00	7169.00	4200	0.0810
4	1.2D+0.5L-EY	116112.50	21.00	7169.00	4200	0.0810
5	0.9D+EY	72474.75	21.00	7169.00	4200	0.0505
6	0.9D-EY	72474.75	21.00	7169.00	4200	0.0505

با توجه به اینکه اندیس پایداری (Q=0.081) بیش از 0.05 بدست آمده است، طبقه همکف مهار نشده (Sway) محسوب می شود.

۲- بررسی لزوم در نظر گیری اثر P-delta

$$\beta_{ds} = \frac{\text{maximum factored sustained shear within a story}}{\text{maximum factored story shear associated with the same load combination}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{ds}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{(0.2E_cI_g + E_sI_{se})}{1+\beta_{ds}}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{E_cI}{1+\beta_{ds}}$$

$\sum P_u$ is the summation of all the factored vertical loads in a story

For $\psi_m < 2$, $k = \frac{20-\psi_m}{20}\sqrt{1+\psi_m}$

For $\psi_m > 2$, $k = 0.9\sqrt{1+\psi_m}$

$$P_c = \frac{\pi^2(EI)_{eff}}{(k\ell_u)^2}$$

If δ_s exceeds 1.5, only (b) or (c) shall be permitted

(a) $\delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1$

(b) $\delta_s = \frac{1}{1-\frac{\Sigma P_u}{0.75\Sigma P_c}} \geq 1$

(c) Second-order elastic analysis

$\sum P_c$ is the summation for all sway-resisting columns in a story

Sway $Q > 0.05$

$\frac{k\ell_u}{r} > 22 \Rightarrow$ $M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s}$, $M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$

M_1 shall not exceed $1.4(M_{1ns} + M_{1s})$

M_2 shall not exceed $1.4(M_{2ns} + M_{2s})$

$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22 \Rightarrow$ $M_1 = M_1$ $\quad M_2 = M_2$

در ستون C1 تنها یک تیر در راستای y به آن متصل است و داریم:

$$\psi_{top} = \frac{\Sigma\left(\frac{EI}{L}\right)_{col}}{\Sigma\left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7\left(\left(\frac{I}{L}\right)_{col-bot} + \left(\frac{I}{L}\right)_{col-top}\right)}{0.35\left(\frac{I}{L}\right)_{beam}} = \frac{0.7\left(\left(\frac{600^4/12}{4200}\right) + \left(\frac{600^4/12}{3600}\right)\right)}{0.35\left(\frac{500\times600^3/12}{7200}\right)} = 8.914$$

$$\psi_{bot} = 1$$

$$\psi_m = 4.957$$

$$K = 0.9\sqrt{1+\psi_m} = 0.9\sqrt{1+4.957} = 2.197$$

$r = 0.3H = 0.3 \times 600 = 180\ mm$

$K = 2.197$

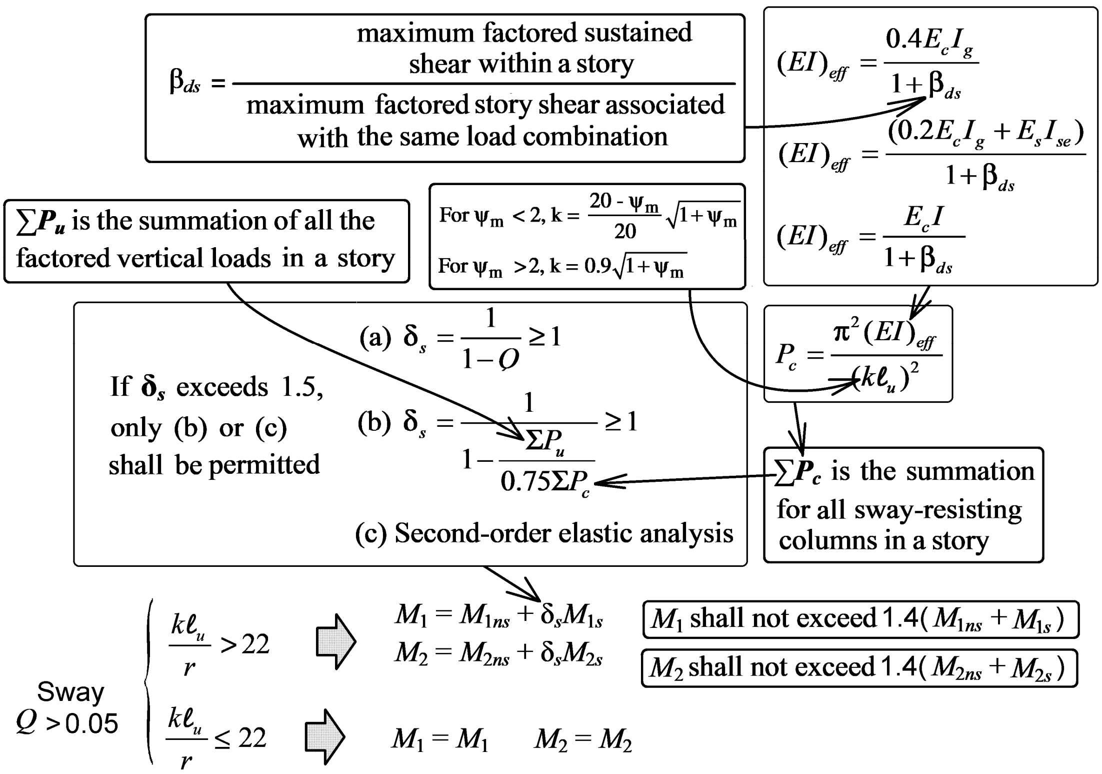
طول آزاد ستون $l_u = 3900\ mm$

$$\frac{Kl_u}{r} = 47.6 > 22 \quad \rightarrow$$ تشدید لنگر الزامی است

۳- محاسبه لنگر تشدید یافته بر اساس اندیس پایداری (Q)

با توجه به رابطه $\delta_s = \frac{1}{1-Q}$، ضریب تشدید لنگر را می توان بر اساس اندیس پایداری محاسبه نمود. مقدار Q برای ترکیب بارهای مختلف تغییر می کند. بنابراین برای هر ترکیب بار مقدار ضریب تشدید لنگر متفاوت خواهد بود. در جدول زیر لنگرهای تشدید یافته محاسبه شده است.

	M-top (kN.m)	M-bot (kN.m)	M1	M2	M1ns (kN.m)	M2ns (kN.m)	M1s (kN.m)	M2s (kN.m)	Q	δ_s	Mu
D	1.37	0.96									
L	44.44	22.36									
EY	3.00	189.00									
1.4D	1.92	1.34	1.34	1.92	1.34	1.92	-	-	-		1.92
1.2D+1.6L	72.75	36.92	36.92	72.75	36.92	72.75	-	-	-		72.75
1.2D+0.5L+E	26.87	201.33	26.87	201.33	23.87	12.33	3.00	189.00	0.0810	1.09	217.99
1.2D+0.5L-E	20.87	-176.67	20.87	-176.67	23.87	12.33	-3.00	-189.00	0.0810	1.09	-193.32
0.9D+EY	4.23	189.86	4.23	189.86	1.23	0.86	3.00	189.00	0.0505	1.05	199.93
0.9D-EY	-1.77	-188.14	-1.77	-188.14	1.23	0.86	-3.00	-189.00	0.0505	1.05	-198.20



۴- محاسبه مقدار $\sum P_c$ در طبقه همکف

جهت محاسبه بار بحرانی ستونهای طبقه همکف باید لاغری کلیه آنها محاسبه شود. با توجه به اینکه ستونها مشابه هستند داریم:

در ستونهای قرار گرفته در آکس های ۱ و ۴ که تنها یک تیر در راستای y به آنها متصل است، داریم:

$$\left.\begin{array}{c}\psi_{top}=\dfrac{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{col}}{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}}=\dfrac{0.7\left(\left(\frac{I}{L}\right)_{col-bot}+\left(\frac{I}{L}\right)_{col-top}\right)}{0.35\left(\frac{I}{L}\right)_{beam}}=\dfrac{0.7\left(\left(\frac{600^4/12}{4200}\right)+\left(\frac{600^4/12}{3600}\right)\right)}{0.35\left(\frac{500\times600^3/12}{7200}\right)}=8.914\\ \psi_{bot}=1\end{array}\right\}\psi_m=4.957$$

$$\left.\begin{array}{c}\left.\begin{array}{c}I_g=\dfrac{600^4}{12}=1.08\times10^{10}\,mm^4\\ \beta_{ds}=\dfrac{\text{بار جانبی دائمی}}{\text{بار جانبی کل}}=0\\ E=4700\sqrt{f_c'}=24870\,MPa\end{array}\right\}EI_{eff}=\dfrac{0.4EI_g}{1+\beta_{ds}}=1.0744\times10^{14}\\ K=0.9\sqrt{1+\psi_m}=0.9\sqrt{1+4.957}=2.197\\ \text{طول آزاد ستون}\ l_u=3900\,mm\end{array}\right\}\rightarrow P_c=\dfrac{\pi^2EI_{eff}}{(kl_u)^2}=14429\,kN$$

در ستونهای قرار گرفته در آکس های ۲ و ۳ که دو تیر در راستای y به آنها متصل است، داریم:

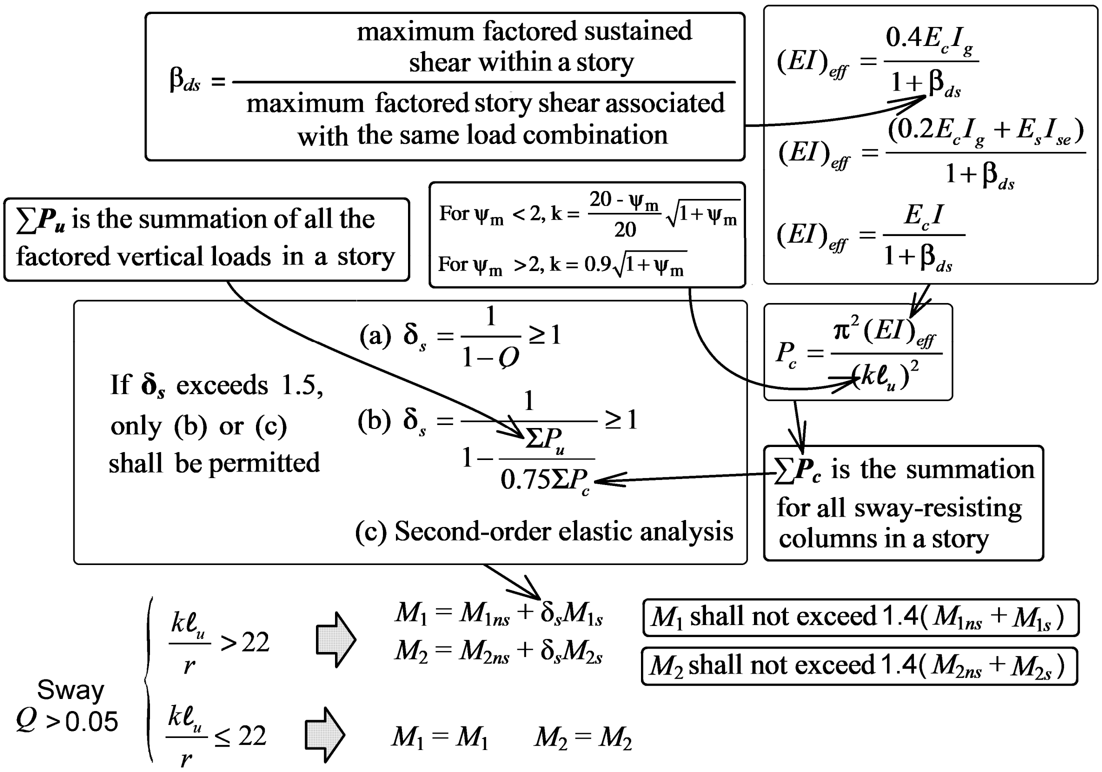
$$\left.\begin{array}{c}\psi_{top}=\dfrac{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{col}}{\sum\left(\frac{EI}{L}\right)_{beam}}=\dfrac{0.7\left(\left(\frac{I}{L}\right)_{col-bot}+\left(\frac{I}{L}\right)_{col-top}\right)}{0.35\left(\frac{I}{L}\right)_{beam}+0.35\left(\frac{I}{L}\right)_{beam}}=\dfrac{0.7\left(\left(\frac{600^4/12}{4200}\right)+\left(\frac{600^4/12}{3600}\right)\right)}{2\times0.35\left(\frac{500\times600^3/12}{7200}\right)}=4.457\\ \psi_{bot}=1\end{array}\right\}\psi_m=2.73$$

$$\left.\begin{array}{c}\left.\begin{array}{c}I_g=\dfrac{600^4}{12}=1.08\times10^{10}\,mm^4\\ \beta_{ds}=\dfrac{\text{بار جانبی دائمی}}{\text{بار جانبی کل}}=0\\ E=4700\sqrt{f_c'}=24870\,MPa\end{array}\right\}EI_{eff}=\dfrac{0.4EI_g}{1+\beta_{ds}}=1.0744\times10^{14}\\ K=0.9\sqrt{1+\psi_m}=0.9\sqrt{1+2.73}=1.7378\\ \text{طول آزاد ستون}\ l_u=3900\,mm\end{array}\right\}\rightarrow P_c=\dfrac{\pi^2EI_{eff}}{(kl_u)^2}=23084\,kN$$

$$\sum P_c=12\times14429+12\times23084=450156\,kN$$

۵- محاسبه لنگر تشدید یافته بر اساس لاغری ستونها

	M1ns (kN.m)	M2ns (kN.m)	M1s (kN.m)	M2s (kN.m)	Pu-story (kN)	Pc-story	δ_s	Mu
1.4D	1.34	1.92	0.00	0.00	112738.50	4.5038E+05	1.5	1.92
1.2D+1.6L	36.92	72.75	0.00	0.00	158967.40	4.5038E+05	1.89	72.75
1.2D+0.5L+EY	23.87	12.33	3.00	189.00	116112.50	4.5038E+05	1.52	300.33
1.2D+0.5L-EY	23.87	12.33	-3.00	-189.00	116112.50	4.5038E+05	1.52	-275.67
0.9D+EY	1.23	0.86	3.00	189.00	72474.75	4.5038E+05	1.27	241.49
0.9D-EY	1.23	0.86	-3.00	-189.00	72474.75	4.5038E+05	1.27	-239.77



سراسری ۹۶

۱۲۱- در صورتی که در طراحی ستون بتنی لاغر بارزندهٔ محوری فشاری ستون نصف شود، نسبت به حالت بارزنده کامل، کدام گزینه صحیح است؟ طبقات سازه از نظر جانبی مهار شده می‌باشند و ضریب طول مؤثر واحد فرض شود.

۱) با توجه به عدم تغییر مد کمانشی، بار بحرانی تغییر نمی‌کند.

۲) با توجه به عدم تغییر مد کمانشی، ضریب تشدید تغییر نمی‌کند.

۳) بار بحرانی ستون کاهش می‌یابد.

۴) بار بحرانی ستون افزایش می‌یابد.

گزینه ۳

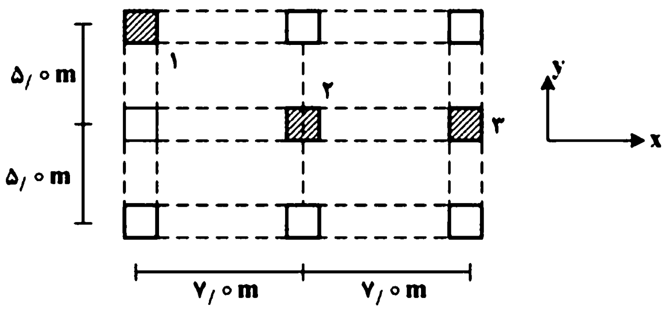
$$P_c=\frac{\pi^2 EI_{eff}}{(kl_u)^2}$$

$$EI_{eff}=\frac{0.4E_cI_g}{1+\beta_{dns}}$$

با کاهش سهم بار زنده، درصد بار دائمی افزایش می یابد و در نتیجه ضریب β_{dns} افزایش یافته و EI_{eff} کاهش می یابد.

سراسری ۹۸

۱۱۶- در پلان شکل زیر که مربوط به یک طبقه مهار نشده است، ضریب تشدید لنگر (δ_s) بـرای کـدام سـتون بزرگتـر است؟ (نیروی افقی در راستای محور x وارد می‌شود و ابعاد و آرماتورگذاری تمام تیرها و ستون‌ها یکسان است)



۱) ستون ۱

۲) ستون ۲

۳) ستون ۳

۴) در هر سه ستون برابر است.

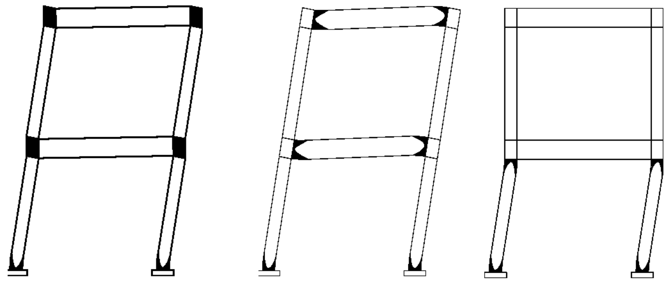
گزینه ۴

۱٤-تیر ضعیف- ستون قوی

در قابهای خمشی ویژه قابها باید به گونه ای طراحی شوند که تیرها ضعیف تر از ستون باشند، تا شروع خرابی از مقطع ستونها نباشد.

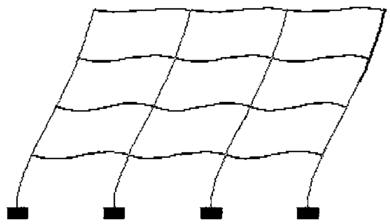
خرابی قابهای خمشی :

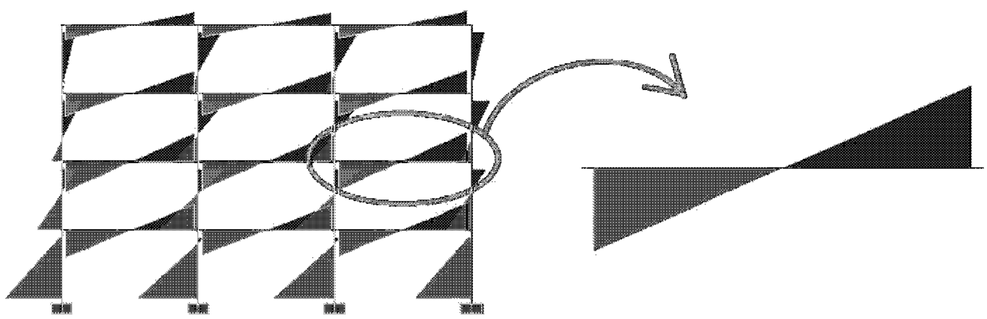
- خرابی در دو انتهای ستونها
- خرابی در دو انتهای تیرها
- خرابی در گره اتصال



چرا در زلزله خرابی در دو انتهای اعضا رخ می دهد؟

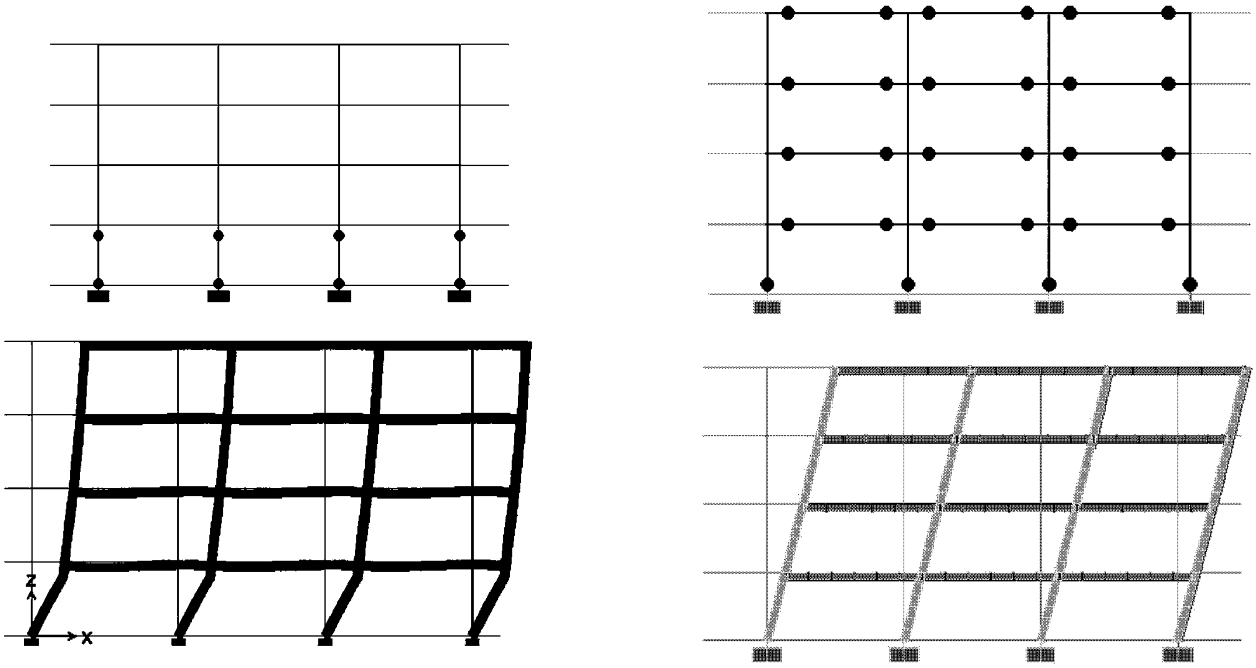
به شکلهای زیر توجه کنید. هنگام زلزله حداکثر **لنگر** در دو انتهای ستونها و تیرها ایجاد می شود و به همین جهت خرابی از دو انتها شروع می شود.



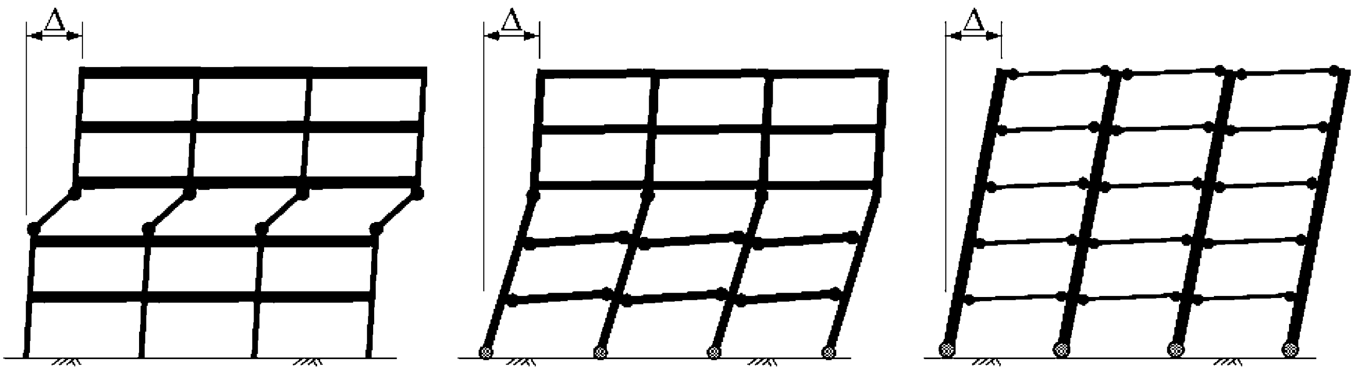


در کدامیک از قابهای زیر تیر ستونها ضعیف تر از تیر می باشند؟

رفتار کدام سازه بهتر است و به چه دلیل؟



- در شکل سمت چپ ستونها ضعیف تر از تیر می باشند.
- در شکل سمت راست تیرها ضعیف تر از ستون می باشند.



(a) Story mechanism (b) Intermediate mechanism (c) Beam mechanism

مطابق بند زیر در ستونهای قابهای باشکل پذیری زیاد (ویژه) مجموع مقاومت خمشی ستونها در گره اتصال باید بیش از 1.2 برابر مقاومت خمشی تیرها در همان گره باشد. رعایت این ضابطه برای ستونهای قابهای خمشی با شکل پذیری متوسط لازم نیست.

18.7—Columns of special moment frames

18.7.3 *Minimum flexural strength of columns*

18.7.3.1 Columns shall satisfy 18.7.3.2 or 18.7.3.3, except at connections where the column is discontinuous above the connection and the column factored axial compressive force

18.7.3.2 The flexural strengths of the columns shall satisfy

$$\sum M_{nc} \geq (6/5)\sum M_{nb} \qquad (18.7.3.2)$$

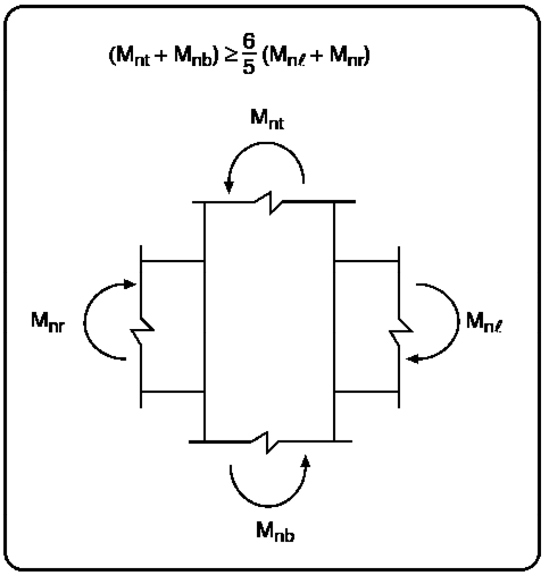
where

$\sum M_{nc}$ is sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength.

$\sum M_{nb}$ is sum of nominal flexural strengths of the beams framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. In T-beam construction, where the slab is in tension under moments at the face of the joint, slab reinforcement within an effective slab width defined in accordance with 6.3.2 shall be assumed to contribute to M_{nb} if the slab reinforcement is developed at the critical section for flexure.

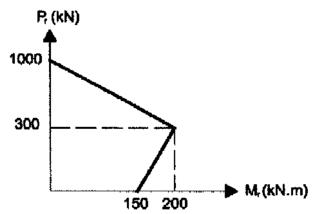
Flexural strengths shall be summed such that the column moments oppose the beam moments. Equation (18.7.3.2) shall be satisfied for beam moments acting in both directions in the vertical plane of the frame considered.

18.7.3.3 If 18.7.3.2 is not satisfied at a joint, the lateral strength and stiffness of the columns framing into that joint shall be ignored when calculating strength and stiffness of the structure. These columns shall conform to 18.14.



محاسبات-۹۱

۲۳- در قاب یک دهانه و یک طبقه با شکل‌پذیری زیاد در صورتی‌که لنگر خمشی مقاوم تیر در بر ستون (مثبت و منفی) برابر 135 kN.m و دیاگرام اندرکنش نیروی محوری- لنگرخمشی برای ستون مطابق شکل و نیروی محوری موثر به ستون P_D=233kN , P_L=72kN , P_E= ±24kN و ترکیب بارگذاری مورد نظر 1.2D + L + E باشد، نسبت $\frac{M_c}{M_g}$ در اتصال تیر به ستون در نامساعدترین حالت بار محوری در ترکیب بارگذاری مذکور به کدام یک از اعداد زیر نزدیکتر است؟



۱) 1.30

۲) 1.20

۳) 1.40

۴) 1.10

گزینه ۱:

Mc مقاومت خمشی ستون و Mg ($Girder$) مقاومت خمشی تیر می باشد. در حقیقت هدف بررسی ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی می باشد. مقدار Mc را که خود مساله داده است ($135\ kN.m$). ما تنها باید مقاومت خمشی ستون (Mc) را محاسبه کنیم. مقاومت خمشی ستونهای بتنی متغیر بوده و عدد ثابتی نیست و بستگی به مقدار نیروی محوری موثر بر آن دارد. تحت اثر ترکیب بار فوق نیروی محوری ستون برابر است با:

$$P = 1.2 \times 233 + 72 \pm 24 = \begin{cases} 376\ kN \\ 328\ kN \end{cases}$$

با توجه به دیاگرام اندرکنشی داده شده، مقاومت خمشی ستون تحت اثر بار $376\ kN$ کمتر (بحرانی) بوده و برابر است با:

$$M_c = 200 - \left(\frac{376 - 300}{1000 - 300}\right) \times 200 = 178.29\ kN.m$$

بنابراین ستون قوی تر از تیر می باشد. دقت شود که قاب یک دهانه و یک طبقه می باشد و در گره مورد نظر تنها یک تیر و یک ستون داریم. برای گرههایی که دو ستون و دو تیر متصل است، مجموع مقاومت خمشی تیرها و ستونها را باید منظور کنیم.

۱۵- چشمه اتصال

مطابق بندهای زیر از ACI318-2019 در گره اتصال (چشمه اتصال) آرماتورهای عرضی ستون باید دارای شرایط زیر باشد:

- آرماتورهای طولی ستونها همانطور که در ناحیه بحرانی دو انتهای ستون به صورت یک در میان مهار می شوند، در گره اتصال نیز باید به صورت یک در میان مهار شوند.
- فواصل آرماتورهای عرضی در چشمه اتصال مشابه ضوابط مربوط به ناحیه بحرانی دو انتهای ستون تعیین می شود. بنابراین اگر نیروی برش تعیین کننده فواصل در ناحیه بحرانی نباشد، آرماتورهای عرضی در چشمه اتصال و ناحیه بحرانی مشابه خواهد بود. برای مثال اگر در دو انتهای ستون از $\varphi10@100$ استفاده شده است، در چشمه اتصال نیز باید از همان الگو استفاده شود.
- میلگردهای تیر در صورتی که توسط قلاب مهار شده باشند، مطابق شکل زیر باید انتهای ستون ادامه یابند.

18.4—Intermediate moment frames

18.4.4 *Joints*

18.4.4.1 Beam-column joints shall satisfy the detailing requirements of 15.3.1.2, 15.3.1.3 and 18.4.4.2 through 18.4.4.5.

15.3.1.2 Joint transverse reinforcement shall consist of ties, spirals, or hoops satisfying the requirements of 25.7.2 for ties, 25.7.3 for spirals, and 25.7.4 for hoops.

15.3.1.3 At least two layers of horizontal transverse reinforcement shall be provided within the depth of the shallowest beam framing into the joint.

25.7.2 *Ties*

25.7.2.3 Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):

(a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees

(b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from a laterally supported bar

18.4.4.4 Spacing of joint transverse reinforcement s shall not exceed the lesser of 18.4.3.3(a) through (c) within the height of the deepest beam framing into the joint.

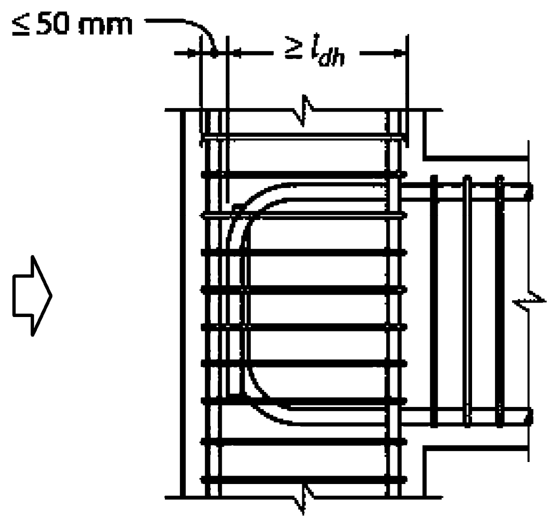
18.4.3.3 At both ends of the column, hoops shall be provided at spacing s_o over a length ℓ_o measured from the joint face. Spacing s_o shall not exceed the least of (a) through (c):

(a) For Grade 60, the smaller of $8d_b$ of the smallest longitudinal bar enclosed and 8 in.

(b) For Grade 80, the smaller of $6d_b$ of the smallest longitudinal bar enclosed and 6 in.

(c) One-half of the smallest cross-sectional dimension of the column

18.4.4.3 Longitudinal reinforcement terminated in a joint shall extend to the far face of the joint core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 and in compression in accordance with 25.4.9.



(b) Hooked reinforcement

در متن های زیر که برگرفته از پیش نویس مبحث نهم (ویرایش ۹۷) می باشد، ضوابط کنترل چشمه اتصال ارائه شده است.

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 V_n ناحیه اتصال 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.

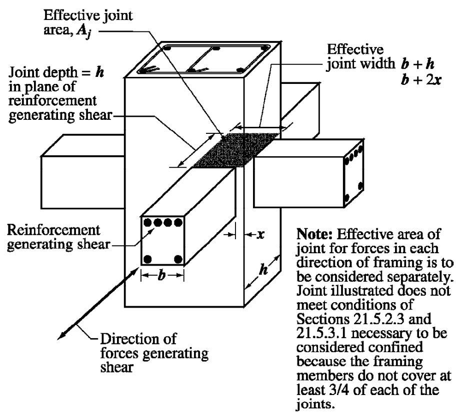
ب) میلگردهای طولی و عرضی تیر در طرف دیگر ناحیه اتصال در طول امتداد ادامه یابند.

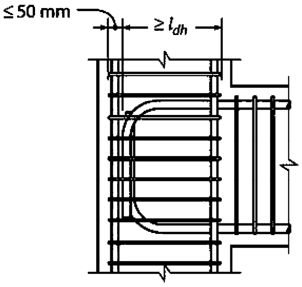
۹-۱۶-۲-۸ یک ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) در حالتی شرایط محصورشدگی دارد که در تیرهای عرضی آن شرایط زیر برآورده گردند:

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.



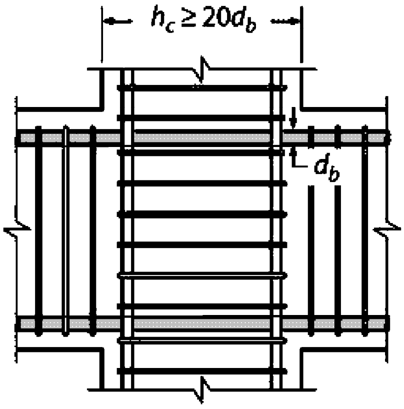


(b) Hooked reinforcement

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 ϕ 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.

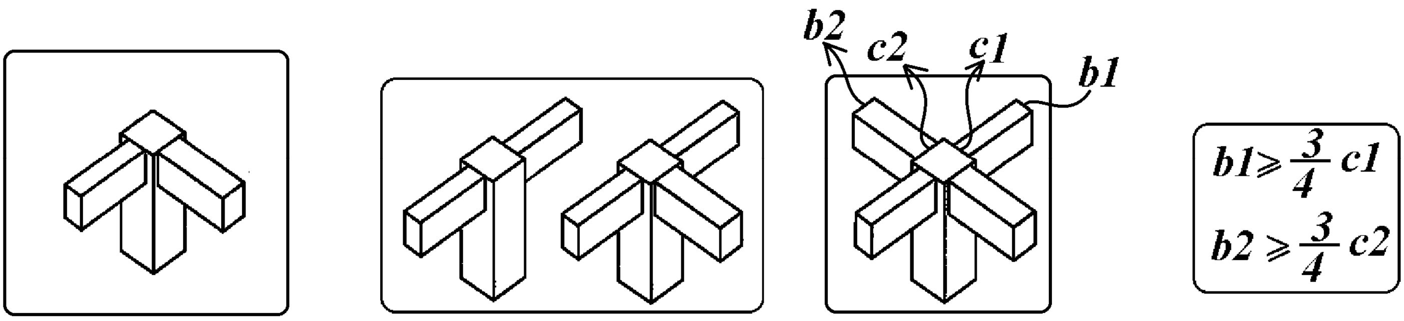
۹-۱۶-۲-۸ یک ناحیه اتصال (در جهت مورد بررسی) در حالتی شرایط محصورشدگی دارد که در تیرهای عرضی آن شرایط زیر برآورده گردند؛

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

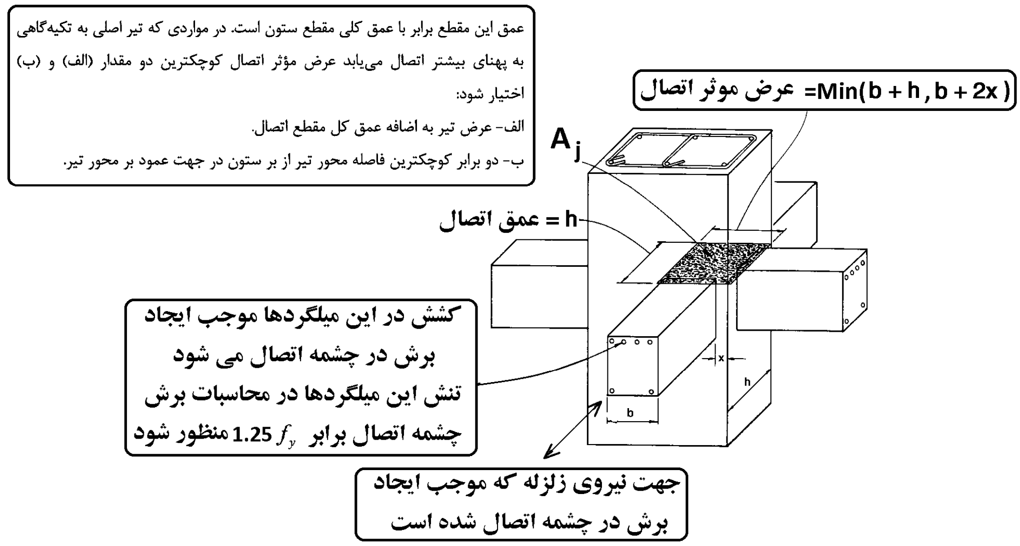
ب) تیرهای عرضی حداقل به طول یک عمق تیر بعد از ناحیه اتصال ادامه داشته باشند.

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.

در شکلهای زیر تشخیص دهید که گره اتصال کدام یک از موارد صفحه قبل می باشد.



21.2.4.3 For beam-column joints and diagonally reinforced coupling beams, ϕ for shear shall be 0.85.



محاسبات ۹۴

۴۷- نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال تیر به ستون یک ساختمان بتنی با شکل‌پذیری زیاد، 2300 کیلونیوتن است. چنانچه مقطع ستون، مربعی به طول اضلاع 500×500 میلی‌متر بوده و از هر چهارطرف به تیرهای با پهنای 400 میلی‌متر متصل شده باشد، حداقل رده بتن موردنیاز (برای تمام اعضای سازه از یک رده بتن استفاده می‌شود) چقدر است؟ محور هر چهار تیر را منطبق بر محورهای اصلی ستون فرض کنید. همچنین فرض کنید که در این اتصال، آرماتورگذاری عرضی ویژه قرار داده می‌شود.

C40 (۱   C30 (۲   C25 (۳   C35 (۴

گزینه ۱

$$(2300 \times 10^3) < \left(\varphi V_n = \varphi \times 1.66\sqrt{f_c'}A_j = 0.85 \times 1.66 \times \sqrt{f_c'} \times 500^2\right) \quad \rightarrow \quad f_c' > 42.5\ MPa$$

محاسبات ۹۴

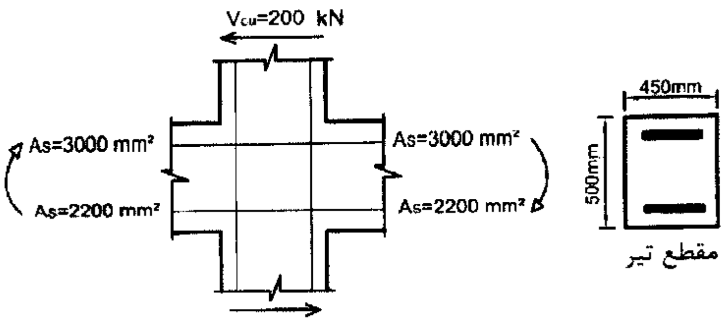
۴۶- در شکل زیر یک اتصال تیر به ستون بتنی نشان داده شده است. چنانچه این اتصال مربوط به یک ساختمان با شکل‌پذیری زیاد باشد، نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ نوع میلگرد S400، رده بتن C25، ابعاد مقطع ستون 500×500 میلی‌متر است. فرض می‌شود امکان تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای هر دو سمت ستون وجود دارد. مقدار نیروی برشی نهایی ستون در شکل زیر مشخص شده است.

۱) 2700 kN

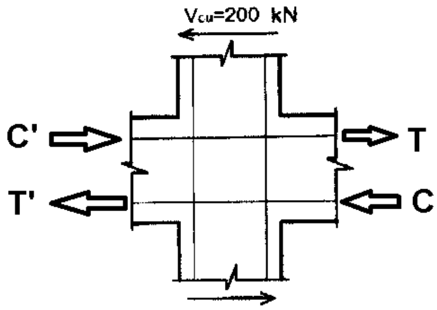
۲) 2600 kN

۳) 2400 kN

۴) 2300 kN



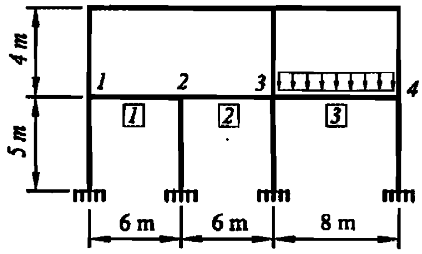
گزینه ۳



$$C = T = A_s(1.25f_y) = 3000 \times 1.25 \times 400 = 1500\ kN$$
$$C' = T' = A_s(1.25f_y) = 2200 \times 1.25 \times 400 = 1100\ kN$$
$$V_p = T + C' - V_{cu} = 1500 + 1100 - 200 = 2400\ kN$$

محاسبات ۹۴

۳۱- شکل زیر یکی از قاب‌های ساختمانی بتنی با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه را نشان می‌دهد. ابعاد مقطع تمام تیرها و ستون‌ها 500×500 mm است. به تیر سه دهانه‌ی طبقه اول، در دهانه‌های 1 و 2 باری غیر از وزن تیر وارد نمی‌شود، اما در دهانه 3 علاوه بر وزن تیر، بارهای مرده و زنده سطوح مجاور نیز اعمال می‌شود. اگر در هر دو تکیه‌گاه هر سه دهانه این تیر، مساحت میلگردهای بالا 4000mm^2 و میلگردهای پایین 3200mm^2 بوده و به‌طور محافظه‌کارانه از نیروی برشی ستون‌ها صرفنظر شود، نیروی برشی نهایی مؤثر در بحرانی‌ترین اتصال (گره‌های 1 تا 4) برحسب کیلونیوتن به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ فرض شود که میلگردها از رده S400 و بتن از رده C25 می‌باشد.



۱) 2900

۲) 3200

۳) 3600

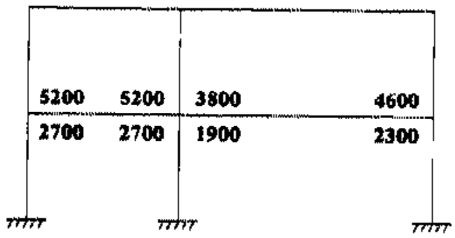
۴) 4000

گزینه ۳

$$\left.\begin{aligned} T &= 1.25F_yA_s = 1.25 \times 400 \times 4000 = 2000\ kN \\ C' = T' &= 1.25F_yA_s = 1.25 \times 400 \times 3200 = 1600\ kN \end{aligned}\right\} T + C' = 3600\ kN$$

محاسبات ۹۵

۲۲- شکل زیر یک قاب بتن آرمه با شکل‌پذیری زیاد را نشان می‌دهد. اعداد بالا و پایین تیر طبقه اول به ترتیب سطح مقطع میلگردهای بالا و پایین تیر در محل تکیه‌گاه را بر حسب میلی‌متر مربع نشان می‌دهد. به لحاظ لرزه‌ای، نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ستون میانی، چند برابر بیشترین نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال ستون‌های کناری است؟ (از برش در ستون‌ها صرفنظر و ابعاد مقطع تیر و عمق مؤثر آن در هر دو دهانه یکسان فرض شود). نزدیکترین گزینه به جواب را انتخاب کنید.



۱) 2

۲) 1

۳) 1.873

۴) 1.365

گزینه ۴

نیروی برشی موثر به ستون میانی:

$$V_p = Max\begin{pmatrix}1.25F_y(5200+1900)\\1.25F_y(3800+2700)\end{pmatrix} = 1.25F_y(5200+1900) = 1.25F_y(7100)$$

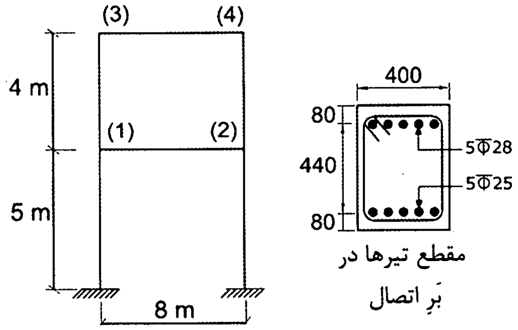
نیروی برشی موثر به ستون کناری:

$$V_p = Max\begin{pmatrix}1.25F_y(5200)\\1.25F_y(4600)\end{pmatrix} = 1.25F_y(5200)$$

$$\frac{1.25F_y(7100)}{1.25F_y(5200)} = 1.365$$

محاسبات ۹۷

۳۱- شکل زیر یک قاب ساختمانی بتنی با سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه را نشان می‌دهد. ابعاد مقطع تیرها 400×600 mm و ابعاد مقطع ستون‌ها 600×600 mm است. اگر مقدار نیروی برشی ستون‌های طبقه دوم (ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها) برابر 340 کیلونیوتن باشد، آنگاه نیروی برشی نهایی مؤثر در بحرانی‌ترین اتصال طبقه اول (گره‌های 1 و 2) برحسب کیلونیوتن به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (میلگردها از رده S400 و بتن از رده C30 بوده و ابعاد مقطع تیرها به میلی‌متر است).



۱) 1880

۲) 1570

۳) 1540

۴) 1200

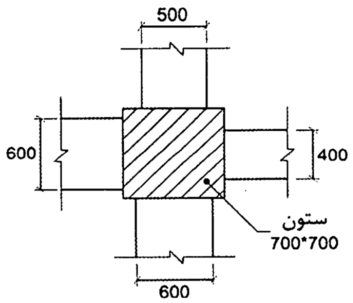
گزینه ۴

$$V_{\text{اتصال}} = 1.25F_yA_s - V_{col} = 1.25 \times 400 \times \left(5 \times 3.14 \times \frac{28^2}{4}\right) - 340000 = 1199\ kN$$

محاسبات ۹۷

۳۲- شکل زیر اتصال چهار تیر بتنی با مقاطع به ابعاد 400×400 mm ، 500×500 mm، 600×600 mm به یک ستون با مقطع 700×700 mm را نشان می‌دهد. در خصوص این اتصال کدام‌یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

(ابعاد در شکل به میلی‌متر است)



۱) اتصال از سه سمت محصورشده محسوب نمی‌شود.

۲) اتصال از دو سمت مقابل محصورشده محسوب می‌شود.

۳) اتصال از چهار سمت محصورشده محسوب می‌شود.

۴) اتصال در صورتی از چهار سمت محصورشده تلقی می‌شود که مقاومت فشاری بتن تیر بیش از مقاومت فشاری بتن ستون باشد.

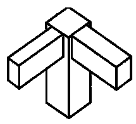
گزینه ۱

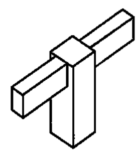
حداقل بعد تیر، برای اینکه به عنوان تیر محصور کننده منظور شود، برابر ¾ بعد ستون می باشد:

$$\frac{3}{4} \times 700 = 525\ mm$$

بنابراین تنها تیرهای با عرض 600 mm به عنوان تیر محصور کننده خواهند بود.

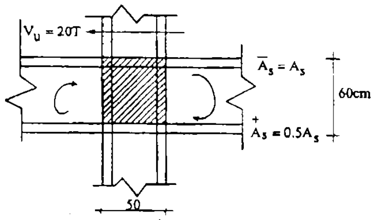
بنابراین اتصال از دو سمت "مجاور" محصور شده محسوب می شود.





محاسبات پایه ۱- ۱۳۸۴

۴۰- اتصال تیر به ستون مقابل متعلق به یک قاب بتن آرمه است که برای شکل‌پذیری زیاد طراحی می‌شود. تعیین کنید حداکثر مقدار A_s را برای آنکه چشمه اتصال بتواند به لحاظ برش جوابگو باشد. اتصال از چهار سمت محصور است. ابعاد مقطع ستون ۵۰×۵۰ سانتی‌متر و ابعاد مقطع تیرها ۶۰×۵۰ سانتی‌متر است. برش در ستون فوقانی ۲۰ تن است. $f_y = ۴۰۰۰\frac{kg}{cm^۲}$ $f_c = ۲۰۰\frac{kg}{cm^۲}$



۱) $A_s = ۲۴cm^۲$
۲) $A_s = ۲۸$
۳) $A_s = ۳۰$
۴) $A_s = ۳۵$

گزینه ۱

$$\left.\begin{matrix}\left(V_u = 1.25F_y(A_s^- + A_s^+) - V_{col} = 1.25 \times 400 \times (1.5A_s) - 200000\ N\right) \\ \left(\varphi V_n = \varphi \times 1.7\lambda\sqrt{f_c'}A_j = 0.85 \times 1.66 \times \sqrt{20} \times 500^2\right)\end{matrix}\right\} V_u < \varphi V_n \quad \rightarrow \quad A_s = 2370\ mm^2$$

محاسبات ۹۷

۴۱- برای مقطع تیر بتن‌آرمه به عرض 500 میلی‌متر و ارتفاع موثر 600 میلی‌متر و با 4 میلگرد کششی به قطر 25 میلی‌متر و $f_y = 400$ MPa و با فرض توزیع تنش یکنواخت عمود بر مقطع در قسمت فشاری بتن برابر 24 MPa، نسبت M_{pr} (لنگر خمشی مقاوم محتمل) به M_n (لنگر خمشی مقاوم اسمی) به کدام مقدار نزدیک‌تر است؟ (در محاسبات از اثر آرماتور فشاری صرفنظر شود).

۱) 1.35 ۲) 1.27 ۳) 1.23 ۴) 1.15

گزینه ۳

روش تقریبی:

با توجه به اینکه در هنگام محاسبه Mpr تنها مقدار Fy برابر با 1.25Fy فرض می شود و با توجه به رابطه تقریبی A_sF_yZ میتوان گفت که با افزایش Fy مقدار Z نیز اندکی کاهش میابد و بنابراین مقاومت Mpr اندکی کمتر از 1.25 برابر مقاومت Mn خواهد بود.

روش دقیق:

هنگام محاسبه مقاومت خمشی "اسمی"، مقدار $a = \beta x$ به صورت زیر خواهد بود:

$$a = \beta x = \frac{A_s(F_y)}{(b)(f_c')} = \frac{4 \times 491(400)}{(500)(24)} = 65.46$$

$$\rightarrow \quad M_n = A_sF_yZ = A_sF_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 4 \times 491 \times 400\left(600 - \frac{65.46}{2}\right) = 445.6\ kN.m$$

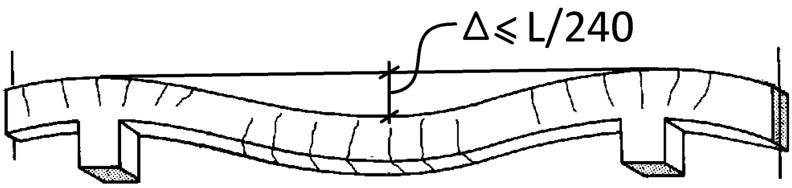
محاسبه مقاومت خمشی "محتمل"، مقدار βx و در نتیجه مقاومت خمشی از رابطه زیر بدست میاید:

$$a = \beta x = \frac{A_s(1.25F_y)}{(b)(\alpha f_c')} = \frac{4 \times 491(1.25 \times 400)}{(500)(24)} = 81.8\ mm$$

$$\rightarrow \ M_{pr} = A_s(1.25F_y)Z = A_s1.25F_y\left(d - \frac{49.1}{2}\right) = 549\ kN.m$$

$$\frac{M_{pr}}{M_n} = \frac{549}{445} = 1.23$$

۱۶- خیز تیرها



تیرها تحت اثر بارهای وارده تغییرشکل میدهند.

- تغییر شکل بیش از حد میتواند موجب ترک خوردن تیغه ها و دیوارهایی باشد که تیر آنها را تحمل میکند.
- تغییرشکل بیش از حد میتواند موجب آسیب به اجزای در و پنجره و ایجاد مشکل در باز و بسته شدن آنها شود.
- تغییر شکل نباید به حدی باشد که با چشم قابل تشخیص باشد. در غیر این صورت موجب کاهش زیبایی سازه و ایجاد نگرانی در ساکنین می شود.
- از آنجا که کنترل خیز یک بحث بهره برداری میباشد (خطر جانی ندارد)، تحت بارهای بدون ضریب کنترل میشود.

برای کنترل خیز دو روش وجود دارد:

۱۶-۱- روش اول: کنترل غیر مستقیم خیز

در این روش به جای محاسبه مستقیم خیز، نسبت طول به ارتفاع تیر به یک عدد تجربی محدود میشود. این روش محاسبه خاصی نیاز ندارد و بسیار ساده میباشد.

۹-۱۱-۲-۶ حداقل ارتفاع تیر

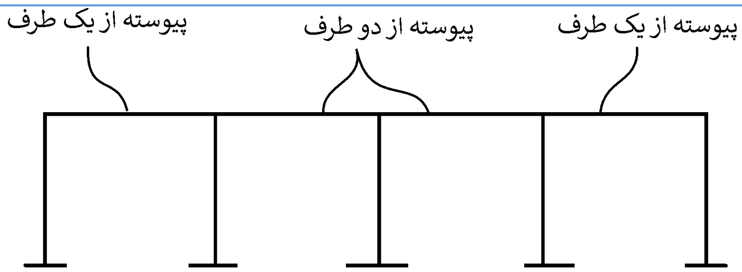
۹-۱۱-۲-۶-۱ در ساختمان‌های متعارف و تحت بارگذاری‌های معمول، در تیرهایی که ارتفاع آن‌ها از مقادیر مندرج در جدول ۹-۱۱-۱ بیش‌تر است، محاسبه‌ی خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد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

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	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 مگاپاسکال می‌باشند. 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 $(0.4+f_y/700)$ ضرب شوند.



- اگر سازه تک دهانه باشد، باید از محدودیت مربوط به تیکه گاه های ساده استفاده شود.
- اگر طول تیر بلند باشد، متعارف محسوب نشده و اجازه نداریم از جدول فوق استفاده کنیم (محاسبه دقیق لازم است).
- اگر تیر مورد نظر تیغه تحمل میکند اجازه نداریم از جدول فوق استفاده کنیم (محاسبه دقیق خیز لازم است).

۲-۱۶- روش دوم: محاسبه دقیق خیز

- ممان اینرسی موثر تیر (I_e)

یکی از عوامل مهم در خیز تیر، ممان اینرسی موثر تیر هست. برای مثال خیز تیر دو سر ساده تحت بار گسترده از رابطه زیر بدست میاید:

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

- مساحت میلگردهای کششی (A_s)

با افزایش مساحت میلگردهای کششی مقطع، ممان اینرسی مقطع ترک خورده (I_{cr}) افزایش یافته و در نتیجه ممان اینرسی موثر نیز افزایش میابد.

- ارتفاع مقطع (h)

افزایش ارتفاع موجب افزایش قابل توجه ممان اینرسی موثر میشود.

- طول تیر (L)

با افزایش طول تیر، تغییرشکل تیر نیز افزایش میابد.

- بار وارد بر تیر (q)

افزایش بار وارد بر تیر علاوه بر اینکه مستقیما موجب افزایش تغییرشکل آن میشود، موجب کاهش ممان اینرسی موثر مقطع میشود. با افزایش بار قسمتهای بیشتری از تیر ترک خورده محسوب شده و ممان اینرسی موثر کاهش میابد.

- مدول الاستیسیته بتن (E_c)

مدول الاستیسیته بتن تابع مقاومت فشاری آن است. با افزایش مقاومت فشاری بتن، مدول الاستیسیته نیز افزایش یافته و در نتیجه خیز کاهش میابد.

- خزش

تغییرشکلهای بلند مدت ناشی از خزش نیز باید در محاسبات منظور شود. وجود میلگرد فشاری خزش را کاهش میدهد. بنابراین میتوان گفت با افزایش میلگرد فشاری خیز تیر کاهش میابد.

ضریب ξ	زمان
۱/۰	۳ ماه
۱/۲	۶ ماه
۱/۴	۱۲ ماه
۲/۰	۶۰ ماه و بیش‌تر

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

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$\Delta_{sustained} = \Delta_{D+SD+L+Partition\,on+\gamma L}$$

تغییـر مکـان آنـی ناشـی از بارهـای دائمی

$$\Delta_{Creep} = \lambda_\Delta \times \Delta_{sustained}$$

تغییـر مکـان دراز مـدت

آن قســمت از تغییــر مکان که قبل از اتصال اعضـای غیـر سـازه‌ای ایجاد می‌شود. منظـور

$$\Delta_{total} = \left(\Delta_{D+SD+L+Partition} + \Delta_{Creep}\right) - \Delta_{initial} < \begin{cases} \ell/480 \\ \ell/240 \end{cases}$$

$\ell/480$: بامها یا کفهایی که به اعضـای غیـر سـازه‌ای متصل هستند یـا آن‌هـا را نگـه‌داری میکننـد؛ و تغییر مکان زیاد ممکـن اسـت آسـیبی در ایـن اعضا ایجاد کند.

$\ell/240$: بامها یا کفهایی که به اعضـای غیـر سـازه‌ای متصل هستند یا آن ها را نگه‌داری میکنند، ولـی تغییرمکـان زیـاد آسـیبی در ایـن اعضا ایجـاد نمیکنند.

$$\Delta_{immediate} = \left(\Delta_{D+SD+L+Partition}\right) - \left(\Delta_{D+SD+Partition}\right) < \ell/360$$

ضریب وابسته به شرایط مرزی برای نمونه برای تیر دوسر مفصل برابر $\alpha = 5/384$ میباشد

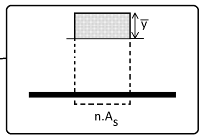
بار بهره برداری

$$\Delta = \alpha \frac{qL^4}{EI_e}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'}$$

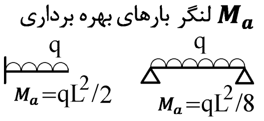
$$M_a \le \frac{2}{3}M_{cr} \Rightarrow I_e = I_g$$

$$M_a > \frac{2}{3}M_{cr} \Rightarrow I_e = \left(\frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)}\right)$$



$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c'}$$

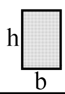
لنگر بارهای بهره برداری M_a



لنگر تـرک خـوردگی $M_{cr} = \dfrac{f_r I_g}{y_t}$

$I_g = bh^3/12$

$y_t = h/2$



تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی پیوسته $I_e = \frac{1}{4}(I_{el} + 2I_{em} + I_{er})$

در محاسبه دقیق مراحل زیر باید انجام شود:

۱- محاسبه لنگر ترک خوردگی عضو

در محاسبه لنگر ترک خوردگی مقطع از اثر میلگردها صرف نظر می شود. نحوه محاسبه لنگر ترک خوردگی قبلا در بند ۳-۸- همین جزوه تشریح شده است.

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{\left(0.62\lambda\sqrt{f_c'}\right)I_g}{y_t}$$

λ: ضریب بتن سبک می باشد و برای بتن عادی برابر $\lambda = 1$ می باشد.

I_g: ممان اینرسی مقطع ترک نخورده (کل مقطع با فرض عدم وجود میلگرد)

y_t: فاصله دورترین تار کششی مقطع از تار خنثی مقطع ترک نخورده

۲- محاسبه ممان اینرسی موثر عضو

24.2—Deflections due to service-level gravity loads

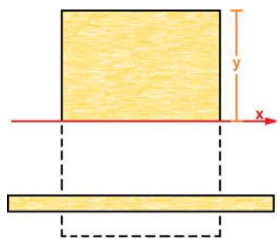
24.2.3 *Calculation of immediate deflections*

24.2.3.5 For nonprestressed members, unless obtained by a more comprehensive analysis, effective moment of inertia, I_e, shall be calculated in accordance with Table 24.2.3.5 using:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (24.2.3.5)$$

Table 24.2.3.5—Effective moment of inertia, I_e

Service moment	Effective moment of inertia, I_e, in.^{4}	
$M_a \le (2/3)M_{cr}$	I_g	(a)
$M_a > (2/3)M_{cr}$	$\dfrac{I_{cr}}{1-\left(\dfrac{(2/3)M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\dfrac{I_{cr}}{I_g}\right)}$	(b)



24.2.3.6 For continuous one-way slabs and beams, I_e shall be permitted to be taken as the average of values obtained from Table 24.2.3.5 for the critical positive and negative moment sections.

۳- محاسبه خیز کوتاه مدت (بدون منظور نمودن اثر خزش)

24.2.3 *Calculation of immediate deflections*

24.2.3.1 Immediate deflections shall be calculated using methods or formulas for elastic deflections, considering effects of cracking and reinforcement on member stiffness.

مقادیر خیز بر اساس روابط تحلیل سازه و بارهای وارد بر سازه تعیین می شود. برای مثال برای تیرهای دو سرمفصل مقدار خیز تحت بار مرده از رابطه زیر بدست می آید:

$$\Delta_D = \frac{5}{384}\frac{q_D L^4}{E I_e}$$

۴- محاسبه خیز بلند مدت

طبق بند زیر تغییر شکل ناشی از خزش را می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\Delta_{Creep} = \lambda_\Delta \times \Delta_{\text{بار دائمی}}$$

λ_Δ ضریب خزش می باشد. اگر در جهت اطمینان از کمک میلگرد فشاری صرف نظر شود ($\rho' = 0$) مقدار این ضریب برای بلند مدت (بالای ۵ سال) برابر $\lambda_\Delta = 2$ خواهد شد. در این حالت تغییرشکل ناشی از خزش برابر خواهد بود با:

$$\Delta_{Creep} = 2 \times \Delta_{\text{بار دائمی}}$$

مقدار بار دائمی بر اساس قضاوت مهندسی برابر بار مرده همراه با درصدی از بار زنده در نظر گرفته می شود:

$$\Delta_{\text{بار دائمی}} = \Delta_{Dead+Super\ Dead+Partition+\gamma\times Live}$$

مقدار γ بر اساس قضاوت مهندسی تعیین می شود. برای مثال برای کاربری مسکونی می توان حدودا 20 درصد بار زنده را دائمی فرض کرد ($\gamma = 0.2$).

24.2.4 *Calculation of time-dependent deflections*

24.2.4.1 *Nonprestressed members*

24.2.4.1.1 Unless obtained from a more comprehensive analysis, additional time-dependent deflection resulting from creep and shrinkage of flexural members shall be calculated as the product of the immediate deflection caused by sustained load and the factor λ_Δ

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \qquad (24.2.4.1.1)$$

24.2.4.1.2 In Eq. (24.2.4.1.1), ρ' shall be calculated at midspan for simple and continuous spans, and at the support for cantilevers.

24.2.4.1.3 In Eq. (24.2.4.1.1), values of the time-dependent factor for sustained loads, ξ, shall be in accordance with Table 24.2.4.1.3.

Table 24.2.4.1.3—Time-dependent factor for sustained loads

Sustained load duration, months	Time-dependent factor ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 or more	2.0

۵- مقایسه خیز محاسبه شده با خیز مجاز آیین نامه

مطابق بند زیر درصورتی که سقف متصل به اجزای غیر سازه ای (آسیب پذیر) نباشد، حداکثر تغییر شکل کل مجاز عضو $\frac{l}{240}$ می باشد. در صورتی که طراح تشخیص دهد عضو به اجزای غیر سازه ای متصل می باشد که این اعضا در برابر تغییرشکل آسیب پذیر هستند، تغییر شکل مجاز برابر $\frac{l}{480}$ خواهد بود.

۹-۱۹-۲-۴ محدودیت تغییر مکان در تیرها و دال‌ها

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز کنند.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان مورد نظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بامهای تخت کـه بـه اعضـای غیـر سـازه‌ای متصل نیستند یا آن ها را نگه‌داری نمی‌کننـد؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در ایـن اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کفها		$\frac{l}{360}$	
۳- بامها یا کفهایی که به اعضـای غیـر سـازه‌ای متصل هستند یـا آن‌هـا را نگـه‌داری میکننـد؛ و تغییر مکان زیاد ممکـن اسـت آسـیبی در ایـن اعضا ایجاد کند.	آن قســمت از تغییــر مکان که بعد از اتصـال اعضـای غیـر سـازه‌ای ایجاد می‌شود. منظـور مجموع اضافه تغییـر - مکان دراز مدت ناشـی از بارهـای دائمـی و تغییر مکان آنی ناشـی از بارهـای زنـده اسـت (تبصره ۳).	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بامها یا کفهایی که به اعضـای غیـر سـازه‌ای متصل هستند یا آن ها را نگه‌داری میکنند، ولـی تغییر مکـان زیـاد آسـیبی در ایـن اعضا ایجـاد نمیکند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیر سازه‌ای جلـوگیری کـرد، حد مربوط به این محدودیت را می توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسـمت از تغییـر مکـان کـه قبـل از اتصـال بـه اعضـای غیرسازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود؛ و در حقیقت تفاضل تغییـر مکـان، قبـل و بعـد از اتصـال ایـن اعضا می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعـارف مسـکونی، اداری و تجـاری رعایـت محـدودیت‌هـای شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی میشود.

محاسبات ۹۶

۲۹- مقطع تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده به طول دهانه 8 متر دارای ممان اینرسی ترک نخورده برابر $I_g = 120\times10^8\ mm^4$ و ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده برابر $I_{cr} = 50\times10^8\ mm^4$ می‌باشد. تیر تحت بار مرده گسترده یکنواخت 20 kN/m (شامل وزن تیر) دارای جابجایی قائم آنی در وسط تیر برابر 8 mm می‌باشد. اگر بار مرده گسترده یکنواخت به دو برابر افزایش یابد، جابجایی آنی (ارتجاعی) تیر به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (لنگر خمشی نظیر ترک‌خوردگی مقطع تیر برابر M_{cr}= 80 kN.m فرض شود).

۱) 16.0 میلی‌متر
۲) 20.0 میلی‌متر
۳) 18.5 میلی‌متر
۴) 17.5 میلی‌متر

پاسخ با آیین نامه جدید *16.8 mm* می باشد.

با افزایش بار وارد شده، لنگر وارد بر تیر (Ma) نیز افزایش یافته و در نتیجه ممان اینرسی موثر مقطع کاهش میابد:

محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده *20kN/m*:

$$\left.\begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{20\times8^2}{8} = 160\ kN.m \\ M_{cr} &= 80\ kN.m \\ I_g &= 120\times10^8 \\ I_{cr} &= 50\times10^8 \end{aligned}\right\} I_e = \frac{50\times10^8}{1-\left(\frac{(2/3)\times80}{160}\right)^2\left(1-\frac{50\times10^8}{120\times10^8}\right)} = 53.46\times10^8$$

محاسبه ممان اینرسی موثر تحت بار گسترده *40kN/m*:

$$\left.\begin{aligned} M_a &= \frac{qL^2}{8} = \frac{40\times8^2}{8} = 320\ kN.m \\ M_{cr} &= 80\ kN.m \\ I_g &= 120\times10^8 \\ I_{cr} &= 50\times10^8 \end{aligned}\right\} I_e = \frac{50\times10^8}{1-\left(\frac{(2/3)\times80}{320}\right)^2\left(1-\frac{50\times10^8}{120\times10^8}\right)} = 50.8\times10^8$$

بنابراین پس از افزایش بار ممان اینرسی مقطع کاهش میابد و در نتیجه مقدار خیز در حالت دوم بیش از دو برابر خواهد بود:

$$\Delta_{\text{حالت دوم}} = \Delta_{\text{حالت اول}} \times \frac{53.46}{50.8} \times 2 = \Delta_{\text{حالت اول}} \times 2.1 = 8\times2.31 = 16.8\ mm$$

محاسبات ۹۳

۱۹- در صورتیکه نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر در تمام طول یک تیر طره بتن‌آرمه برابر 0.006 و تغییرشکل آنی ناشی از بار دائمی در انتهای آزاد تیر برابر 5 میلی‌متر باشد، اضافه افتادگی درازمدت بعد از ده سال در انتهای آزاد آن تیر بر حسب میلی‌متر حدوداً چه مقدار خواهد شد؟ فرض کنید از روشهای تحلیلی دقیق‌تر استفاده نشود.

۱) 9.5　　۲) 7.7　　۳) 6.0　　۴) 15.5

گزینه ۲

$$\Delta_{\text{خزش}} = \lambda\times5 = \frac{2}{1+50\times0.006}\times5 = 7.69\ mm$$

محاسبات ۹۵

۱۹- برای تیر بتنی درجا با تکیه‌گاه ساده تحت بار گسترده یکنواخت، تغییرشکل اضافی ایجاد شده در طول زمان (اضافه افتادگی درازمدت) برابر 30 mm برآورد شده است. بتن از رده C30 و نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر برابر 0.0025 است. اگر به جای بتن C30، از بتن C25 استفاده شود، برای آنکه اضافه افتادگی مزبور بیشتر از 30 mm نشود، حداقل مقدار نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح مقطع مؤثر حدوداً به چه میزانی باید درنظر گرفته شود؟ (جرم مخصوص بتن‌ها یکسان فرض شده و از اثر تغییرات نوع بتن و فولاد فشاری در ممان اینرسی مؤثر مقطع صرفنظر شود)

۱) 0.0035
۲) 0.0040
۳) 0.0055
۴) 0.0070

$$\left.\begin{array}{l}\left(\Delta_{\text{خزش}}\right)_I = \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} \times \lambda = \dfrac{5q_{\text{بار دائمی}}L^4}{384EI_e}\times\lambda \\ \left(\Delta_{\text{خزش}}\right)_{II} = \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} \times \lambda = \dfrac{5q_{\text{بار دائمی}}L^4}{384EI_e}\times\lambda\end{array}\right\}\left(\Delta_{\text{خزش}}\right)_{II} = \left(\Delta_{\text{خزش}}\right)_I \quad \rightarrow \quad \left(\frac{\lambda}{E}\right)_I = \left(\frac{\lambda}{E}\right)_{II}$$

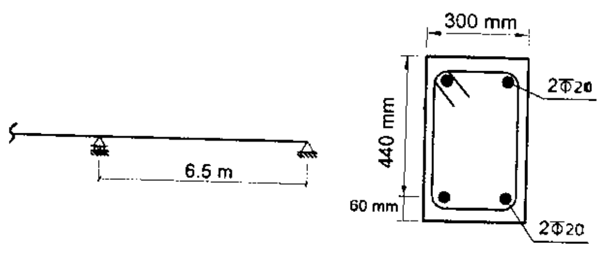
با تغییر مقاومت فشاری بتن، مدول الاستیسیته نیز تغییر می کند:

$$\frac{E_I}{E_{II}} = \frac{(4700\sqrt{30})}{(4700\sqrt{25})} = 1.095 \qquad \rightarrow \qquad \lambda_{II} = \frac{E_{II}}{E_I}\lambda_I$$

$$\frac{\xi}{1+50\rho'} = \frac{1}{1.095}\times\frac{\xi}{1+50\times 0.0025} \qquad \rightarrow \qquad \rho' = 0.0046$$

محاسبات ۹۶

۱۶- در تیر یک ساختمان اداری مطابق شکل زیر، تغییرمکان آنی وسط دهانه برای بارهای مرده برابر Δ_D=9.2 mm و برای بارهای زنده برابر Δ_L=6.9 mm براساس تحلیل با سختی مؤثر محاسبه شده است. در صورتیکه بار مرده به‌عنوان بار دائمی سازه باشد، تغییرشکل کل نهایی وسط دهانه تیر برحسب میلی‌متر در طول عمر مفید سازه ناشی از بارهای مرده و زنده به کدامیک از موارد زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



۱) 35
۲) 22
۳) 25
۴) 31

گزینه ۴

به تغییرشکل فوق باید تغییرشکل ناشی از خزش اضافه شود.

اضافه افتادگی دراز مدت (تغییر شکل ناشی از خزش) برابر است با:

$$\Delta_{\text{اضافه افتادگی دارز مدت}} = \lambda\times\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = \left(\frac{\xi}{1+50\rho'}\right)\times\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = \left(\frac{2}{1+50\left(\frac{2\times 314}{300\times 440}\right)}\right)\times 9.2 = 14.86\ mm$$

تغییر شکل کل نهایی تیر برابر خواهد بود با:

$$\Delta_{\text{زنده}} + \Delta_{\text{مرده}} + \Delta_{\text{اضافه افتادگی دارز مدت}} = 6.9 + 9.2 + 14.86 = 30.96\ mm$$

محاسبات ۹۸

۴۴- یک تیر بتن‌آرمه دو سر ساده به‌طول دهانهٔ مؤثر 6 m به عرض مقطع 400 mm و ارتفاع مقطع 500 mm، تحت اثر بار گستردهٔ یکنواخت مرده به شدت 30 kN/m، به مقدار 8.5 mm در وسط دهانه تغییرشکل آنی داده است. تغییرشکل آنی در وسط دهانه ناشی از بار زندهٔ گستردهٔ یکنواخت به‌شدت 30 kN/m در این تیر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از نوع معمولی و از ردهٔ C25 بوده و وزن مخصوص آن برابر γ_c=25 kN/m^3 فرض شود).

۱) 6.4 mm
۲) 8.5 mm
۳) 9.2 mm
۴) 11.3 mm

گزینه ۳ (سطح سوال سخت)

$$\left.\begin{aligned} M_D &= \frac{qL^2}{8} = \frac{30\times 6000^2}{8} = 135\ kN.m \\ M_{cr} &= \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.6\sqrt{25}\times\frac{400\times500^3}{12}}{250} = 50\ kN.m \end{aligned}\right\} I_{e-Dead} = \frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\left(\frac{2}{3}\right)\times M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)} =$$

$$\frac{I_{cr}}{1-0.060966\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)} = \frac{I_{cr}}{1-0.060966\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)} = \frac{I_{cr}}{0.939034+0.060966\left(\frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$$

با توجه به اینکه $\frac{I_{cr}}{I_g}$ عددی کمتر از یک میباشد، داریم:

$$\frac{I_{cr}}{0.939034+0.060966\left(\frac{I_{cr}}{I_g}\right)} \cong \frac{I_{cr}}{0.939034} = 1.065 I_{cr}$$

با توجه به اینکه تحت بار مرده تیر تقریبا به طور کامل ترک خورده (Icr تعیین کننده Ie می باشد) و ممان اینرسی موثر مقطع تیر نزدیک به Icr شده است، پس از افزوده شدن بار زنده تغییر ناچیزی در مقدار Ie خواهیم داشت (در بدترین حالت Ie=Icr می شود). بنابراین با توجه به اینکه مقدار بار زنده با بار مرده برابر است، پس از افزوده شدن بار زنده میزان افزایش خیز مشابه بار مرده خواهد بود (اندکی بیش از مقدار بار مرده) و بنابراین گزینه ۳ صحیح است.

محاسبه دقیق:

برای محاسبه دقیق باید مقدار Icr بدست آید:

$$\left.\begin{aligned} E &= 4700\sqrt{25} = 23500\ MPa \\ I_g &= \frac{400\times500^3}{12} = 4.1667\times10^9 \\ M_{cr} &= \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.62\sqrt{25}\times\frac{400\times500^3}{12}}{250} = 51.667\ kN.m \\ M_D &= \frac{qL^2}{8} = \frac{30\times6000^2}{8} = 135\ kN.m \\ \Delta_D &= 8.5 \end{aligned}\right\} \begin{aligned} &\Delta_D = \frac{5}{384}\times\frac{(30)6000^4}{23500\left(\frac{I_{cr}}{1-0.060966\left(1-\frac{I_{cr}}{4.1667\times10^9}\right)}\right)} = 8.5 \\ &\rightarrow I_{cr} = 2.4715\times10^9 \end{aligned}$$

$$\left.\begin{aligned} E &= 4700\sqrt{25} = 23500\ MPa \\ I_g &= \frac{400\times500^3}{12} = 4.1667\times10^9 \\ M_{cr} &= \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.62\sqrt{25}\times\frac{400\times500^3}{12}}{250} = 51.667\ kN.m \\ M_{D+L} &= \frac{(q_D+q_L)L^2}{8} = \frac{60\times6000^2}{8} = 270\ kN.m \\ \Delta_D &= 8.5 \end{aligned}\right\} \begin{aligned} I_e &= \frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\left(\frac{2}{3}\right)\times M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)} = 2.488\times10^9 \\ \Delta_D &= \frac{5}{384}\times\frac{(60)6000^4}{23500\times2.488\times10^9} = 17.32\ mm \end{aligned}$$

خیز ناشی از بار زنده از اختلاف خیز کل و خیز بار مرده بدست میاید:

$$\rightarrow \Delta_L = 17.32 - 8.5 = 8.82\ mm$$

سراسری ۹۵

۱۲۰- برای تیر بتن مسلح با تکیه‌گاه‌های ساده تحت بار دائمی گسترده، افزایش چه عاملی تأثیر بیشتری در کاهش نسبت تغییر شکل زمانی به تغییر شکل آنی در وسط تیر دارد؟

۱) مقاومت کششی بتن
۲) مقدار آرماتور کششی
۳) مقاومت فشاری بتن
۴) مقدار آرماتور فشاری

گزینه۴

محاسبات ۹۳

۵۴- در یک تیر بتن مسلح، چنانچه تغییرشکل آنی ناشی از بار دائمی، در وسط دهانه 10 میلی‌متر باشد، تغییر شکل کل تیر ناشی از بارهای دائمی پس از 6 سال در همان نقطه، حداکثر چه مقدار می‌تواند باشد؟ (در محاسبات از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر استفاده نمی‌شود و از مقدار آرماتور فشاری صرفنظر گردد.)

۱) 15 میلی‌متر ۲) 20 میلی‌متر ۳) 10 میلی‌متر ۴) 30 میلی‌متر

گزینه ۴

$$\Delta = \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{خزش}} = 10 + \frac{\xi}{1+50\rho'}10 = 10 + 2\times 10 = 30\ mm$$

محاسبات ۹۰

۳۱- اگر تغییر شکل آنی ناشی از بار دائم در یک تیر بتن مسلح 12.5 میلیمتر باشد، در بدترین شرایط در دراز مدت تغییر شکل آن چقدر پیش‌بینی می‌شود؟

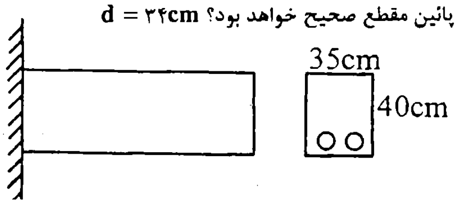
۱) 25 میلیمتر ۲) 37.5 میلیمتر
۳) 50 میلیمتر ۴) 22.5 میلیمتر

گزینه ۲

$$\Delta_{\text{دراز مدت}} = \Delta_{\text{خزش}} + \Delta_{\text{آنی}} = \frac{\xi}{1+50\rho'}\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 2\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}}$$
$$= 3\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 37.5\ mm$$

محاسبات-۸۴- پایه ۲

۴۰- افتادگی آنی ناشی از بار مرده تیر کنسولی شکل مقابل ۰٫۵سانتی‌متر می‌باشد. در صورتی‌که بخواهیم اضافه افتادگی ۵ ساله تیر حداکثر ۰٫۸ سانتی‌متر باشد، کدام مورد بعنوان میلگردهای حداقل لازم در پائین مقطع صحیح خواهد بود؟ d = ۳۴cm



۱) ۲ϕ۱۶
۲) ۲ϕ۱۸
۳) ۲ϕ۲۰
۴) ۲ϕ۲۲

گزینه ۳

$$\Delta_{\text{خزش}} = \frac{\xi}{1+50\rho'}\Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}}$$
$$\rightarrow\ 8\ mm = \frac{2}{1+50\rho'}\times 5\ mm$$
$$\rightarrow\ \rho' = 0.005 \quad \rightarrow\ \frac{A_s}{350\times 340} = 0.005 \quad \rightarrow\ A_s = 595\ mm^2 \quad \rightarrow\ 2\varphi 20$$

سراسری ۹۴

۱۱۹- یک تیر بتنی با دهانه ساده و میلگرد کششی تنها، برای بارهای گسترده $w_D = ۱۵\frac{kN}{m}$ و $w_L = ۳۰\frac{kN}{m}$ طراحی شده است. در صورتی که خیز حداکثر آنی تحت بارهای دائم برابر ۲/۱ میلیمتر باشد، و ۲۰ درصد بار زنده به طور دائم بر تیر وارد شود، خیز حداکثر تحت بارهای دائم پس از گذشت ۱۰ سال چند میلی‌متر است؟

۱) ۴/۲
۲) ۴/۸
۳) ۵/۳
۴) ۶/۳

گزینه ۴

$$\Delta_{\text{بار دائمی}} = \Delta_{\text{خزش}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 2 \times \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} + \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 3 \times \Delta_{\text{آنی ناشی از بار دائمی}} = 3 \times 2.1 = 6.3\ mm$$

محاسبات ۹۷

۵۲- ممان اینرسی موثر مقطع یک تیر بتن‌ارمه با تکیه‌گاه‌های ساده، به ازای بارهای مرده گسترده یکنواخت، 20 درصد بیش از ممان اینرسی مقطع ترک‌خورده آن با در نظر گرفتن اثر آرماتور بوده و تغییرشکل آنی در وسط دهانه 8 mm است. تغییرشکل آنی ناشی از اعمال بار زنده گسترده یکنواخت، که از نظر عددی مقدار شدت آن نصف بار مرده است، به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟

۱) 4 mm
۲) 6 mm
۳) 7 mm
۴) 12 mm

گزینه ۲

پس از اضافه شدن بار زنده، ممان موثر مقطع کاهش یافته و در نتیجه تغییر شکلها افزایش می یابند.

ممان اینرسی موثر قبل از اعمال بار زنده (تحت $Dead$):

$$I_{e-(D)} = \frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\left(\frac{2}{3}\right)M_{cr}}{M_D}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)} = 1.2\ I_{cr}$$

$$\rightarrow\ 1-\left(\frac{\left(\frac{2}{3}\right)M_{cr}}{M_D}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right) = 0.83333$$

$$\rightarrow\ \left(\frac{\left(\frac{2}{3}\right)M_{cr}}{M_D}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right) = 0.1666$$

ممان اینرسی موثر پس از اعمال بار زنده (تحت $Dead+Live$):

$$I_{e-(D+L)} = \frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\left(\frac{2}{3}\right)M_{cr}}{1.5M_D}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)} = \frac{I_{cr}}{1-\frac{1}{2.25}\times\left(\frac{\left(\frac{2}{3}\right)M_{cr}}{M_D}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)} = \frac{I_{cr}}{1-\frac{1}{2.25}\times 0.16666} 1.08 I_{cr}$$

در حقیقت تیر شل تر شده است!. قبل از بار زنده $Ie = 1.2I_{cr}$ بود ولی با اضافه شدن بار زنده ممان اینرسی موثر کاهش یافته است و $Ie = 1.08Icr$. بنابراین تمامی تغییرشکلهای قبلی $\frac{1.2}{1.08} = 1.11$ برابر خواهد شد. از طرفی بار زنده نصف بار مرده است و بنابراین عملا کل بار *1.5* برابر شده است:

$$\Delta_{D+L} = 1.5 \times 1.11 \times 8^{mm} = 13.32\ mm$$

بنابراین پس از اعمال بار زنده میزان افزایش در مقدار خیز برابر است با:

$$13.32 - 8 = 5.32\ mm$$

محاسبات ۹۷

۳۳- یک تیر بتنی دو سر ساده تحت بار گسترده یکنواخت مرده 50 kN/m قرار دارد. تحت این بارگذاری، ممان اینرسی موثر مقطع (I_e)، 5 درصد بیش از ممان اینرسی مقطع ترک خورده (I_{cr}) بوده و تغییر شکل آنی در وسط دهانه 14.5 mm است. اگر علاوه بر بار مرده مذکور، بار گسترده یکنواخت زنده برابر 25 kN/m نیز به تیر اعمال شود، آنگاه تغییر شکل آنی در وسط دهانه ناشی از بار زنده، به کدام یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر خواهد بود؟

۱) 23 mm　　۲) 13 mm

۳) 10 mm　　۴) 8 mm

گزینه ۴

روش تقریبی:

تحت بار مرده $I_e = 1.05I_{cr}$ می باشد پس از اعمال بار زنده مقدار I_e قدری کاهش خواهد یافت.

بنابراین:

$$I_{cr} < I_e < 1.05I_{cr}$$

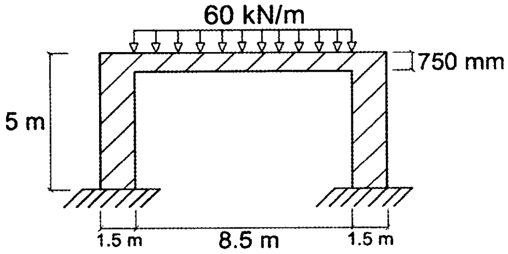
بنابراین تغییر قابل توجهی در میزان ممان اینرسی مقطع نداریم.

در نتیجه مقدار تغییرمکان آنی ناشی از بار زنده تقریبا برابر است با:

$$q_D = 50 \quad \rightarrow \quad \Delta_D = 14.5\,mm$$
$$q_L = 25 \quad \rightarrow \quad \Delta_L \approx 7.25\,mm$$

محاسبات ۹۷

۵۴- مطابق شکل زیر، در یک قاب خمشی بتن مسلح، تیر با مقطع 500×750 mm و پایه‌های طرفین با مقطع 1500×3000 mm بوده و تیر تحت تاثیر یک بار مرده دائمی 60 kN/m (شامل وزن تیر) قرار می‌گیرد. تغییرشکل قائم کل وسط دهانه ۷ سال پس از اجرا ناشی از بار دائمی یادشده برحسب میلی‌متر به کدام‌یک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ $E_c=22\times10^3$ MPa، ممان اینرسی موثر مقطع تیر (I_e) برابر نصف ممان اینرسی مقطع ترک‌نخورده بدون لحاظ اثر آرماتور (I_g) فرض شود؛ همچنین در وسط دهانه مقدار آرماتور فشاری ناچیز فرض شود و از تغییرشکل قائم پایه‌ها، صرفنظر گردد. طول موثر دهانه تیر در محاسبات 8.5 m در نظر گرفته شود و رده بتن C25 می‌باشد.



۱) 25

۲) 20

۳) 9

۴) 13

گزینه ۴

با توجه به سختی بالای ستونها (پایه های نگه دارنده) و با توجه به اینکه در روی سوال تاکید شده از تغییرشکل پایه ها صرف نظر شود، دوران انتهای تیر صفر فرض می شود (مانند تیر دوسرگیردار). و تغییر شکل آن به صورت زیر محاسبه می شود:

$$\Delta_{\text{آنی بار دائمی}} = \frac{q_D L^4}{384 E I_e} = \frac{60\frac{N}{m} \times 8500^4}{384 \times 22 \times 10^3 \times \left(\frac{1}{2}\frac{500\times750^3}{12}\right)} = 4.218\,mm$$

$$\Delta_{\text{کل}} = \Delta_{\text{آنی بار دائمی}} + \Delta_{\text{خزش}} = \Delta_{\text{آنی بار دائمی}} + \left(\frac{\xi}{1+50\rho'}\right)\Delta_{\text{آنی بار دائمی}} = 4.218 + \left(\frac{2}{1+50\times0}\right)\times 4.218 = 12.65\,mm$$

محاسبات ۹۷

۴۲- در یک تیر بتن‌آرمه با تکیه‌گاه‌های ساده تغییرشکل آنی ناشی از بار دائمی برابر 5 mm برآورد شده است. تغییرشکل کل تیر ناشی از بار دائمی (شامل اضافه افتادگی درازمدت) براساس روش تقریبی پس از یکسال به کدام مقدار نزدیک‌تر است؟ (نسبت سطح مقطع آرماتور فشاری به سطح موثر در مقطع وسط دهانه برابر 0.005 می‌باشد).

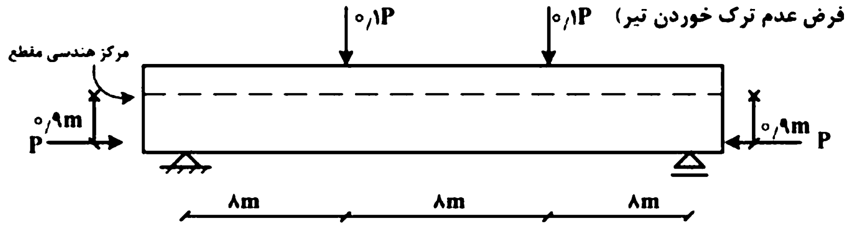
۱) 8.6 mm
۲) 10.6 mm
۳) 12.0 mm
۴) 13.0 mm

گزینه ۲

$$\Delta = \Delta_{\text{آنی}} + \Delta_{\text{خزش}} = 5 + \left(\frac{\xi}{1+50\rho'}\right)5 = 5 + \left(\frac{1.4}{1+50\times 0.005}\right)5 = 10.6\,mm$$

سراسری ۹۸

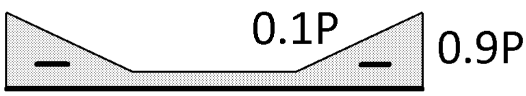
۱۲۰- در تیر بتن آرمه نشان داده شده در شکل، کدام عبارت در ارتباط با تغییر شکل‌های کوتاه و بلندمدت صحیح است؟ (با فرض عدم ترک خوردن تیر)



۱) تغییر شکل‌های کوتاه و بلندمدت به سمت پایین است (↓).
۲) تغییر شکل‌های کوتاه و بلندمدت به سمت بالا است (↑).
۳) تغییر شکل‌های کوتاه‌مدت به سمت پایین (↓) و بلندمدت به سمت بالا است (↑).
۴) تغییر شکل‌های کوتاه‌مدت به سمت پایین (↓) و در بلندمدت تیر بدون تغییر شکل می‌باشد (−).

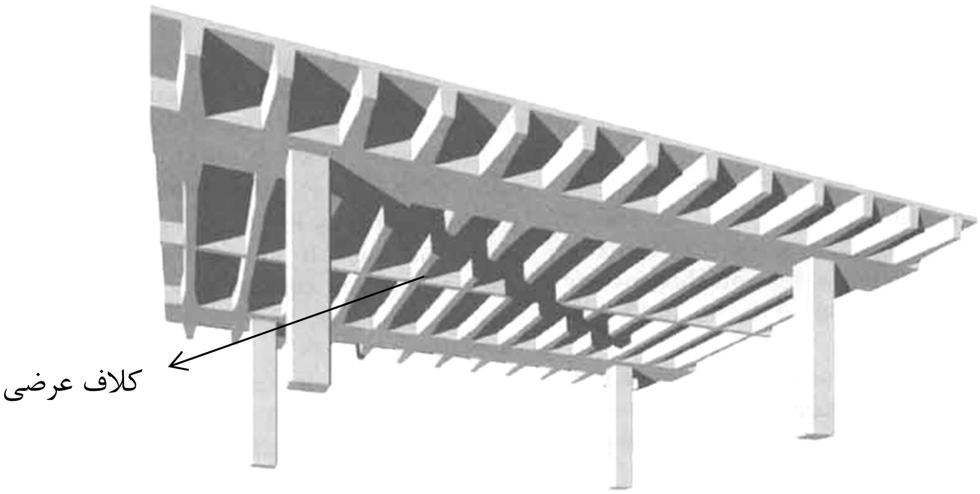
گزینه ۲

دیاگرام لنگر وارد بر تیر مطابق شکل زیر است:



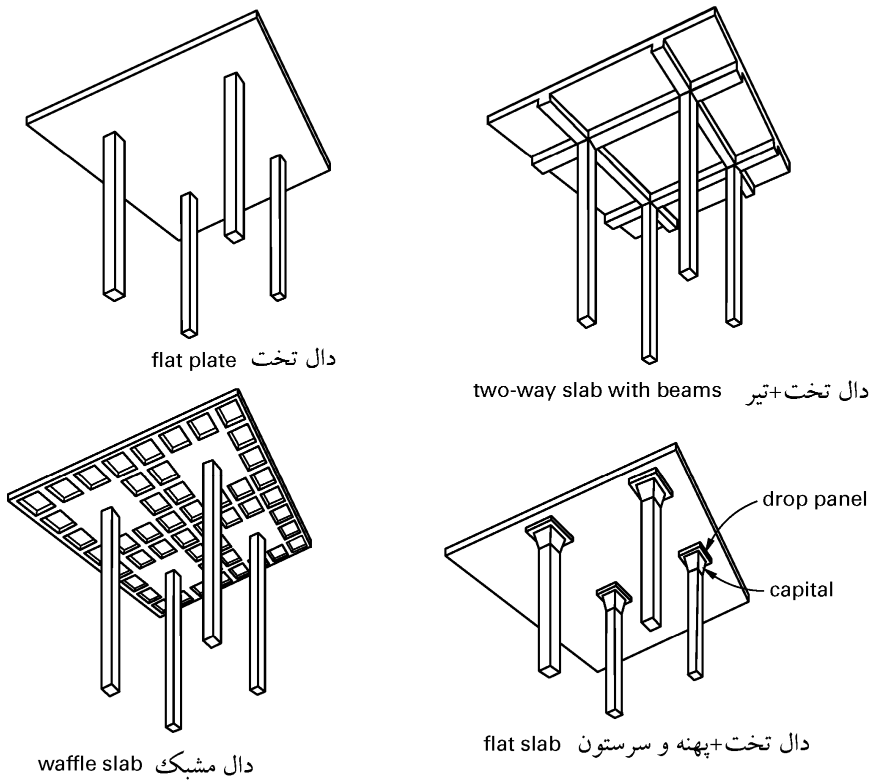
در تمامی نقاط تیر لنگر منفی داریم و بنابراین خیز به سمت بالا خواهیم داشت. خیز بلند مدت نیز تابعی از خیز آنی می باشد.

۱۷-دالها



دال پشت بند دار (ribbed slab)

به جای استفاده از تیرچه در سقف (شکل بالا) می توان مطابق شکلهای پایین از دال بتنی استفاده کرد:



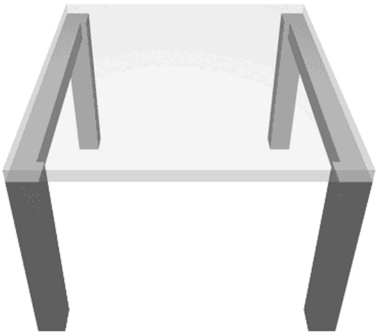
در دال تخت + تیر، بار سقف از طریق دال به تیرها منتقل می شود و سپس از طریق تیر به ستون منتقل می شود.
در دال تخت بار مستقیما از طریق دال به ستون منتقل می شود.

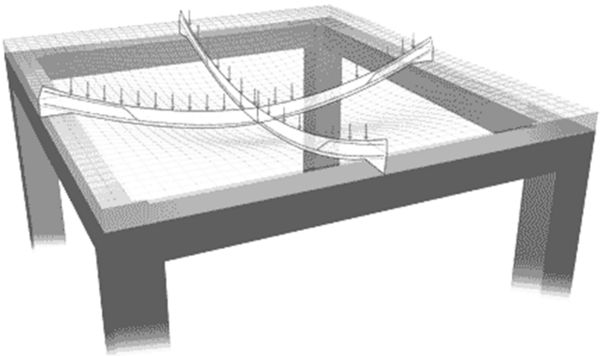
در شکل زیر شبکه آرماتورهای یک دال نمایان است.

۱۷-۱- دال یک طرفه و دو طرفه

اگر دالی به جای اینکه در هر چهار طرف تکیه گاه داشته باشد (به تیر تکیه کند) تنها در دو طرف (یک راستا) تکیه گاه داشته باشد.

و یا اگر چهار تکیه گاه داشته باشد ولی نسبت طول به عرض آن بیش از ۲ باشد، به آن دال یکطرفه گویند.

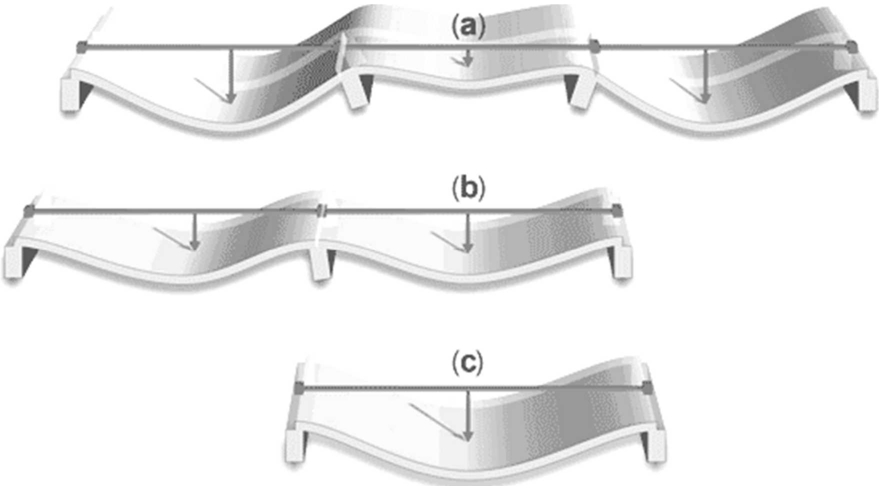




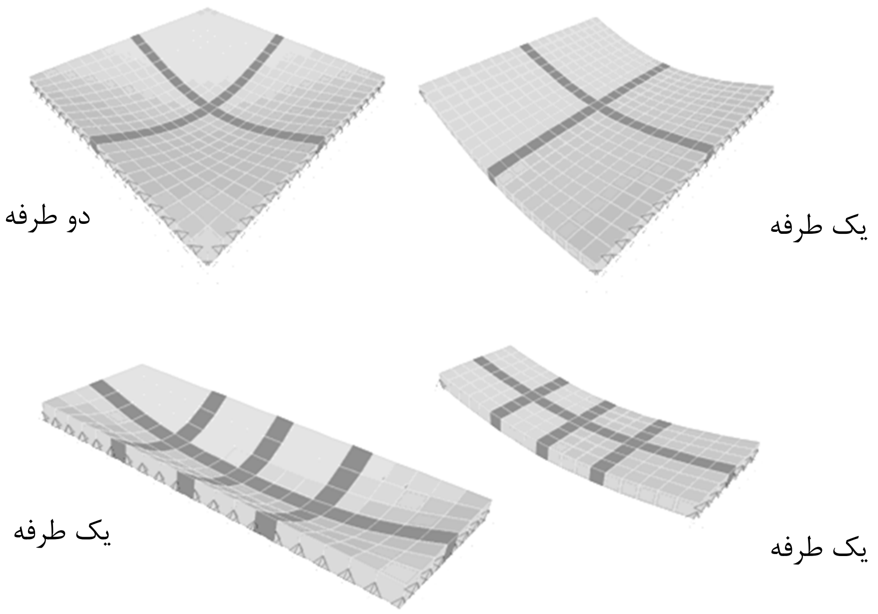
دال یک طرفه: تنها در دو لبه تیر (تکیه گاه) داریم

دال دو طرفه: در هر چهار لبه تیر (تکیه گاه) داریم

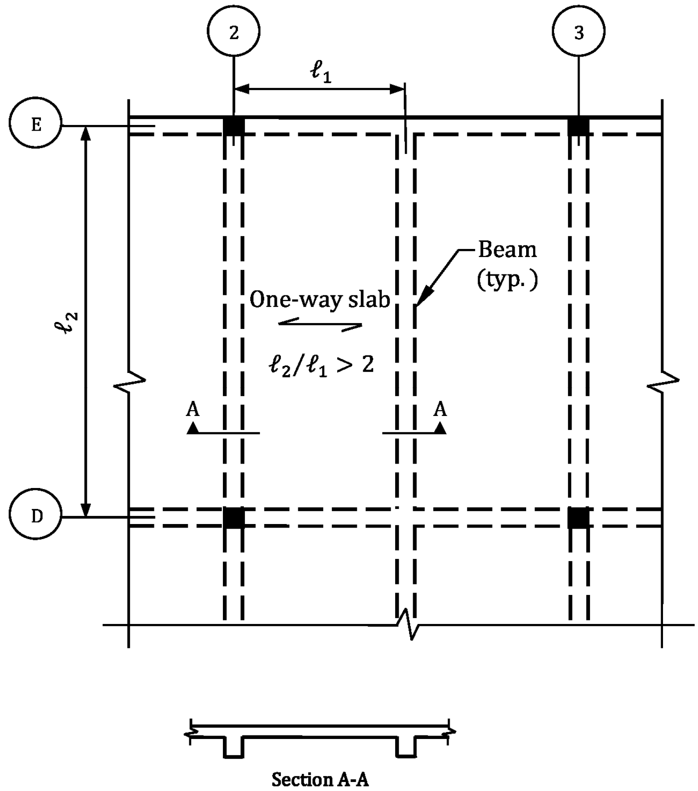
شکلهای زیر نمونه هایی از دال یک طرفه می باشد



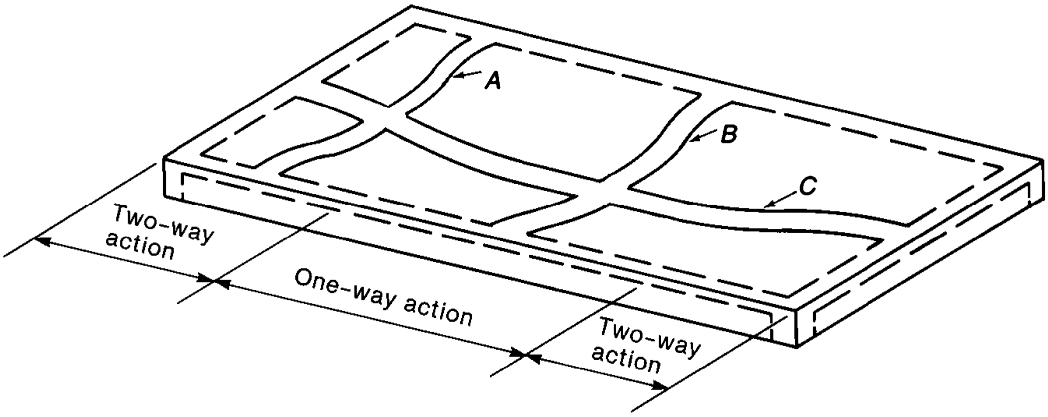
کدام یک از دالهای زیر یک طرفه می باشند؟



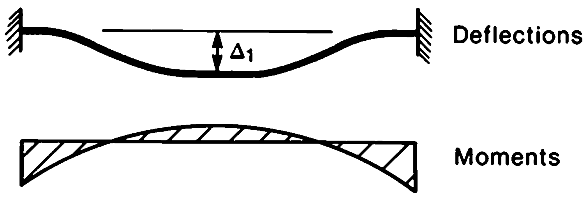
در مواردی که مانند شکل ابعاد دال قرار گرفته مابین تیرها مستطیلی باشد و بعد بزرگتر دهانه (l_2 در شکل زیر) بیش از دو برابر بعد کوچکتر (l_2 در شکل زیر) باشد، قسمت عمده بار در راستای دهانه کوتاهتر منتقل میشود و میتوان دال را یک طرفه فرض کرد. در این حالت میلگرد خمشی اصلی دال در راستای بعد کوتاهتر قرار میگیرند.



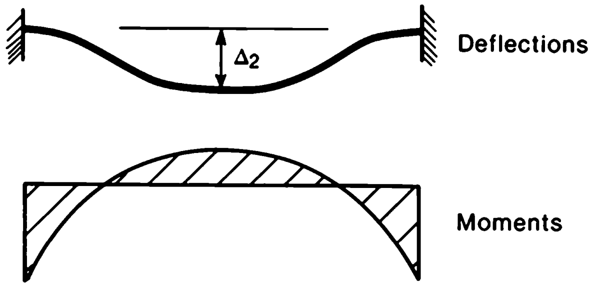
در شکل زیر دال در ۴ لبه دارای تکیه گاه است. به علت مستطیلی بودن پانل آن، قسمت میانی دال به صورت یک طرفه (one-way) عمل می کند و در دو انتهای دال خمش دو طرفه (two-way) داریم. در نوار C در قسمت میانی دال لنگر نداریم و تنها در دو انتهای آن لنگر داریم.



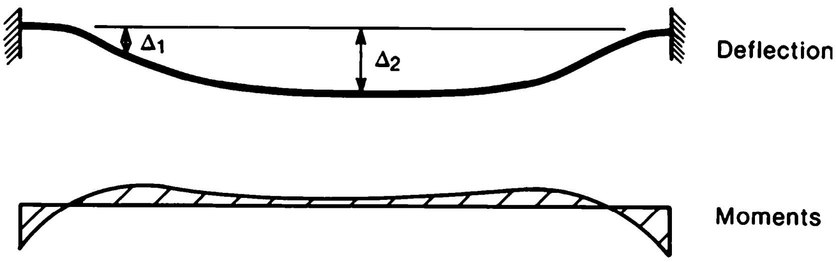
(a) Deflected slab strips.



(b) Strip *A*.



(c) Strip *B*.



(d) Strip *C*.

محاسبات پایه ۱- ۱۳۸۴

۳۶- برای یک دال بتنی مستطیلی ادامه‌دار از چهار طرف، به ابعاد ۶/۳۰ متر در ۲/۸۰ متر و ضخامت ۲۲/۵ سانتی‌متر، که در هر چهار لبه دارای تیر و در هر چهار گوشه دارای ستون است، کدام گزینه صحیح است؟

۱) باربری در هر حالتی در هر دو جهت صورت می‌گیرد.

۲) باربری در هر حالتی فقط در جهت عرض دال (۲/۸۰ متری) صورت می‌گیرد.

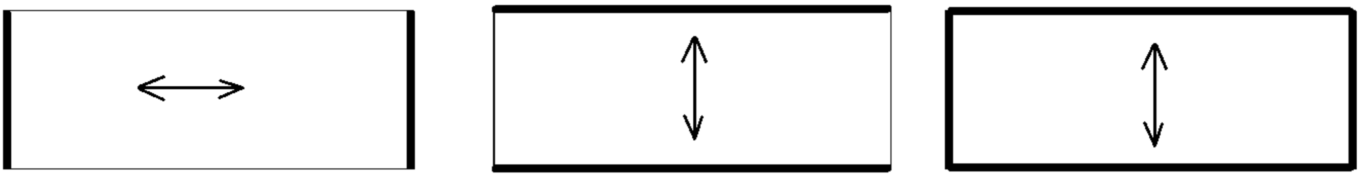
۳) باربری در هر حالتی فقط در جهت طولی دال (۶/۳۰ متری) صورت می‌گیرد.

۴) باربری در هر یک از دو جهت بستگی به سختی تیرهای زیر سری دارد.

گزینه ۴

اگر در هر چهار طرف دال تیر با سختی بالا داشته باشیم (شکل سمت راست) بار در راستای عرضی منتقل می شود

اگر تنها در راستای عرضی تیر با سختی بالا داشته باشیم (شکل سمت چپ) بار در راستای طولی منتقل می شود.



۱۷-۲- کنترل خیز در دالها

کنترل خیز را به دو روش می توان انجام داد.

- روش اول (روش تقریبی): یک ضخامت حداقل (h) بر اساس طول دهانه دال (l) برای آن تعیین می شود. به طوریکه هرچه طول دهانه بلندتر باشد، باید ضخامت دال بیشتری را برای آن در نظر بگیریم. در شکل زیر جدول حداقل خیز برای دالهای یک طرفه نشان داده شده است.
- روش دوم (روش دقیق): با استفاده از روابط تحلیل سازه خیز دال محاسبه می شود. خیز محاسبه شده باید کمتر از مقدار مجاز باشد.

ضریب ξ	زمان
۱/۰	۳ ماه
۱/۲	۶ ماه
۱/۴	۱۲ ماه
۲/۰	۶۰ ماه و بیش‌تر

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

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

$$\Delta_{sustained} = \Delta_{D+SD+L+Partition\,on+\gamma L}$$

تغییر مکان آنی ناشی از بارهای دائمی

$$\Delta_{Creep} = \lambda_\Delta \times \Delta_{sustained}$$

تغییر مکان دراز مدت

آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور

$$\Delta_{total} = \left(\Delta_{D+SD+L+Partition} + \Delta_{Creep}\right) - \Delta_{initial} < \begin{cases} \ell/480 \\ \ell/240 \end{cases}$$

$\ell/480$: بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگه‌داری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.

$\ell/240$: بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن ها را نگه‌داری میکنند، ولی تغییرمکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمیکند.

$$\Delta_{immediate} = \left(\Delta_{D+SD+L+Partition}\right) - \left(\Delta_{D+SD+Partition}\right) < \ell/360$$

$$\Delta = \alpha \frac{qL^4}{EI_e}$$

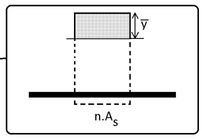
ضریب وابسته به شرایط مرزی برای نمونه برای تیر دوسر مفصل برابر $\alpha = 5/384$ میباشد

بار بهره برداری

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'}$$

$$M_a \le \frac{2}{3}M_{cr} \Rightarrow I_e = I_g$$

$$M_a > \frac{2}{3}M_{cr} \Rightarrow I_e = \left(\frac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)}\right)$$



$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c'}$$

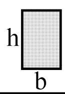
M_a لنگر بارهای بهره برداری

$M_a = qL^2/2$ $M_a = qL^2/8$

لنگر ترک خوردگی $M_{cr} = \dfrac{f_r I_g}{y_t}$

$I_g = bh^3/12$

$y_t = h/2$



تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی پیوسته $\quad I_e = \frac{1}{4}(I_{el} + 2I_{em} + I_{er})$

بار دائمی (sustained load) شامل کل بار مرده، تیغه بندی و بخشی از بارهای زنده $(\gamma\Delta_L)$ میباشد. مقدار γ بر اساس نوع کاربری و بر اساس قضاوت مهندسی باید تعیین شود. برای مثال برای مسکونی می توان γ را برابر با 0.20 الی 0.25 در نظر گرفت.

طبق آیین نامه می توان در محاسبه Δ تنها بخشی از تغییر شکل را که پس از اتصال اجزای غیر سازه ای ایجاد می شود منظور کرد. بنابراین پس از محاسبه تغییر مکان کل عضو، می توان مقدار $\Delta_{initial}$ را از آن کم کرد. مقدار $\Delta_{initial}$ را می توان برابر با تغییر شکل اولیه بار مرده (بدون خزش) در نظر گرفت. و یا بسته به نحوه اجرای سازه و زمان اتصال اجزای غیر سازه ای، برابر با بار مرده اولیه همراه با خزش سه ماهه ناشی از بار مرده در نظر گرفت. در این رابطه باید بر اساس قضاوت مهندسی عمل کرد. توصیه می شود در جهت اطمینان مقدار $\Delta_{initial}$ برابر صفر منظور شود.

۱۷-۲-۱- روش تقریبی کنترل خیز در تیرها و دالهای یک طرفه

در روش تقریبی به جای کنترل و محاسبه مستقیم خیز اعضا، ضخامت اعضا کنترل می شود. بدین منظور جدول حداقل ضخامت اعضا برای تیرها و دالها ارائه شده است. برای مثال در جدول مربوط به کنترل عمق مقطع تیرها، برای تیرهای دو سرمفصل، عمق مقطع تیر (h) باید حداقل برابر 1/16 طول دهانه آن باشد $(h > \frac{l}{16})$.

CHAPTER 9—BEAMS

9.3—Design limits

9.3.1 *Minimum beam depth*

9.3.1.1 For nonprestressed beams not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall beam depth ***h*** shall satisfy the limits in Table 9.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 9.3.2 are satisfied.

Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams

Support condition	Minimum h[1]
Simply supported	$\ell/16$
One end continuous	$\ell/18.5$
Both ends continuous	$\ell/21$
Cantilever	$\ell/8$

[1]Expressions applicable for normalweight concrete and f_y = 420 MPa For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 9.3.1.1.1 through 9.3.1.1.3, as appropriate.

9.3.1.1.1 For f_y other than 420 MPa, the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS

7.3—Design limits

7.3.1 *Minimum slab thickness*

7.3.1.1 For solid nonprestressed slabs not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall slab thickness ***h*** shall not be less than the limits in Table 7.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 7.3.2 are satisfied.

Table 7.3.1.1—Minimum thickness of solid nonprestressed one-way slabs

Support condition	Minimum h[1]
Simply supported	$\ell/20$
One end continuous	$\ell/24$
Both ends continuous	$\ell/28$
Cantilever	$\ell/10$

[1]Expression applicable for normalweight concrete and f_y = 420 MPa For other cases, minimum h shall be modified in accordance with 7.3.1.1.1 through 7.3.1.1.3, as appropriate.

7.3.1.1.1 For f_y other than 420 MPa, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

جدول زیر نمونه مشابه جداول فوق در مبحث نهم می باشد.

۹-۹ دال‌های یک طرفه

۹-۹-۳ ضوابط کلی طراحی

۹-۹-۳-۱ حداقل ضخامت دال

۹-۹-۳-۱-۱ برای دال‌های توپُر که به جدا کننده‌ها (تیغه‌ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h نباید از مقادیر جدول ۹-۹-۱ که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم f_y=420 MPa تنظیم شده است، کم‌تر باشد؛ مگر آن که محاسبه‌ی خیز آن‌ها بر اساس بند ۹-۹-۳-۲ انجام شود. برای $f_y \neq 420$ MPa مقادیر جدول ۹-۹-۱ باید در $(0.4+f_y/700)$ ضرب شود.

جدول ۹-۹-۱ حداقل ضخامت دال‌های یک طرفه‌ی یک‌پارچه

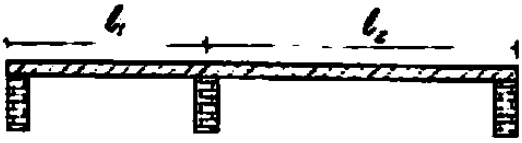
شرایط تکیه گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه‌گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طرّه (کنسولی)	$l/10$

۹-۹-۳-۲ محدودیت های خیز دال

۹-۹-۳-۲-۱ در دال‌هایی که محدودیت‌های حداقل ضخامت مندرج در بند ۹-۹-۳-۱ برآورده نشود، باید خیز آنی و خیز دراز مدت مطابق با ضوابط مربوط به حالت حدی بهره برداری (بند ۹-۱۹-۲) محاسبه گردد و از حدود مندرج در بند ۹-۱۹-۲-۴ بیش‌تر نشود.

محاسبات ۹۲

۲۷- بام یک ساختمان معمولی، تشکیل شده است از یک دال یک‌طرفه دو دهانه، که روی سه دیوار با طول بلند اجرا خواهد شد. اگر نخواهیم وارد محاسبات تغییر شکل دال بشویم، در طراحی برای بدست آوردن کمترین ضخامت دال، از کدام گزینه باید شروع کنیم؟ (طول مؤثر دهانه‌های دال را به ترتیب 3 و 5 متر فرض نمائید. بارهای وارد به بام کاملاً متعارف می‌باشند).



۱) ضخامت 190 میلیمتر و میلگرد رده S340

۲) ضخامت 170 میلیمتر و میلگرد رده S400

۳) ضخامت 150 میلیمتر و میلگرد رده S340

۴) ضخامت 250 میلیمتر و میلگرد رده S400

گزینه ۱.

شکل فوق مربوط به یک دال یک طرفه می باشد. هر کدام از دهانه ها تنها از یک طرف ممتد هستند.

$$\frac{l}{24}=\frac{500}{24}=20.83\ cm=208mm \quad S400$$

$$\frac{l}{24}\left(0.4+\frac{340}{700}\right)=18.45\ cm=185mm \quad S340$$

۱۷-۲-۲- روش تقریبی کنترل خیز (دالهای دو طرفه)

متن زیر مربوط به مبحث نهم می باشد.

۹-۱۰- دال‌های دو طرفه

۹-۱۰-۶ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

۹-۱۰-۶-۱ حداقل ضخامت دال

۹-۱۰-۶-۱-۱ برای دال‌های دو طرفه و بدون تیرهای داخلی که در تمامی لبه‌ها دارای تکیه‌گاه هستند، و حداکثر نسبت دهانه‌ی بزرگ به دهانه‌ی کوچک آن‌ها برابر با ۲ می‌باشد؛ برای بارهای متعارف حداقل ضخامت دال باید مطابق موارد زیر کنترل شود؛ مگر این که دال محدودیت‌های مربوط به خیز را مطابق بند ۹-۱۰-۶-۲ تامین کرده باشد:

الف- ضخامت دال از مقادیر جدول ۹-۱۰-۱ کم‌تر نباشد.

ب- برای دال بدون کتیبه (پهنه) برابر با ۱۲۵ میلی متر اختیار شود.

پ- برای دال دارای کتیبه (پهنه) با رعایت شرایط بند ۹-۱۰-۶-۶-۱، برابر با ۱۰۰ میلی متر اختیار شود.

جدول **۹-۱۰-۱** حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه بدون تیرهای داخلی [۱]

f_y (MPa) [۲]	بدون کتیبه [۳]			با کتیبه [۳]		
	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه [۴]	-	بدون تیر لبه	با تیر لبه [۴]	-
۲۸۰	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
۴۲۰	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
۵۵۰	$l_n/27$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$

[۱] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند می‌باشد که از بَر تا بَر تکیه گاه‌ها اندازه گیری می‌شود (mm).

[۲] برای f_y بین مقادیر ارائه شده در جدول، ضخامت حداقل باید با درون یابی محاسبه شود.

[۳] کتیبه‌ها در بند ۹-۱۰-۶-۶ ارائه شده‌اند.

[۴] دال‌های با تیرهایی بین ستون‌ها در طول لبه‌های بیرونی. اگر α_1 کم‌تر از ۰/۸ باشد، چشمه‌های بیرونی باید بدون تیر لبه در نظر گرفته شوند. مقدار α_1 برای تیر لبه باید مطابق با بند ۹-۱۰-۹-۱۰-۱ باشد.

۹-۱۰-۶-۱-۲ ضخامت کلی دال، h، برای دال‌های با تیرهایی در تمامی کناره‌ها بین تکیه گاه‌ها، باید حدود جدول ۹-۱۰-۲ را تامین نماید؛ مگر این که محدودیت‌های خیز محاسبه شده در بند ۹-۱۰-۶-۲ برآورده شود.

جدول **۹-۱۰-۲** حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه با تیرهای بین تکیه گاه‌ها در همه‌ی لبه‌ها

α_{fm} [۱]	حداقل مقدار h (mm)		
$\alpha_{fm} \le 0.2$	بند ۹-۱۰-۶-۱-۱		(الف)
$0.2<\alpha_{fm}\le 2$	بزرگ‌ترین مقدار:	$\dfrac{l_n\left(0.8+\dfrac{f_y}{1400}\right)}{36+5\,\beta\,(\alpha_{fm}-0.2)}$	(ب)[۲] و [۳]
		۱۲۵	(پ)
$\alpha_{fm}>2$	بزرگ‌ترین مقدار:	$\dfrac{l_n\left(0.8+\dfrac{f_y}{1400}\right)}{36+9\,\beta}$	(ت)[۲] و [۳]
		۹۰	(ث)

[۱] α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه‌ی چشمه است.

α_f نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال محاط به خطوط

[۲] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند و بر حسب میلی متر می‌باشد که از بَر تا بَر تیرها اندازه گیری می‌شود.

[۳] β نسبت دهانه‌های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال می‌باشد.

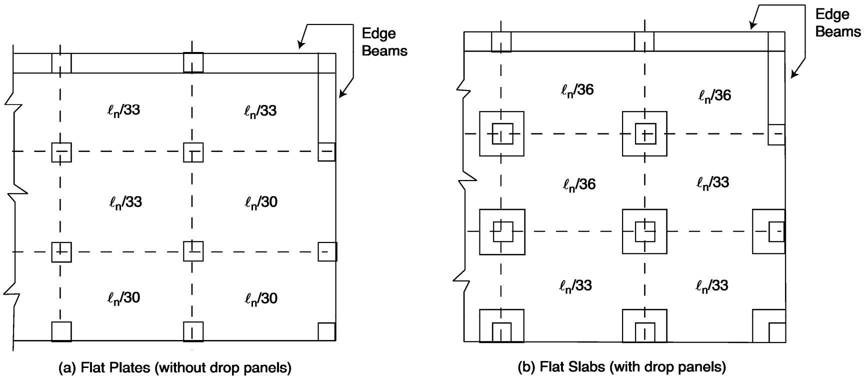


Figure 10-4 Minimum Thickness of Slabs without Interior Beams (Grade 60 Reinforcement)

در کنترل خیز دالها سختی تیرهای محیطی دال در کنترل خیز موثر هستند. با افزایش سختی تیرها، خیز دال کاهش میابد. جهت منظور کردن اثر سختی تیرها آیین نامه پارامتر $\frac{EI_{beam}}{EI_{slab}} = \frac{\text{سختی خمشی تیر}}{\text{سختی خمشی دال}} = \alpha$ را در نظر گرفته است. در محاسبه ممان اینرسی تیر باید توجه داشت که به علت وجود دال متصل به تیر، مقطع تیر به صورت T شکل عمل خواهد کرد و بنابراین در محاسبه I_{beam} بخشی از دال مطابق شکل زیر جزئی از تیر T شکل منظور خواهد شد.

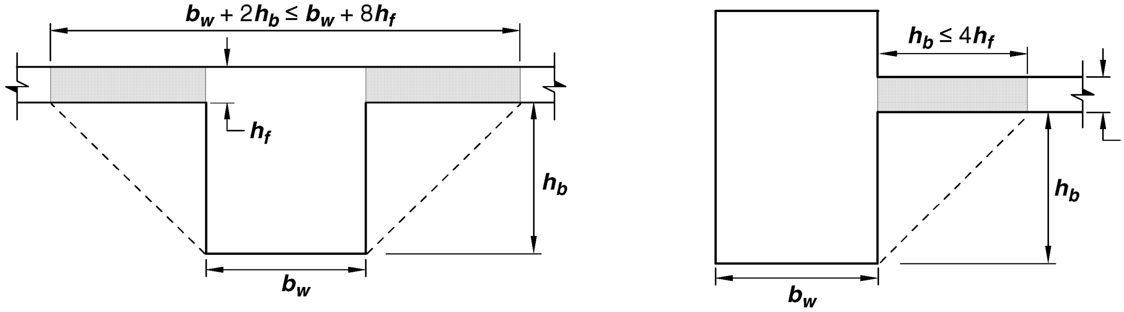
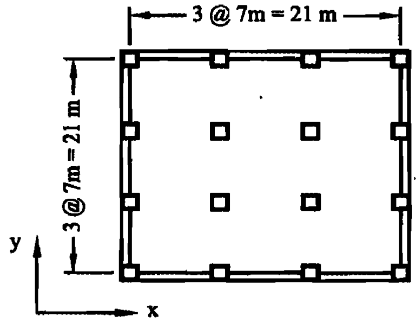


Fig. R8.4.1.8—Examples of the portion of slab to be included with the beam under 8.4.1.8.

محاسبات ۹۴

۲۶- در یک ساختمان با دال دوطرفه بدون تیر میانی و بدون کتیبه با پلان مطابق شکل، در صورتی‌که ابعاد مقطع ستون‌ها 400×400 میلی‌متر و ضخامت دال برابر 200 میلی‌متر و تیرهای لبه با ابعاد مقطع b = 400 mm و h = 400 mm باشند، نسبت سختی α تیر کناری به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟



۱) 1.0

۲) 1.2

۳) 1.4

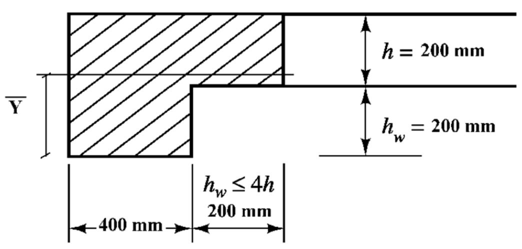
۴) 1.6

گزینه ۱

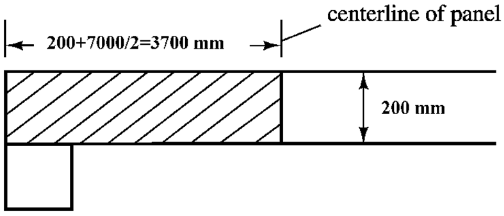
$$Y_{beam} = \frac{400 \times 400 \times 200 + 200 \times 200 \times 300}{400^2 + 200^2} = 220\ mm$$

$$I_{beam} = \frac{400^4}{12} + 400^2 \times (220 - 200)^2 + \frac{200^4}{12} + 200^2 \times (300 - 220)^2 = 2586666667\text{mm}^4$$

$$\alpha = \frac{2586666667}{\left(\frac{(3700)\times 200^3}{12}\right)} = 1.048$$

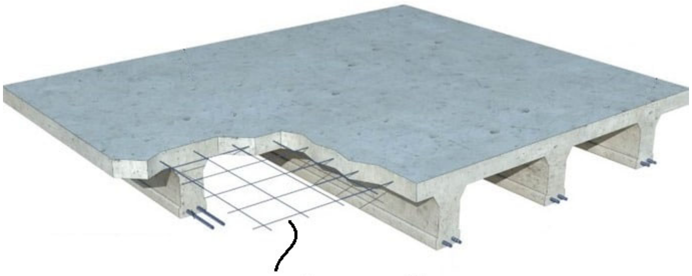


(a) Edge beam dimensions



(b) Slab dimensions

۳-۱۷- آرماتور افت و حرارت در دالها



با توجه به بندهای زیر، آرماتور حداقل در دالها برابر با آرماتور افت و حرارت می باشد. بنابراین:

تیرها: $\frac{A_s}{bd} > Max\left(\frac{1.4}{F_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{F_y}\right)$

ستونها: $\frac{A_s}{bh} > 0.01$

دالها و پی: $\frac{A_s}{bh} > 0.0018$

- توجه شود که آرماتور حداقل در دالها باید در وجه کششی تامین شود و در صورتی که جهت لنگر در دال تغییر می کند، باید هم در وجه فوقانی و هم وجه تحتانی 0.0018 قرار داده شود. در این حالت مجموع آرماتور قرار داده شده برابر 0.0036 خواهد بود. ولی در صورتی که لنگر به دال وارد نمی شود (در دالهای یک طرفه در یک طرف لنگر نداریم)، تنها میلگرد افت و حرارت باید قرار داده شود. در این حالت کل میلگردهای قرار داده شده در مقطع 0.0018 خواهد بود.

CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS

7.6—Reinforcement limits

7.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

7.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$, of $\mathbf{0.0018}A_g$ shall be provided.

R7.6—Reinforcement limits

R7.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

R7.6.1.1 The required area of deformed or welded wire reinforcement used as minimum flexural reinforcement is the same as provided for shrinkage and temperature in 24.4.3.2. However, whereas shrinkage and temperature reinforcement is permitted to be distributed between the two faces of the slab as deemed appropriate for specific conditions, minimum flexural reinforcement should be placed as close as practicable to the face of the concrete in tension due to applied loads.

CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS

8.6—Reinforcement limits

8.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

8.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement, $A_{s,min}$ of $\mathbf{0.0018}A_g$, or as defined in 8.6.1.2, shall be provided near the tension face of the slab in the direction of the span under consideration.

R8.6—Reinforcement limits

R8.6.1 *Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs*

R8.6.1.1 The required area of deformed or welded wire reinforcement used as minimum flexural reinforcement is the same as that required for shrinkage and temperature in 24.4.3.2. However, whereas shrinkage and temperature reinforcement is permitted to be distributed between the two faces of the slab as deemed appropriate for specific conditions, minimum flexural reinforcement should be placed as close as practicable to the face of the concrete in tension due to applied loads.

CHAPTER 24—SERVICEABILITY

24.4—Shrinkage and temperature reinforcement

24.4.1 Reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall be provided in one-way slabs in the direction perpendicular to the flexural reinforcement in accordance with 24.4.3 or 24.4.4.

24.4.3 *Nonprestressed reinforcement*

24.4.3.2 The ratio of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area shall be greater than or equal to 0.0018.

24.4.3.3 The spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of **5*h*** and 18 in.

محاسبات ۹۳

۱- نسبت سطح مقطع میلگرد حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن، برای شالوده‌ای به ضخامت 1.5 متر و میلگرد رده S340 حداقل چقدر باید باشد؟ رده بتن C20 بوده و بتن شالوده به صورت درجا اجرا می‌شود.

۱) 0.0017 ۲) 0.0015
۳) 0.0020 ۴) 0.0026

گزینه ۳

$$\left(\frac{A_s}{bh}\right)_{min}=0.0018$$

۴۳- مقدار کل آرماتورهای حرارت و جمع شدگی در یک مترمربع پلان از یک پی گسترده به ضخامت دو متر برحسب کیلوگرم حدودا چقدر می‌باشد؟ (میلگرد از نوع S340 فرض شود).

۱) 44 ۲) 31
۳) 63 ۴) 22

گزینه ۳

مساحت آرماتور در هر راستا برابر است با:

$$\left(\frac{A_s}{bh}\right)_{min}=0.0018 \quad\rightarrow\quad \left(\frac{A_s}{1000\times 2000}\right)_{min}=0.0018 \quad\rightarrow\quad A_s=3600\,mm^2$$
$$=3.6\times10^{-3}\,m^2$$

حجم میلگرد در یک راستا (طول میلگردها ۱ متر است):

$$V=3.6\times10^{-3}\ \times 1=3.6\times10^{-3}\,m^3$$

با توجه به اینکه آرماتور افت و حرارت باید در دو جهت متعامد قرار داده شود، کل حجم آرماتور طولی در یک مترمربع از پی برابر خواهد بود با:

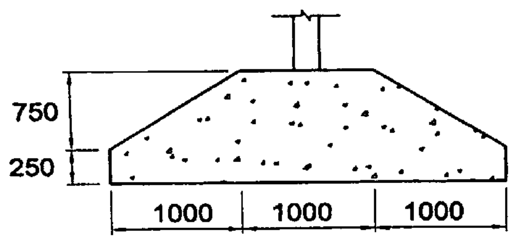
$$V=2(3.6\times10^{-3}\,m^3)=7.2\times10^{-3}\,m^3$$

وزن مخصوص فولاد $7850\frac{kg}{m^3}$ می باشد و بنابراین وزن میلگرد برابر خواهد بود با:

$$W=7.2\times10^{-3}\,m^3\times 7850=56.5\,kg$$

محاسبات ۹۵

۳۹-پی نواری بتنی درجا در زیر یک دیوار دارای مقطع نشان داده شده، می‌باشد. مقدار حداقل سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی در این پی به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25 و فولاد از نوع S400 می‌باشد.)



۱) $25\times10^2\ mm^2$
۲) $28\times10^2\ mm^2$
۳) $43\times10^2\ mm^2$
۴) $46\times10^2\ mm^2$

گزینه ۳

مساحت مقطع پی برابر است با:

$$A_g=(250\times3000)+\left(\frac{3000+1000}{2}\right)\times750=2250000\,mm^2$$

حداقل میلگرد افت و حرارت در مقطع:

$$\left(\frac{A_s}{A_g}\right)_{min}=0.0018 \qquad\rightarrow\qquad A_{s-min}=0.0018A_g=4050\,mm^2$$

۱۷-۴- آرماتور برشی در دالها

در دالها سعی میشود از آرماتور برشی استفاده نشود. برای این منظور باید مقدار برش وارد بر دال به گونه ای باشد که بتن به تنهایی و بدون کمک آرماتور برشی بتواند برش را تحمل کند:

دالها: $V_u < \varphi V_c \quad \rightarrow$ نیاز به آرماتور برشی نیست

ستونها و تیرها: $V_u < 0.5\varphi V_c \quad \rightarrow$ نیاز به آرماتور برشی نیست

CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS

7.6—Reinforcement limits

7.6.3 *Minimum shear reinforcement*

7.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > \phi V_c$. For precast prestressed hollow-core slabs with untopped h > **12.5 in.**, $A_{v,min}$ shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_{cw}$.

CHAPTER 10—COLUMNS

10.6—Reinforcement limits

10.6.2 *Minimum shear reinforcement*

10.6.2.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_c$.

CHAPTER 9—BEAMS

9.6—Reinforcement limits

9.6.3 *Minimum shear reinforcement*

9.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement, $A_{v,min}$, shall be provided in all regions where $V_u > 0.5\phi V_c$ except for the cases in Table 9.6.3.1. For these cases, at least $A_{v,min}$ shall be provided where $V_u > \phi V_c$.

Table 9.6.3.1—Cases where $A_{v,min}$ is not required if $0.5\phi V_c < V_u \le \phi V_c$

Beam type	Conditions
Shallow depth	$h \le$ 250 mm
Integral with slab	$h \le$ greater of $2.5t_f$ or $0.5b_w$ and $h \le$ 600 mm
Constructed with steel fiber-reinforced normalweight concrete conforming to 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(d), and 26.12.5.1(a) and with $f_c' \le$ 42 MPa	$h \le$ 600 mm and $V_u \le \phi 2\sqrt{f_c'} b_w d$
One-way joist system	In accordance with 9.8

۱۸-تحلیل دالهای یک طرفه به روش ضرایب لنگر و برش

۹-۶-۹ روش‌های ساده شده‌ی تحلیل الاستیک

۹-۶-۹-۱ تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی ممتد

۹-۶-۹-۱-۱ در تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی ممتد، در صورتی که شرایط (الف) تا (ث) زیر موجود باشند، لنگرهای خمشی و تلاش‌های برشی را می‌توان در مقاطع مختلف با استفاده از جدول شماره‌ی ۹-۶-۳ تعیین نمود.

الف – تیر یا دال دارای حداقل دو دهانه باشد.

ب – هر یک از اعضا در طول خود دارای مقطع ثابت باشند.

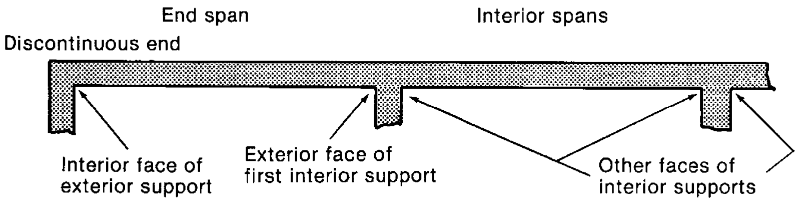
پ – طول دهانه‌ی بزرگ‌تر از دو دهانه‌ی مجاور، از ۲۰ درصد طول دهانه‌ی کوچک‌تر تجاوز ننماید.

ت – بارها در سراسر طول تیر یا دال، تقریباً به صورت یک‌نواخت توزیع شده باشند.

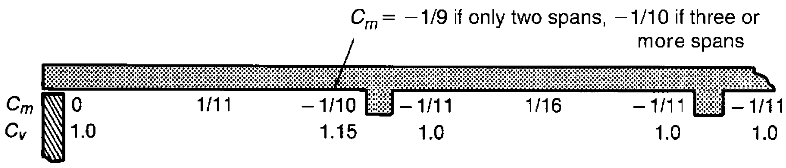
ث – شدت بار زنده از سه برابر شدت بار مرده بیش‌تر نباشد.

جدول ۹-۶-۳ مقادیر تقریبی لنگرها و برش‌ها در تیرها و دال‌های یک طرفه‌ی ممتد

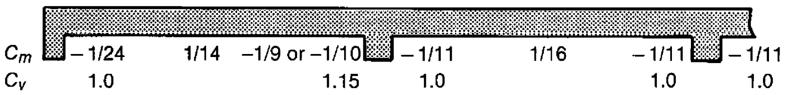
۱- لنگر مثبت	
الف- دهانه‌های انتهایی	
با انتهای غیر ممتد، به صورت ساده (غیر گیردار)	$w_u \frac{l_n^2}{11}$
با انتهای غیر ممتد، به صورت یک‌پارچه با تکیه‌گاه	$w_u \frac{l_n^2}{14}$
ب- دهانه‌های داخل	$w_u \frac{l_n^2}{16}$
۲- لنگر منفی	
الف - لنگر منفی در وجه خارجی اولین تکیه‌گاهی داخلی	
دو دهانه	$w_u \frac{l_n^2}{9}$
بیش‌تر از دو دهانه	$w_u \frac{l_n^2}{10}$
ب- لنگر منفی در وجوه دیگر تکیه‌گاه‌های داخلی	$w_u \frac{l_n^2}{11}$
۳- لنگر منفی در موارد خاص	
الف- لنگر منفی در وجوه تکیه‌گاه‌های خارجی دال‌ها با دهانه‌های حداکثر ۳ متر، و تیرهایی که در آن‌ها نسبت مجموع سختی ستون‌ها به مجموع سختی تیرها در هر انتهای دهانه بیش‌تر از ۸ باشد.	$w_u \frac{l_n^2}{12}$
ب- لنگر منفی در وجه داخلی تمامی تکیه‌گاه‌های خارجی برای اعضایی که با تکیه‌گاه‌های خود به صورت یک‌پارچه ساخته شده باشند:	
در مواردی که تکیه‌گاه، یک تیر لبه باشد	$w_u \frac{l_n^2}{24}$
در مواردی که تکیه‌گاه، ستون باشد	$w_u \frac{l_n^2}{16}$
۴- برش در تیرهای ممتد	
الف - برش در اعضای انتهایی در وجه اولین تکیه‌گاه داخلی	$1.15\, w_u \frac{l_n}{2}$
ب- برش در وجوه سایر تکیه‌گاه‌ها	$w_u \frac{l_n}{2}$



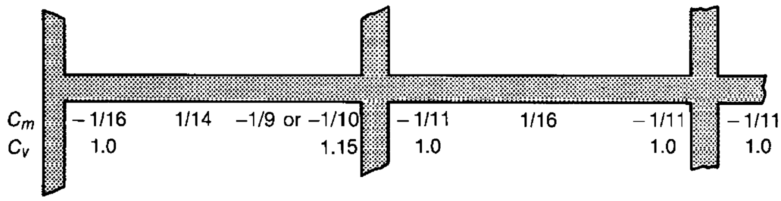
(a) Terminology.



(b) Moment and shear coefficients—Discontinuous end unrestrained.



(c) Moment and shear coefficients—Discontinuous end integral with support where support is a spandrel girder.

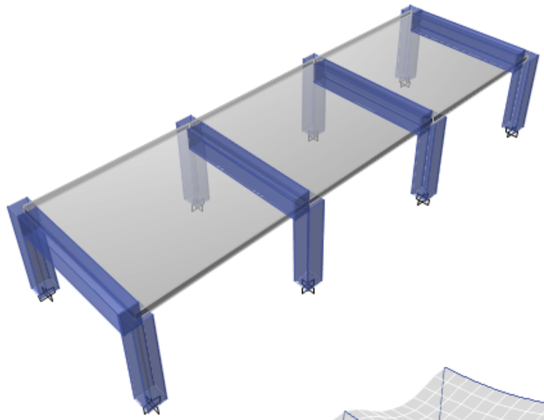


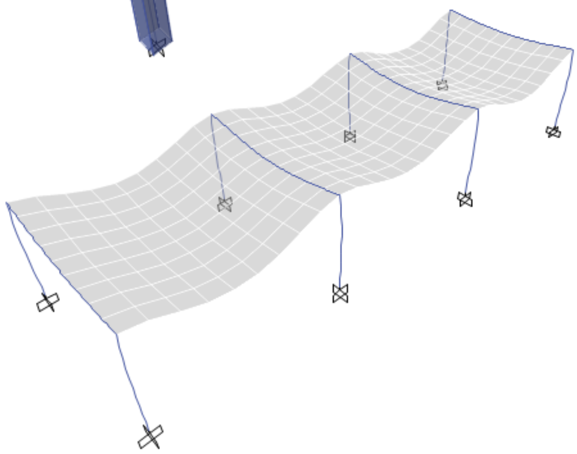
(d) Moment and shear coefficients—Discontinuous end integral with support where support is a column.

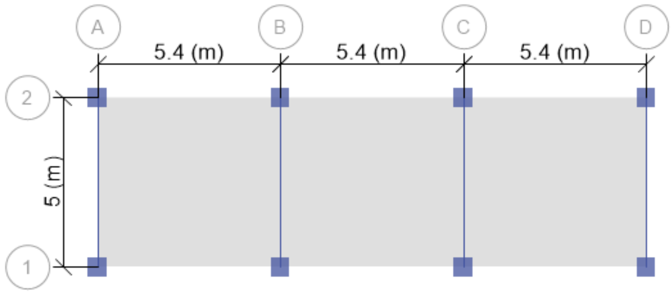
مثال:

دال یک طرفه با سه دهانه با طول 5.4m متر را طراحی نمایید. بار مرده سقف برابر $9\ \mathrm{kN/m^2}$ و بار زنده با احتساب وزن تیغه ها برابر $6\ \mathrm{kN/m^2}$

می باشد. عرض تیرهای تکیه گاهی برابر 500 mm می باشد. میلگردهای دال از نوع S400 و بتن دال C25 فرض شود.







بار ضریب دار:

$$q_u = Max\begin{Bmatrix} 1.4D \\ 1.2D + 1.6L \end{Bmatrix} = Max\begin{Bmatrix} 1.4 \times 9 \\ 1.2 \times 9 + 1.6 \times 6 \end{Bmatrix} = 20.4\ kPa$$

۱- تعیین ضخامت دال

ضخامت دال براساس مورد تعیین می شود.

مورد اول و اساسی کنترل خیز می باشد. اگر ضخامت دال کم منظور شود، به علت کاهش ممان اینرسی مقطع دال، خیز آن افزایش می یابد.

مورد دوم کنترل برش است. سعی می شود ضخامت دال چنان در نظر گرفته شود که بدون استفاده از خاموت بتن به تنهایی بتواند برش یک طرفه را تحمل کند.

۱-۱- کنترل خیز دال:

دهانه میانی در دو انتها ممتد می باشد و باید ضخامت آن جهت کنترل خیز حداقل $\frac{l}{28} = \frac{5400}{28} = 193\ mm$ باشد. در دو دهانه کناری دال با یک انتهای ممتد می باشد و بنابراین حداقل ضخامت دال جهت کنترل خیز $\frac{l}{24} = \frac{5400}{24} = 225\ mm$ می باشد.

۹-۹-۳-۱-۱ برای دال‌های توپُر که به جدا کننده‌ها (تیغه‌ها) یا دیگر اجزای ساختمانی که احتمال دارد در اثر خیز زیاد آسیب ببینند، متصل نیستند، ضخامت کل دال، h نباید از مقادیر جدول ۹-۹-۱ که برای بتن معمولی و فولاد با تنش تسلیم f_y=420 MPa تنظیم شده است، کم‌تر باشد؛ مگر آن که محاسبه‌ی خیز آن‌ها بر اساس بند ۹-۹-۳-۲ انجام شود. برای $f_y \neq 420$ MPa مقادیر جدول ۹-۹-۱ باید در $(0.4+f_y/700)$ ضرب شود.

جدول **۹-۹-۱** حداقل ضخامت دال‌های یک طرفه‌ی یک‌پارچه

شرایط تکیه گاهی	حداقل ضخامت، h
تکیه‌گاه ساده	$l/20$
یک انتهای ممتد	$l/24$
دو انتهای ممتد	$l/28$
طرّه (کنسولی)	$l/10$

۱-۲- کنترل برش در دال

با فرض استفاده از میلگرد $\varphi 14$ و با فرض اینکه پوشش خاصل بتن برابر cover=20 mm باشد، عمق موثر دال برابر خواهد بود با:

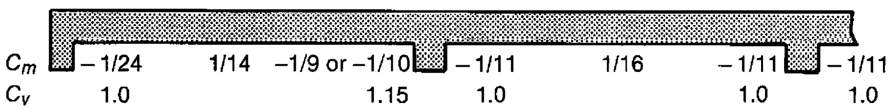
$$d = 225 - 27 = 198\ mm$$

$$\left.\begin{aligned} V_u &= 1.15\frac{q_u(L_n-2d)}{2} = \frac{1.15\times 20.4\times(5.4-0.5-2\times 0.198)}{2} = 52.83\ kN \\ \varphi V_c &= \varphi 0.66\lambda_s\lambda\rho^{\frac{1}{3}}\sqrt{f_c'}b_w d = 0.75\times 0.66\times 1\times 1\times 0.0018^{\frac{1}{3}}\sqrt{25}(1000\times 198) = 59.6kN \end{aligned}\right\} V_u < \varphi V_c$$

در دالها در صورتی که $V_u < \varphi V_c$ باشد، نیازی به منظور کردن خاموت نخواهد بود و بتن به تنهایی توانایی تحمل برش را خواهد داشت.

- مقدار درصد میلگرد طولی خمشی (ρ) هنوز طراحی و مشخص نشده است و در محاسبات فوق حداقل مقدار میلگرد خمشی برای دالها که برابر 0.0018 می باشد در نظر گرفته شده است. با میلگرد حداقل نیز مقاومت برشی بتن به تنهایی کافی می باشد و بنابراین در صورت قرار دادن مقدار واقعی درصد میلگرد طولی نیز مقاومت برشی کافی خواهد بود.

۲- محاسبه میلگردهای خمشی منفی در تکیه گاه خارجی:



(c) Moment and shear coefficients—Discontinuous end integral with support where support is a spandrel girder.

لنگر در دهانه انتهایی برابر $\frac{q_u L_n^2}{24}$ می باشد. با فرض اینکه بازوی خمش تقریبا برابر z=0.9d باشد، داریم:

$$\left.\begin{aligned} M_{u-ext}^- &= \frac{q_u L_n^2}{24} = \frac{20.4\times(5.4-0.5)^2}{24} = 20.4\ \mathrm{kN.m} \\ \varphi M_n &= \varphi A_s F_y Z = \varphi A_s F_y \times 0.9d = 0.9\times A_s\times 400\times(0.9\times 198) \end{aligned}\right\} \rightarrow M_{u-ext}^- < \varphi M_n \rightarrow A_s = 318\ mm^2$$

مساحت میلگرد محاسبه شده نباید کمتر از آرماتور حداقل در نظر گرفته شود.

$$A_{s-min} = 0.0018bh = 0.0018\times 1000\times 225 = 405\ mm^2$$

می توان از $\varphi12@250$ استفاده کرد. در این صورت مقدار As در یک متر عرض دال برابر $452\ mm^2$ خواهد بود که بیشتر از مقدار حداقل است.

۳- محاسبه میلگردهای خمشی منفی در اولین تکیه گاه داخلی:

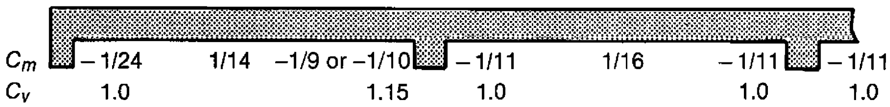
$$\left.\begin{aligned} M^-_{u-1st-int} = \frac{q_u L_n^2}{10} = \frac{20.4\times 4.9^2}{10} = 48.98\ \mathrm{kN.m} \\ \varphi M_n = \varphi A_s F_y Z = \varphi A_s F_y \times 0.9d = 0.9\times A_s \times 400 \times (0.9\times 198) \end{aligned}\right\} \rightarrow A_s = 763.5\ mm^2$$

با فرض استفاده از $\varphi12@100$ مقدار As در یک متر دال $1130\ \mathrm{mm}^2$ خواهد بود. پس از محاسبه مقدار اولیه برای As، می توان مقدار دقیق بازوی خمش را منظور کرد. مقدار دقیق مقاومت خمشی با فرض $\mathrm{As}=769.3\ \mathrm{mm}^2$ برابر است با:

$$\varphi M_n = 0.9\times 1130 \times 400 \times \left(198 - \frac{1130\times 400}{2\times 1000\times 0.85\times 25}\right) = 76.2\ kN.m > 48.98\ OK$$

قابل قبول است.

٤- محاسبه میلگردهای خمشی منفی در تکیه گاه داخلی دهانه میانی:



(c) Moment and shear coefficients—Discontinuous end integral with support where support is a spandrel girder.

$$\left.\begin{aligned} M^-_{u-2st-int} = \frac{q_u L_n^2}{11} = \frac{20.4\times 4.9^2}{11} = 44.53\ \mathrm{kN.m} \\ \varphi M_n = \varphi A_s F_y Z = \varphi A_s F_y \times 0.9d = 0.9\times A_s \times 400 \times (0.9\times 198) \end{aligned}\right\} \rightarrow A_s = 694\ mm^2$$

با فرض استفاده از $\varphi12@150$ مقدار As در یک متر دال $753\ \mathrm{mm}^2$ خواهد بود. پس از محاسبه مقدار اولیه برای As، می توان مقدار دقیق بازوی خمش را منظور کرد. مقدار دقیق مقاومت خمشی با فرض $\mathrm{As}=753\ \mathrm{mm}^2$ برابر است با:

$$\varphi M_n = 0.9\times 753 \times 400 \times \left(198 - \frac{753\times 400}{2\times 1000\times 0.85\times 25}\right) = 51.75\ kN.m > 44.53\ OK$$

قابل قبول است.

٥- محاسبه میلگردهای خمشی مثبت در اولین دهانه:

$$\left.\begin{aligned} M^+_{u-1st} = \frac{q_u L_n^2}{14} = \frac{20.4\times 4.9^2}{14} = 34.98\ \mathrm{kN.m} \\ \varphi M_n = 0.9\times A_s \times 400 \times (0.9\times 198) \end{aligned}\right\} \rightarrow A_s = 545\ mm^2$$

با فرض استفاده از $\varphi12@20$ مقدار As در یک متر دال $As=565.2\ mm^2$ خواهد بود.

کنترل مجدد مقاومت خمشی با مقدار دقیق:

$$\varphi M_n = 0.9\times 565.2 \times 400 \times \left(198 - \frac{565.2\times 400}{2\times 1000\times 0.85\times 25}\right) = 39.2\ kN.m > 34.98\ OK$$

قابل قبول است.

۶- محاسبه میلگردهای خمشی مثبت در دهانه میانی:

$$\left.\begin{array}{l} M^{+}_{u-1st} = \dfrac{20.4 \times 4.9^2}{16} = 30.61\ \mathrm{kN.m} \\ \varphi M_n = 0.9 \times A_s \times 400 \times (0.9 \times 198) \end{array}\right\} \rightarrow A_s = 477\ mm^2$$

با فرض استفاده از $\varphi 12@25$ مقدار As در یک متر دال As=452 mm^2 خواهد بود.

$$\varphi M_n = 0.9 \times 452 \times 400 \times \left(198 - \frac{452 \times 400}{2 \times 1000 \times 0.85 \times 25}\right) = 31.55\ kN.m$$

قابل قبول است.

۱۹-دالهای دو طرفه

به متن پیش نویس مبحث نهم توجه کنید:

۹-۱۰- دال‌های دو طرفه

نرم افزار SAFE از این روش استفاده می کند

۹-۱۰-۳ کلیات

۹-۱۰-۳-۱ برای طراحی سیستم دال دو طرفه و تعیین نیروهای داخلی اجزای آن، تحلیل به روش اجزای محدود و نیز هر روشی که در آن شرایط تعادل نیروها و همسازی تغییر شکل‌ها رعایت شود، و مقاومت طراحی و همه‌ی شرایط بهره برداری را تامین نماید، قابل قبول است. به علاوه، سه روش ارائه شده در بند ۹-۱۰-۳-۲ نیز با رعایت محدودیت‌های عنوان شده می‌تواند به کار برده شود.

۹-۱۰-۳-۲ سه روش مورد اشاره در این آیین نامه به شرح زیر است:

الف- روش طراحی مستقیم
ب- روش قاب معادل
پ- روش پلاستیک

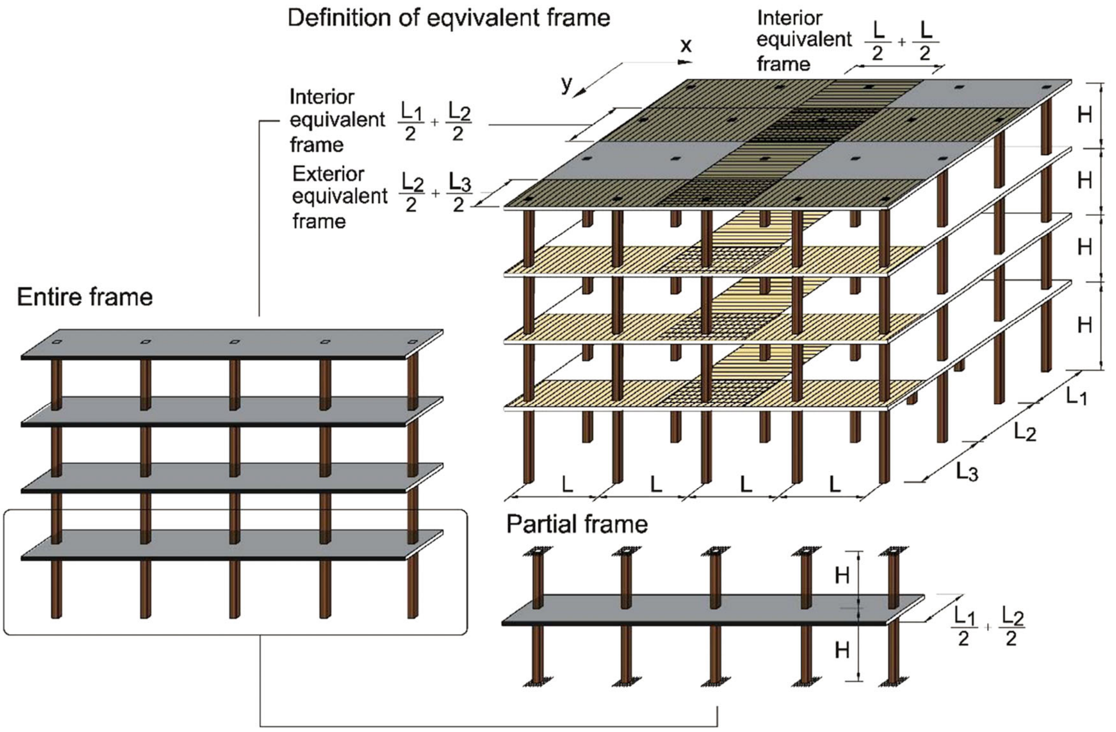
روش‌های (الف) و (ب) را می‌توان برای طراحی همه‌ی دال‌های دو طرفه با رعایت محدودیت‌ها و تیرهای تکیه‌گاه‌ها (در صورت وجود)، و روش (پ) برای طراحی دال‌های دو طرفه به طور مجزا مورد استفاده قرار داد. جزئیات این روش‌ها به ترتیب در بخش‌های ۹-۱۰-۹ تا ۹-۱۰-۱۱ ارائه شده است. علاوه بر سه روش فوق، می‌توان از روش ضرایب لنگر خمشی مطابق پیوست ۹-۶ نیز استفاده نمود.

تحلیل: تعیین برش و لنگر در دال :
- روش مستقیم
- روش قاب معادل
- روش پلاستیک

طراحی:
- تعیین ضخامت بر اساس خیز و برش
- تعیین آرماتورهای خمشی

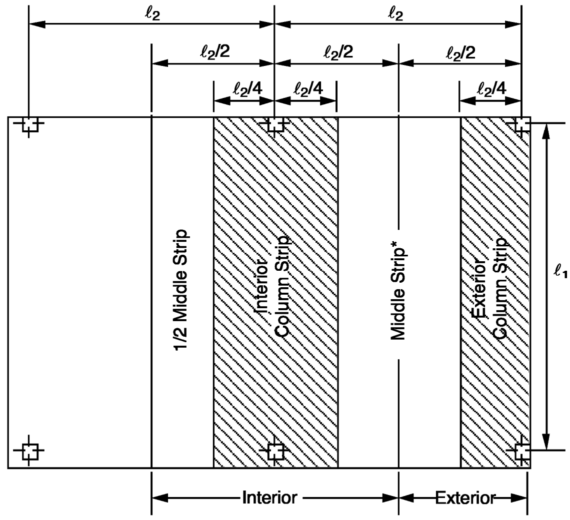
۱۹-۱- روش طراحی مستقیم

در هر دو روش "طراحی مستقیم" و "قاب معادل" مطابق شکل زیر دال به صورت نوارهای طراحی مجزایی در نظر گرفته می

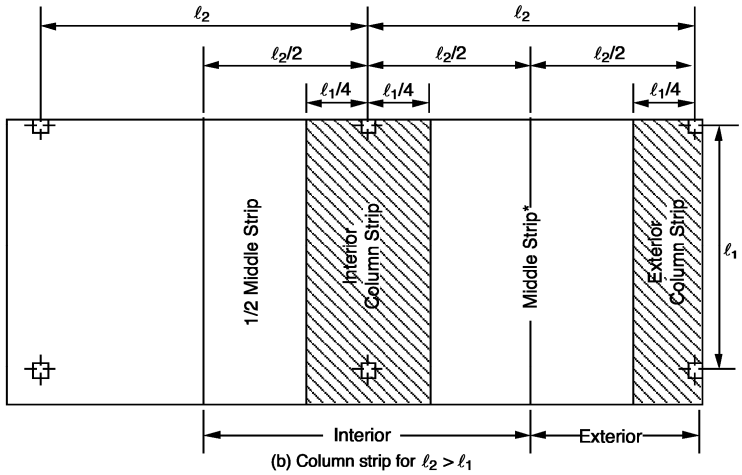


شود.

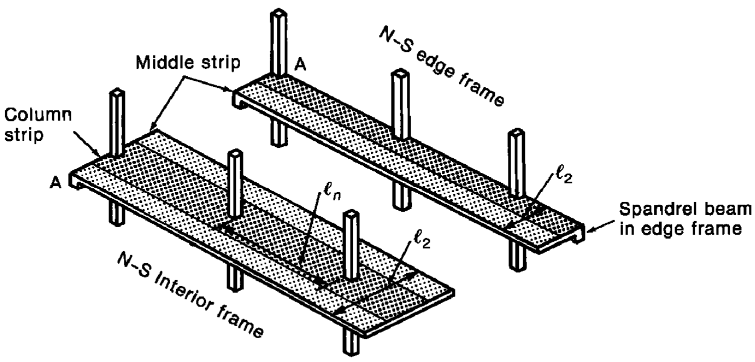
هر نوار طراحی شامل نوار ستونی (column strip) و نوار میانی (middle strip) مطابق شکل زیر می باشد. سپس با ضرایبی که در آیین نامه پیشنهاد شده است، لنگرهای وارد بر نقاط مختلف دال بدست می آید. نحوه انجام محاسبات در صفحات آتی طی یک مثال جامع تشریح خواهد شد.

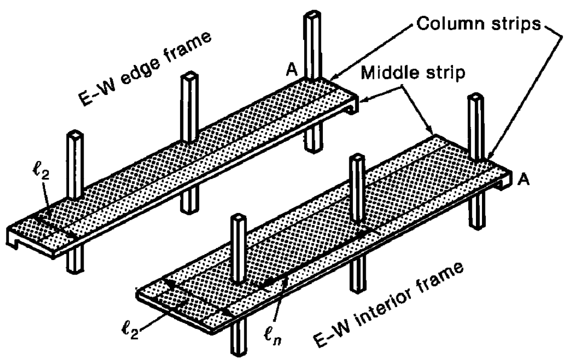


(a) Column strip for $\ell_2 \le \ell_1$



(b) Column strip for $\ell_2 > \ell_1$





جهت استفاده از روش طراحی مستقیم باید با تعاریف ارائه شده در آیین نامه آشنا شویم. در بندهای زیر تعاریف مختلف ارائه شده است.

۹-۱۰-۲ تعاریف ویژه

۹-۱۰-۲-۱ سیستم دال

به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای با یا بدون تیر گفته می‌شود که تحت اثر بارهای عمود بر صفحه‌ی خود قرار می‌گیرند.

۹-۱۰-۲-۲ قاب معادل

به بند ۹-۱۰-۹-۳ مراجعه شود.

۹-۱۰-۲-۳ چشمه‌ی دال

قسمتی از سیستم دال است که به محورهای ستون‌ها، تیرها یا دیوارهای تکیه‌گاهی محدود می‌شود.

۹-۱۰-۲-۴ نوار دال یا نوار پوششی

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های هم‌ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

۹-۱۰-۲-۵ نوار ستون

به قسمتی از نوار دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با کوچک‌ترین دو مقدار $0.25l_1$ یا $0.25l_2$ باشد. اگر تیر وجود داشته باشد، باید آن را در نوار ستون منظور نمود.

۹-۱۰-۲-۶ نوار میانی

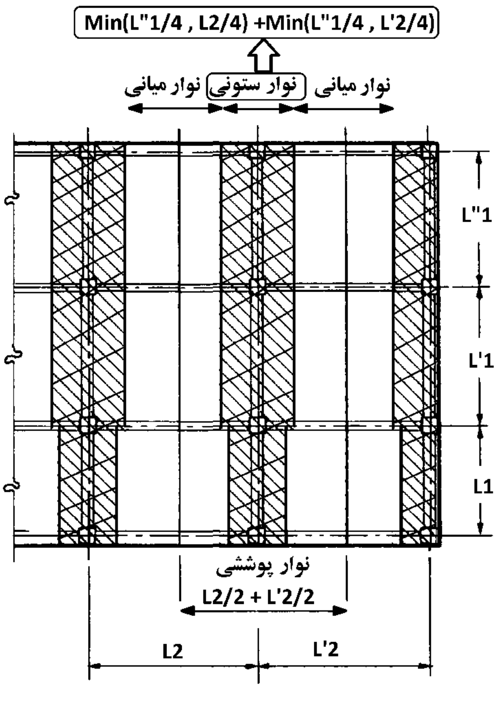
نواری از سیستم دال است که در بین دو نوار ستون مجاور قرار می‌گیرد.

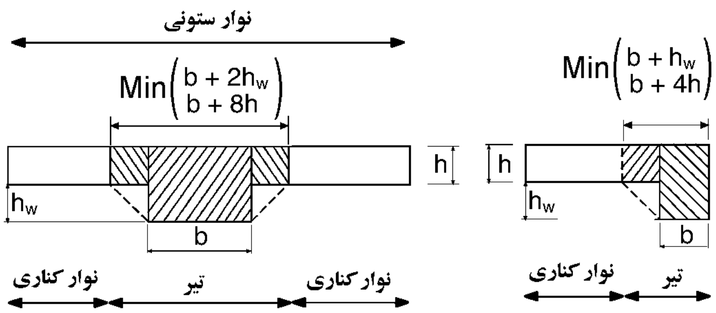
۹-۱۰-۲-۷ نوار کناری

در سیستم تیر- دال، نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستون قرار می‌گیرد.

۹-۱۰-۲-۸ تیر در سیستم تیر - دال

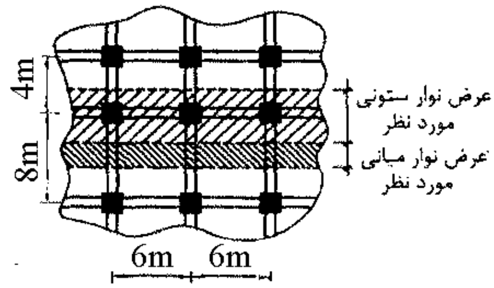
تیر در دال‌ها شامل جان تیر و قسمتی از دال است که در هر سمت تیر دارای عرضی برابر با تصویر مایل ۴۵ درجه‌ی آن قسمت از جان تیر باشد که در زیر یا در روی دال، هر کدام ارتفاع بیش‌تری دارد، قرار می‌گیرد؛ مشروط بر آن که این عرض در هر سمت جان بزرگ‌تر از چهار برابر ضخامت دال نباشد.





محاسبات ۹۵

۳۳- شکل روبرو پلان قسمتی از یک سقف با سیستم دال دوطرفه را نشان می‌دهد. برای تحلیل و طراحی این دال عرض نوار میانی و نوار ستونی نشان داده شده در شکل به ترتیب چقدر باید در نظر گرفته شود؟



۱) 3 متر و 2 متر

۲) 4 متر و 2 متر

۳) 5 متر و 2.5 متر

۴) 6 متر و 3 متر

گزینه ۳

عرض نوار ستونی:

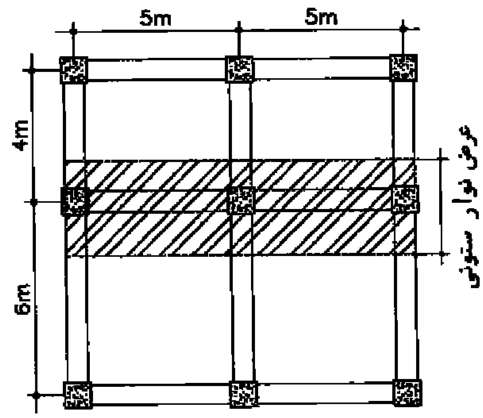
$$Min\left(\frac{6}{4},\frac{8}{4}\right)+Min\left(\frac{6}{4},\frac{4}{4}\right)=1.5+1=2.5m$$

عرض نوار میانی:

$$8-2\times Min\left(\frac{6}{4},\frac{8}{4}\right)=8-3=5m$$

محاسبات ۸۷

۴۷- در دال دوطرفه زیر که قسمتی از دال های یک کف است، برای محاسبه آرماتورهای موردنیاز در نوار ستونی نشان داده شده در شکل، عرض نوار ستونی کدامیک از مقادیر زیر باید درنظر گرفته شود؟



۱) 5 متر

۲) 3 متر

۳) 2.5 متر

۴) 2 متر

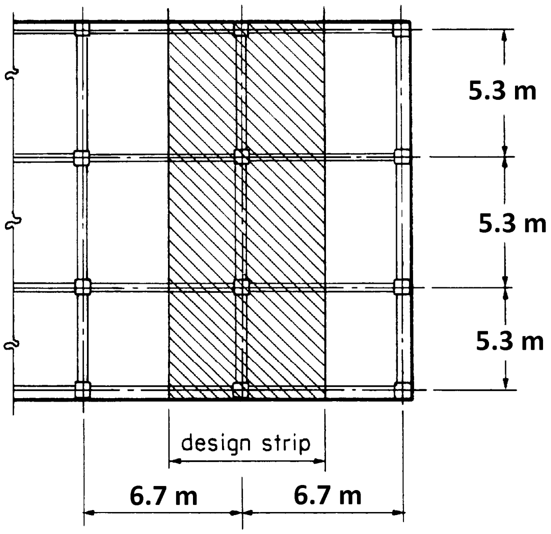
گزینه ؟

$$Min\left(\frac{5}{4},\frac{6}{4}\right)+Min\left(\frac{5}{4},\frac{4}{4}\right)=1.25+1=2.25\ m$$

مثال:

در شکل زیر نواری از دال را که در شکل نشان داده شده طراحی کنید. مشخصات هندسی سازه در جدول خلاصه شده است.

$$\left.\begin{matrix} q_D = 4\dfrac{kN}{m^2} \\ q_L = 5\dfrac{kN}{m^2} \end{matrix}\right\} q_u = 1.2q_D + 1.6q_L = 12.8\frac{kN}{m^2}$$



ابعاد مقطع ستون ها	450x450	Mm
ابعاد مقطع تیرهای داخلی	350x500	Mm
ابعاد مقطع تیرهای کناری	350x700	Mm

حل:

مراحل زیر باید انجام شود:

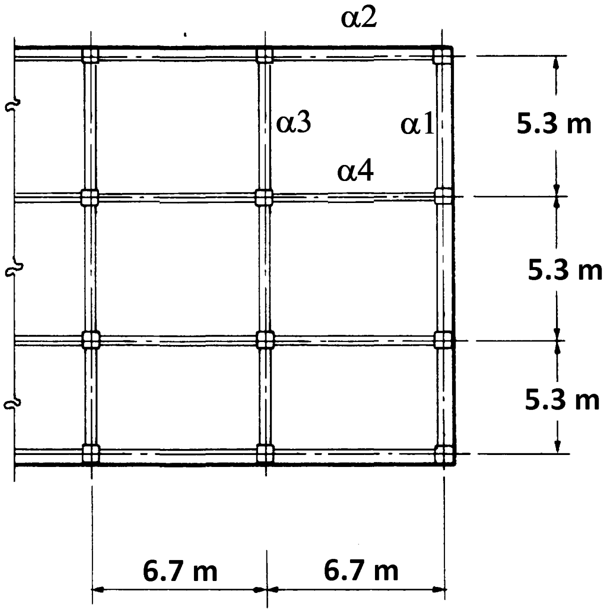
- تعیین ضخامت اولیه و کنترل خیز دال
- تحلیل سازه به روش طراحی مستقیم و استخراج لنگرها و برش وارد بر مقطع دال
- طراحی آرماتورهای خمشی و کنترل برش دال

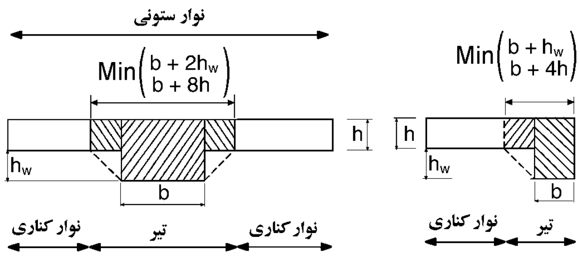
۱- کنترل خیز

به عنوان فرض اولیه ضخامت دال برابر t=150 mm در نظر گرفته میشود. سپس خیز دال بر اساس ضخامت مفروض کنترل می شود. اگر ضخامت اولیه پاسخگوی کنترل خیز نبود، باید ضخامت افزایش یابد و کنترل مجددا انجام شود.

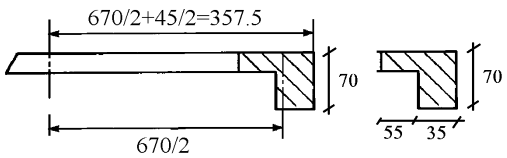
جهت کنترل خیز ابتدا باید نسبت سختی تیر به دال $\alpha = \frac{\text{سختی تیر}}{\text{سختی دال}}$ محاسبه شود.

۱-۱- محاسبه alpha برای تیرهای اطراف دهانه:

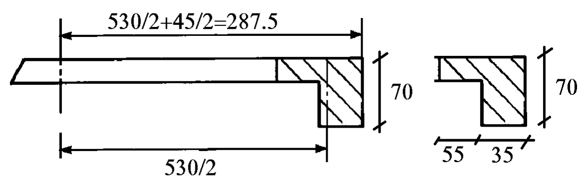




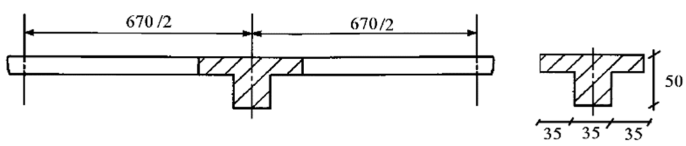
$$\left.\begin{aligned} I_{beam} &= 1482624\ \text{cm}^4 \\ I_{slab} &= \frac{357.5 \times 15^3}{12} = 100547\ \text{cm}^4 \end{aligned}\right\} \alpha 1 = \frac{1482624}{100547} = 14.74$$



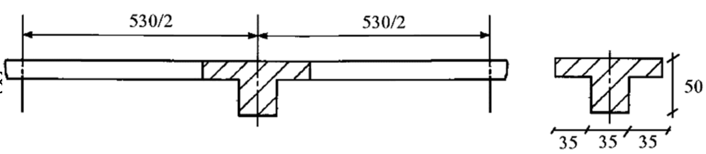
$$\left.\begin{aligned} I_{beam} &= 1482624\ \text{cm}^4 \\ I_{slab} &= \frac{287.5 \times 15^3}{12} = 80859\ \text{cm}^4 \end{aligned}\right\} \alpha 2 = \frac{1482624}{80859} = 18$$



$$\left.\begin{aligned} I_{beam} &= 585247.39\ \text{cm}^4 \\ I_{slab} &= \frac{670 \times 15^3}{12} = 188437\text{cm}^4 \end{aligned}\right\} \alpha 3 = \frac{585247.39}{188437} =$$



$$\left.\begin{aligned} I_{beam} &= 585247.39\ \text{cm}^4 \\ I_{slab} &= \frac{530 \times 15^3}{12} = 149062\text{cm}^4 \end{aligned}\right\} \alpha 4 = \frac{585247}{149062} = 3.93$$



۲-۱- کنترل خیز بر اساس روابط تقریبی:

۹-۱۰- دال‌های دو طرفه

۹-۱۰-۶ ضوابط کلی طراحی دال‌ها

۹-۱۰-۶-۱ حداقل ضخامت دال

۹-۱۰-۶-۱-۱ برای دال‌های دو طرفه و بدون تیرهای داخلی که در تمامی لبه‌ها دارای تکیه‌گاه هستند، و حداکثر نسبت دهانه‌ی بزرگ به دهانه‌ی کوچک آن‌ها برابر با ۲ می‌باشد؛ برای بارهای متعارف حداقل ضخامت دال باید مطابق موارد زیر کنترل شود؛ مگر این که دال محدودیت‌های مربوط به خیز را مطابق بند ۹-۱۰-۶-۲ تامین کرده باشد:

الف- ضخامت دال از مقادیر جدول ۹-۱۰-۱ کم‌تر نباشد.

ب- برای دال بدون کتیبه (پهنه) برابر با ۱۲۵ میلی متر اختیار شود.

پ- برای دال دارای کتیبه (پهنه) با رعایت شرایط بند ۹-۱۰-۶-۱، برابر با ۱۰۰ میلی متر اختیار شود.

جدول **۹-۱۰-۱** حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه بدون تیرهای داخلی[1]

f_y (MPa) [۲]	بدون کتیبه[۳]			با کتیبه[۳]		
	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی	چشمه‌های بیرونی		چشمه‌های داخلی
	بدون تیر لبه	با تیر لبه[۴]	-	بدون تیر لبه	با تیر لبه[۴]	-
۲۸۰	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
۴۲۰	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
۵۵۰	$l_n/27$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$

[۱] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند می‌باشد که از بَر تا بَر تکیه گاه‌ها اندازه گیری می‌شود (mm).

[۲] برای f_y بین مقادیر ارائه شده در جدول، ضخامت حداقل باید با درون یابی محاسبه شود.

[۳] کتیبه‌ها در بند ۹-۱۰-۶-۶ ارائه شده‌اند.

[۴] دال‌های با تیرهایی بین ستون‌ها در طول لبه‌های بیرونی. اگر α_1 کم‌تر از ۰/۸ باشد، چشمه‌های بیرونی باید بدون تیر لبه در نظر گرفته شوند. مقدار α_1 برای تیر لبه باید مطابق با بند ۹-۱۰-۹-۱۰-۱ باشد.

۹-۱۰-۶-۱-۲ ضخامت کلی دال، h، برای دال‌های با تیرهایی در تمامی کناره‌ها بین تکیه گاه‌ها، باید حدود جدول ۹-۱۰-۲ را تامین نماید؛ مگر این که محدودیت‌های خیز محاسبه شده در بند ۹-۱۰-۶-۲ برآورده شود.

جدول **۹-۱۰-۲** حداقل ضخامت دال‌های دو طرفه با تیرهای بین تکیه گاه‌ها در همه‌ی لبه‌ها

α_{fm} [۱]	حداقل مقدار h (mm)		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	بند ۹-۱۰-۶-۱-۱		(الف)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2$	بزرگ‌ترین مقدار:	$\dfrac{l_n\left(0.8+\dfrac{f_y}{1400}\right)}{36+5\beta\left(\alpha_{fm}-0.2\right)}$	(ب)(۲) و (۳)
		۱۲۵	(پ)
$\alpha_{fm} > 2$	بزرگ‌ترین مقدار:	$\dfrac{l_n\left(0.8+\dfrac{f_y}{1400}\right)}{36+9\beta}$	(ت)(۲) و (۳)
		۹۰	(ث)

[۱] α_{fm} مقدار میانگین α_f برای همه تیرهای لبه‌ی چشمه است.

α_f نسبت سختی خمشی مقطع تیر به سختی خمشی عرضی از دال محاط به خطوط

[۲] l_n دهانه‌ی آزاد در جهت بلند و بر حسب میلی متر می‌باشد که از بَر تا بَر تیرها اندازه گیری می‌شود.

[۳] β نسبت دهانه‌های آزاد در جهت بلند به کوتاه دال می‌باشد.

در این مثال دال در تمامی کناره ها دارای تیر می باشد و بنابراین ضخامت حداقل دال طبق جدول ۹-۱۰-۲ محاسبه می شود.

$$\alpha_{fm}=\frac{14.74+18.33+3.1+3.93}{4}=10.025>2$$

$$\mathrm{h}_{min}=\frac{(6700-450)\left(0.8+\frac{400}{1400}\right)}{36+9\times\left(\frac{6700-450}{5300-450}\right)}=142.5\ \mathrm{cm}$$

ضخامت حداقل لازم برای دال برابر $\mathrm{h}_{min}=142.5\ mm$ می باشد. بنابراین ضخامت اولیه فرض شده h=150 mm کافی می باشد:

$$\mathrm{h}_{min}=142.5\ mm<h=150\ mm\qquad OK$$

۲- کنترل شرایط استفاده از روش طرح مستقیم

استفاده از روش طراحی مستقیم شرایطی دارد.

اگر شرایط برقرار نباشد، نمی توان از روش طراحی مستقیم استفاده کرد. این شرایط در بندهای زیر ارائه شده است.

۹-۱۰-۹-۲ محدودیت‌های روش طراحی مستقیم

۹-۱۰-۹-۲-۱ سیستم دال باید درهر امتداد حداقل سه دهانه پیوسته داشته باشد.

۹-۱۰-۹-۲-۲ دهانه‌های متوالی درهر امتداد که از مرکز تا مرکز تکیه گاهها در هرجهت اندازه گیری می شوند، نباید بیشتر از یک سوم دهانه بزرگتر با یکدیگر اختلاف طول داشته باشند.

۹-۱۰-۹-۲-۳ چشمه‌ی دال‌ها باید مستطیلی شکل باشند و نسبت طول به عرض آن‌ها، محور تا محور تکیه‌گاه‌ها، نباید بزرگ‌تر از ۲ باشد.

۹-۱۰-۹-۲-۴ برون محوری ستون نباید از ۱۰ درصد دهانه در جهت برون محوری از هر محور بین خط مرکزی ستون‌های متوالی تجاوز نماید.

۹-۱۰-۹-۲-۵ همه بارها باید تنها بسبب بار ثقلی باشند و بطور یکنواخت روی کل دهانه پخش شوند. بار زنده بدون ضریب نباید از دو برابر بار مرده بدون ضریب تجاوز نماید.

۹-۱۰-۹-۲-۶ در دال‌هایی که در هر چهار طرف بر روی تیرهایی تکیه دارند، نسبت سختی تیرها در دو امتداد عمود برهم باید در رابطه ۹-۱۰-۳ صدق کند.

۹-۱۰-۹-۵ نسبت سختی تیرها

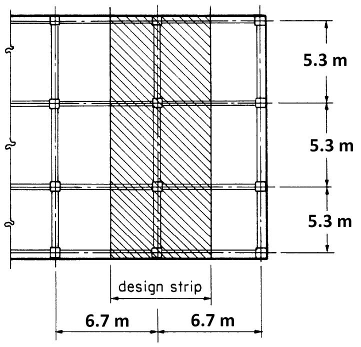
۹-۱۰-۹-۵-۱ در دال‌هایی که در چهار سمت با تیرهای تکیه‌گاهی عملکرد یکپارچه دارند، باید نسبت سختی تیرها در دو امتداد عمود برهم، در رابطه زیر صدق کند:

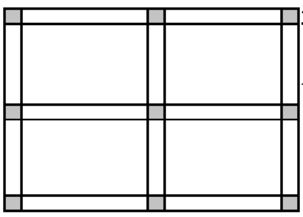
$$0.2 \le \frac{\alpha f_1 l_2^2}{\alpha f_2 l_1^2} \le 5.0 \qquad (۹-۱۰-۳)$$

که αf_1 و αf_2 بوسیله رابطه زیر محاسبه می شوند:

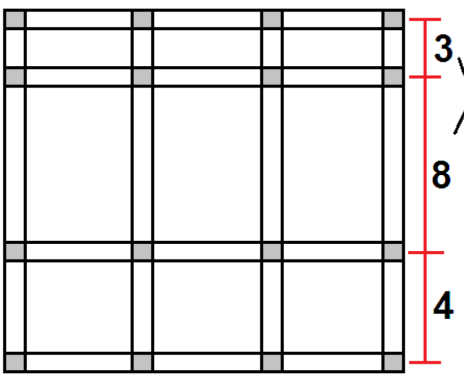
$$\alpha_f \le \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \qquad (۹-۱۰-۴)$$

در این دال‌ها چنان‌چه رابطه‌ی فوق صادق نباشد، برای توزیع لنگرهای خمشی باید تحلیل دقیق‌تری انجام داد.





۱- با توجه به بندهای فوق باید در هر جهت حداقل ۳ دهانه پیوسته وجود داش
به عنوان مثال، در شکل مقابل نمی توان از روش طرح مستقیم استفاده کر
در مثال تحت بررسی (شکل بالای صفحه) حداقل سه دهانه داریم.



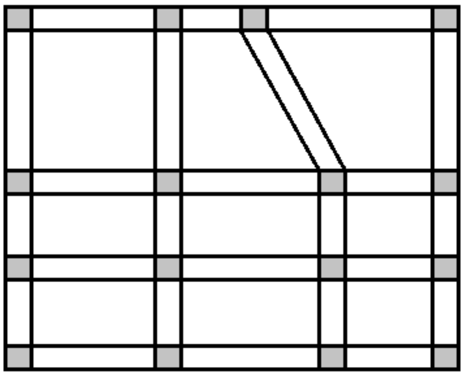
$8-3 \nless \frac{1}{3} \times 8$

۲- اختلاف طول مرکز به مرکز دهانه های پشت سر هم
در هر جهتی نباید از مقدار $\frac{1}{3}$ طول دهانه بزرگتر تجاوز
برای مثال در پلان مقابل نمی توان از روش طراحی مس
استفاده کرد.
در مثال تحت بررسی (شکل بالای صفحه) طول دهانه ،
است: $(530-530) < \frac{530}{3} \quad OK$

۳- برای پانل های مستطیلی نباید نسبت بعد بزرگتر به بعد کوچکتر پانل، از ۲ تجاوز کند.

در مثال حاضر این نسبت کمتر از دو می باشد: $\frac{670}{530} < 2\ OK$

۴- برون محوری ستونها باید کمتر از ۱۰ درصد باشد. یعنی مطابق شکل زیر ستونها نسبت به آکس خود خروج از مرکزیت نداشته باشند.



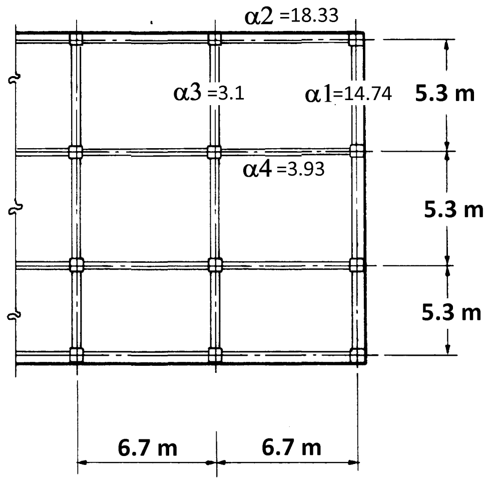
۵- بار باید فقط شامل بارهای مرده و زنده باشند و بصورت یکنواخت روی سطح پخش گردند. در مثال حاضر بارها به صورت گسترده و یکنواخت فرض شده اند.

۶- بار زنده از ۲ برابر بار مرده نباید فراتر برود. (بدون ضریب)

در مثال حاضر این نسبت کمتر از دو می باشد: $\frac{q_L=5\frac{kN}{m^2}}{q_D=4\frac{kN}{m^2}} < 2\quad OK$

۷- نسبت سختی تیرها باید مطابق رابطه ۹-۱۰-۳ کنترل شود:

$$\frac{\alpha_3 \times 670^2}{\alpha_2 \times 530^2} = 0.27 > 0.2 \quad OK$$



۳- محاسبه لنگر دهانه

۹-۱۰-۹-۶ لنگر خمشی ضریب‌دار استاتیکی در هر دهانه

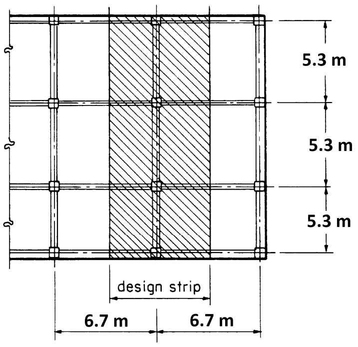
۹-۱۰-۹-۶-۱ لنگر استاتیکی ضریب‌دار کلی (M_o) برای هر دهانه باید برای یک نوار پوششی محاسبه شود. مجموع قدر مطلق M_uمثبت و متوسط منفی در هر جهت باید حداقل برابر باشد با:

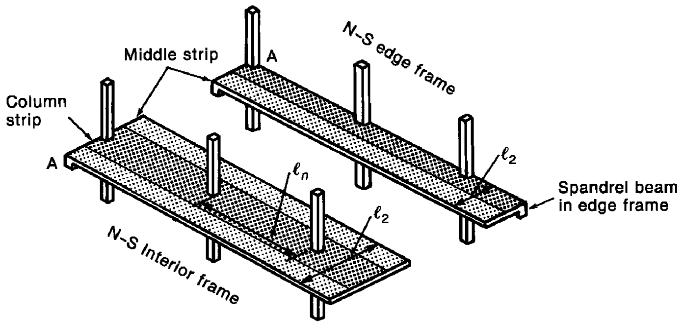
$$M_o = \frac{w_u l_2 l_{1n}^2}{8} \qquad (۹-۱۰-۵)$$

۹-۱۰-۹-۶-۲ طول آزاد دهانه (l_{1n}) در رابطه ۹-۱۰-۱۱ فاصله بر تا بر داخلی ستون‌ها، سر ستون‌ها، نشیمن‌ها (براکت) یا دیوارهای تکیه‌گاهی است. مقدار l_{1n} در هر حال نباید کوچکتر از $0.65l_1$ در محاسبات منظور شود. درصورتیکه تکیه‌گاه‌ها دارای مقطعی به شکل دایره یا چند ضلعی منظم باشند، برای آن‌ها می‌توان یک مقطع مربع شکل با همان مساحت منظور کرد و l_{1n} را تا بر این مقطع فرضی درنظر گرفت

۹-۱۰-۹-۶-۳ در رابطه ۹-۱۰-۱۱، اگر دهانه عرضی چشمه ها در هر طرف خط مرکزی تکیه گاهها تغییر کند، l_2 باید برابر با میانگین دهانه های عرضی مجاور در نظر گرفته شود.

۹-۱۰-۹-۶-۴ در رابطه ۹-۱۰-۱۱، اگر دهانه‌ی مجاور و موازی یک لبه دال در نظر گرفته شود، فاصله از لبه تا خط مرکزی چشمه باید جای‌گزین l_2 شود.





$$M_0 = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8} = \frac{12.80 \times 6.7 \times (5.3 - 0.45)^2}{8} = 252.16\ kN.m$$

٤- تعیین لنگرهای میانی و انتهایی دهانه ها

۹-۱۰-۹-۷ توزیع کل لنگرهای ضریب‌دار استاتیکی

۹-۱۰-۹-۷-۱ در دهانه های میانی لنگر ضریب‌دار استاتیکی (M_o) باید به صورت زیر توزیع شود:

الف – لنگر خمشی منفی هر تکیه‌گاه $0.65M_o$

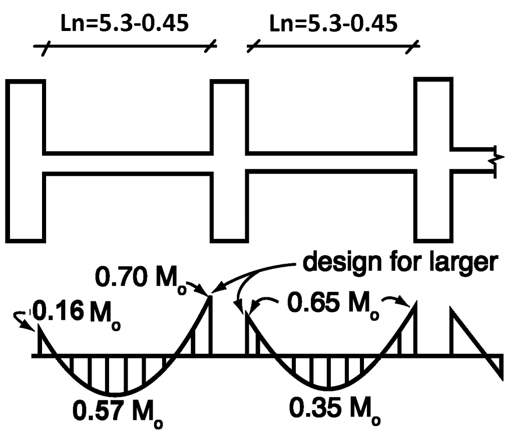
ب – لنگر خمشی مثبت وسط دهانه $0.35M_o$

۹-۱۰-۹-۷-۲ در دهانه های کناری لنگر ضریب‌دار استاتیکی (M_o) باید مطابق جدول ۹-۱۰- ۷ توزیع شود

جدول ۹-۱۰-۷ توزیع لنگر خمشی ضریب دار استاتیکی در دهانه کناری

لنگر خمشی	شرایط تکیه‌گاهی				
	دال تخت	دال با تیر		تکیه‌گاه کناری	
	بدون تیر لبه	با تیر لبه	یک‌پارچه	کاملاً گیردار	ساده
منفی در تکیه‌گاه میانی	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۶۵	۰/۷۵
مثبت در وسط دهانه	۰/۵۲	۰/۵۰	۰/۵۷	۰/۳۵	۰/۶۳
منفی در تکیه‌گاه کناری	۰/۲۶	۰/۳۰	۰/۱۶	۰/۶۵	۰

۹-۱۰-۹-۷-۴ مقاطع مجاور تکیه‌گاه‌های میانی باید برای بزرگترین لنگر خمشی موجود در دو سمت تکیه‌گاه طراحی شوند؛ مگر آنکه با انجام تحلیل لنگر نامتعادل مطابق با سختی المانهای مجاور توزیع شود.



M

$$g_1 = 0.16 \times 252.16 = 40.3456\ kN.m$$

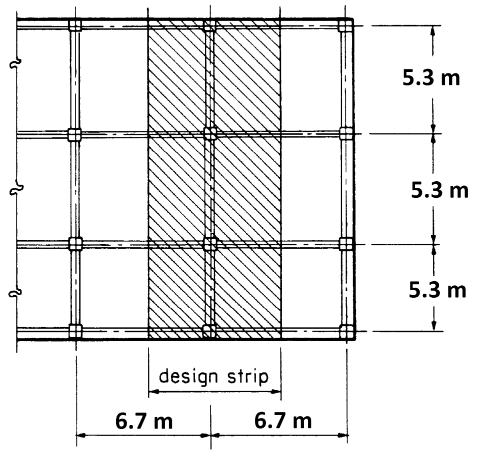
$$os1 = 0.57 \times 252.16 = 143.73\ kN.\mathrm{m}$$

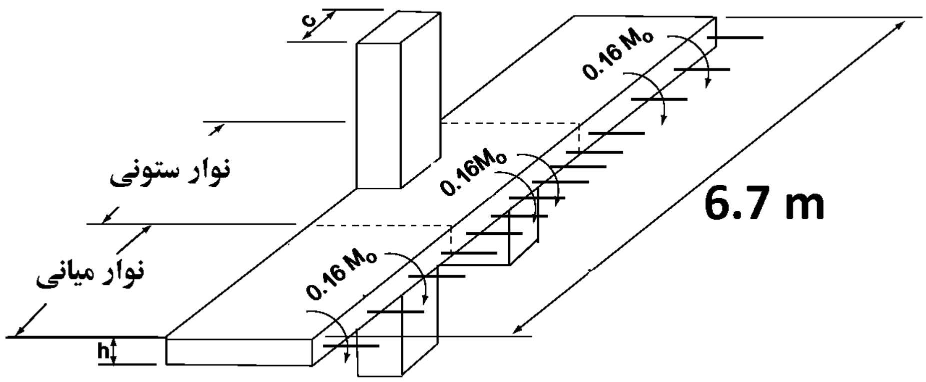
$$eg2 = 0.7 \times 252.16 = 176.51\ kN.\mathrm{m}$$

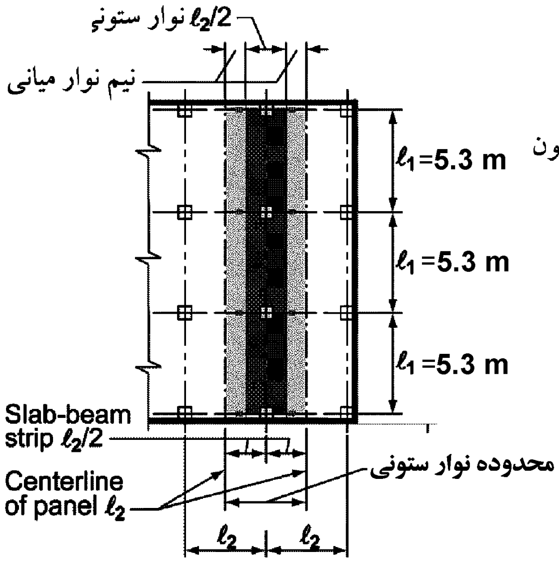
$$eg3 = 0.65 \times 252.16 = 163.90\ kN.\mathrm{m}$$

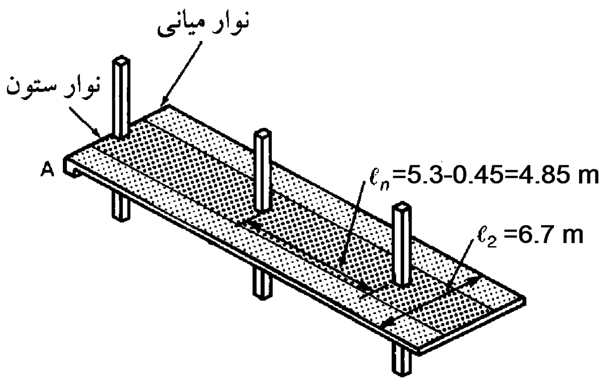
$$os2 = 0.35 \times 252.16 = 88.26\ kN.\mathrm{m}$$

۵- تعیین مرز نوارهای ستونی و میانی







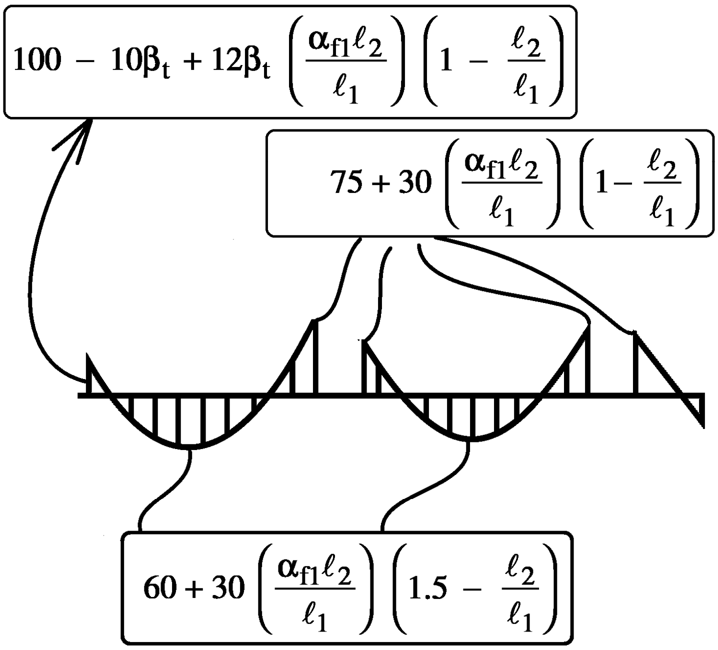


٦- تعیین سهم نوار ستونی از لنگرها

۹-۱۰-۹-۱۱ لنگرهای ضریب‌دار در نوارهای ستونی

۹-۱۰-۹-۱۱-۱ نوار ستونی باید بخشی از M_u منفی داخلی را مطابق با جدول ۹-۱۰-۸ تحمل نماید.

۹-۱۰-۹-۱۱-۲ نوار ستونی باید بخشی از M_u منفی خارجی را مطابق با جدول ۹-۱۰-۹ تحمل نماید.



جدول **۹-۱۰-۸** بخشی از M_u منفی داخلی در نوار ستونی

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	l_2/l_1		
	۰/۵	**۱/۰**	**۲/۰**
۰	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵
≥ ۱	۰/۹۰	۰/۷۵	۰/۴۵

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود

جدول **۹-۱۰-۹** بخشی از M_u منفی خارجی در نوار ستونی

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	β	l_2/l_1		
		۰/۵	**۱/۰**	**۲/۰**
۰	۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
	≥ ۲/۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵
≥ ۱	۰	۱/۰	۱/۰	۱/۰
	≥ ۲/۵	۰/۹۰	۰/۷۵	۰/۴۵

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود.

$$\beta_t = \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s} \qquad (۹-۱۰-۶)$$

$$C = \sum\left(1 - 0.63\frac{x}{y}\right)\frac{x^3 y}{3} \qquad (۹-۱۰-۷)$$

۹-۱۰-۹-۱۱-۳ برای مقاطع T یا L، محاسبه‌ی مقدار ثابت C از رابطه (۹-۱۰-۷) را می‌توان با تقسیم مقطع همان طور که در بند ۹-۱۰-۵-۲ عنوان شده است، به بخش‌های مستطیلی مجزا تقسیم کرد و جمع مقادیر C از هر بخش محاسبه شود. در رابطه‌ی (۹-۱۰-۷) x و y به ترتیب عرض و طول هر مستطیل است.

۹-۱۰-۹-۱۱-۴ اگر عرض ستون یا دیوار حداقل برابر با $0.75l_2$ باشد، M_u منفی باید به صورت یکنواخت در طول l_2 توزیع شود.

۹-۱۰-۹-۱۱-۵ نوار ستونی باید بخشی از M_u مثبت را مطابق با جدول ۹-۱۰-۱۰ تحمل نماید.

جدول **۹-۱۰-۱۰** بخشی از M_u مثبت در نوار ستونی

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	l_2/l_1		
	۰/۵	**۱/۰**	**۲/۰**
۰	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵
≥ ۱	۰/۹۰	۰/۷۵	۰/۴۵

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود.

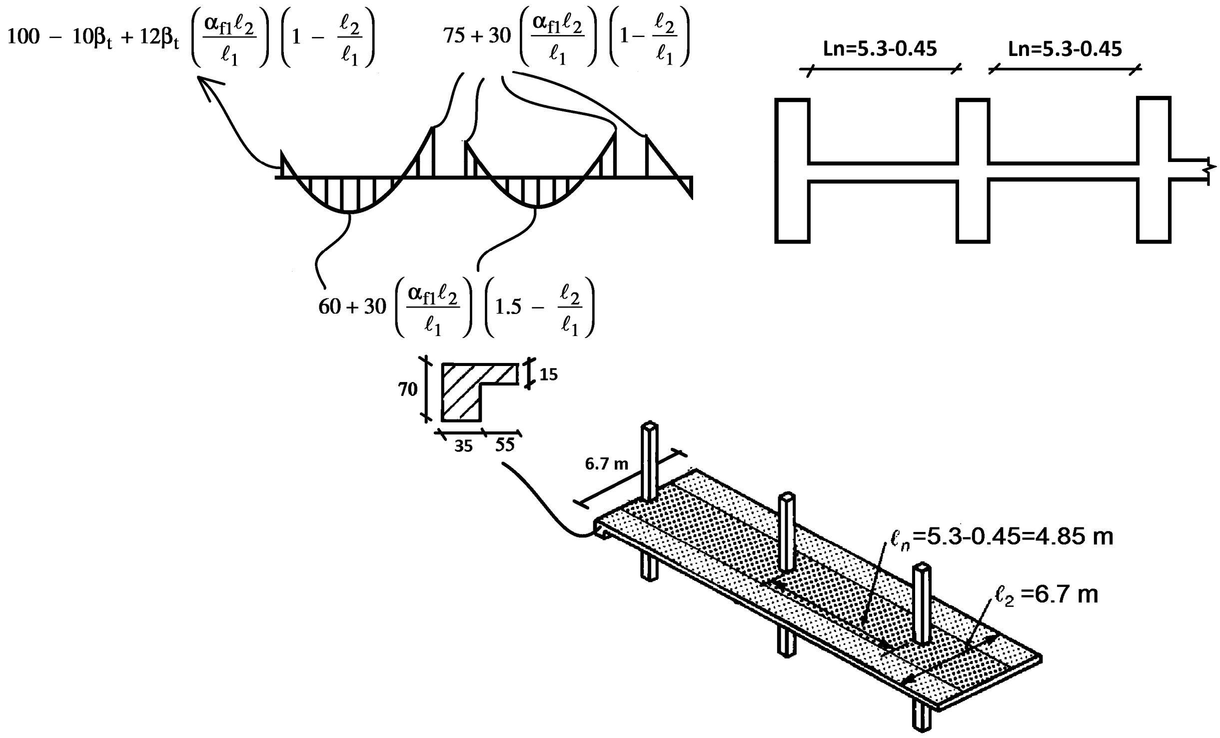
۹-۱۰-۹-۱۲ لنگرهای ضریب‌دار در تیرها

۹-۱۰-۹-۱۲-۱ تیرهای بین تکیه گاه‌ها باید بخشی از M_u نوار ستونی را مطابق با جدول ۹-۱۰-۱۱ تحمل نمایند.

جدول **۹-۱۰-۱۱** بخشی از M_u نوار ستونی در تیرها

$\alpha f_1 \frac{l_2}{l_1}$	**ضریب توزیع**
۰	۰
≥۱	۰/۸۵

یادداشت: درون یابی خطی باید بین مقادیر نشان داده شده انجام شود.



$$C=\left(1-0.63\frac{350}{700}\right)\frac{350^3\times 700}{3}+\left(1-0.63\frac{150}{550}\right)\frac{150^3\times 550}{3}=7365.29\times 10^6\ \mathrm{mm}^4$$

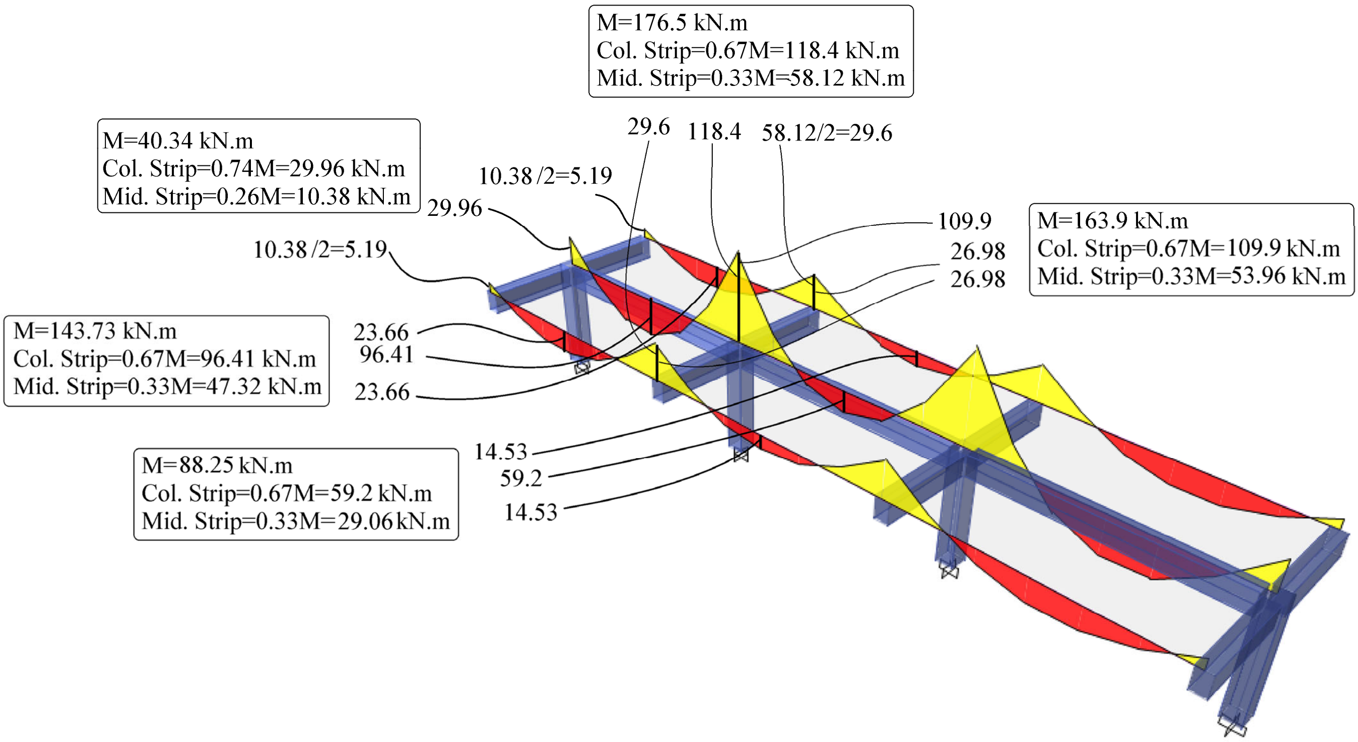
$$\rightarrow\quad \beta_t=\frac{C}{2\times\frac{6700\times 150^3}{12}}=1.954\le 2.5$$

$$\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}=\frac{3.1\times 6.7}{5.3}=3.91>1\quad\rightarrow\quad USE\ 1$$

$$M_{NEG-EXT}=100-10\beta_t+12\beta_t\left(\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}\right)\left(1-\frac{L_2}{L_1}\right)=100-19.54+12\times 1.954\times 1\times\left(1-\frac{6.7}{5.3}\right)=74.26\%$$

$$M_{POS-EXT}=60+30\left(\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}\right)\left(1.5-\frac{L_2}{L_1}\right)=60+30(1)\left(1.5-\frac{6.7}{5.3}\right)=67.07\%$$

$$M_{NEG-INT}=75+30\left(\frac{\alpha_{f1}l_2}{l_1}\right)\left(1-\frac{L_2}{L_1}\right)=75+30(1)\left(1-\frac{6.7}{5.3}\right)=67.07\%$$



سراسری ۹۵

۱۱۸- اگر از روش مستقیم برای طراحی دال‌های دو طرفه استفاده شود حداکثر مجاز برای باز توزیع لنگر چقدر است؟

۱) ٪۱۰

۲) ٪۲۰

۳) باز توزیع لنگر مجاز نیست.

۴) همانند تیر سرتاسری پیوسته می‌باشد.

۹-۱۰-۹-۸-۱ باز پخش لنگرهای خمشی ضریب‌دار بر اساس آنچه که در فصل دهم گفته شده است، درمورد سیستم‌های دال‌هایی که با روش مستقیم طراحی می‌شوند، معتبر نیست. اما لنگرهای خمشی ضریب‌دار مثبت و منفی در یک دهانه را می‌توان تا حد ده درصد کم یا زیاد کرد؛ مشروط بر آن که تأثیر متقابل آن در سایر لنگرهای خمشی درنظر گرفته شود و لنگر استاتیکی ضریب‌دار کلی برای یک چشمه (M_0) در جهت مورد نظر حداقل برابر با مقدار محاسبه شده به وسیله‌ی معادله‌ی ۹-۱۰-۱۱ باشد.

سراسری ۹۴

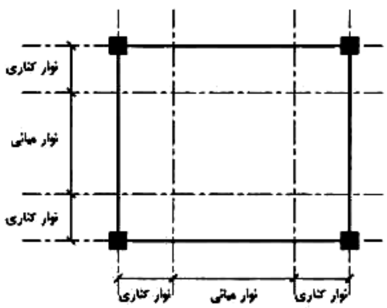
۱۱۸- پلان زیر برای یک دال بتن آرمه مفروض است. اگر این دال یک بار به عنوان دال متکی بر تیر قوی (حالت I) و یک بار به عنوان دال متکی بر ستون (حالت II) مورد نظر باشد، با توجه به شکل زیر لنگر بیشینه دال به ترتیب در حالت‌های I و II در کدام قسمت دال اتفاق می‌افتد؟

۱) نوارمیانی، نوار میانی

۲) نوار میانی، نوار کناری

۳) نوار کناری، نوار کناری

۴) نوارکناری، نوارمیانی

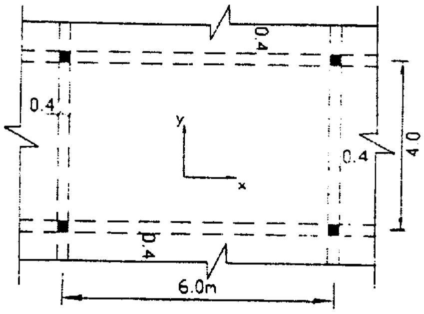


گزینه ۲

محاسبات ۳- ۱۳۸۳

۴۴- در دال دو طرفه زیر که قسمتی از دال‌های یک کف است و مشمول ضوابط استفاده از روش مستقیم طرح دالهـا مـی‌شـود، بگوییـد لنگرهای خمشی مثبت نهائی در نوار پوششی در دو جهت x و y به کدامیک از اعداد زیر نزدیک‌ترند. شـدت بـار وارده بـه دال بـا در نظـر گرفتن وزن آن $w\begin{cases}D=0.6t/m^2\\L=0.4\end{cases}$ است.

$f_c = 200kg/cm^2$ و $f_y = 4000kg/cm^2$



۱) $M_y = 3.7t.m$ ، $M_x = 5.9t.m$

۲) $M_y = 4.6t.m$ ، $M_x = 7.4t.m$

۳) $M_y = 6.9t.m$ ، $M_x = 11.0t.m$

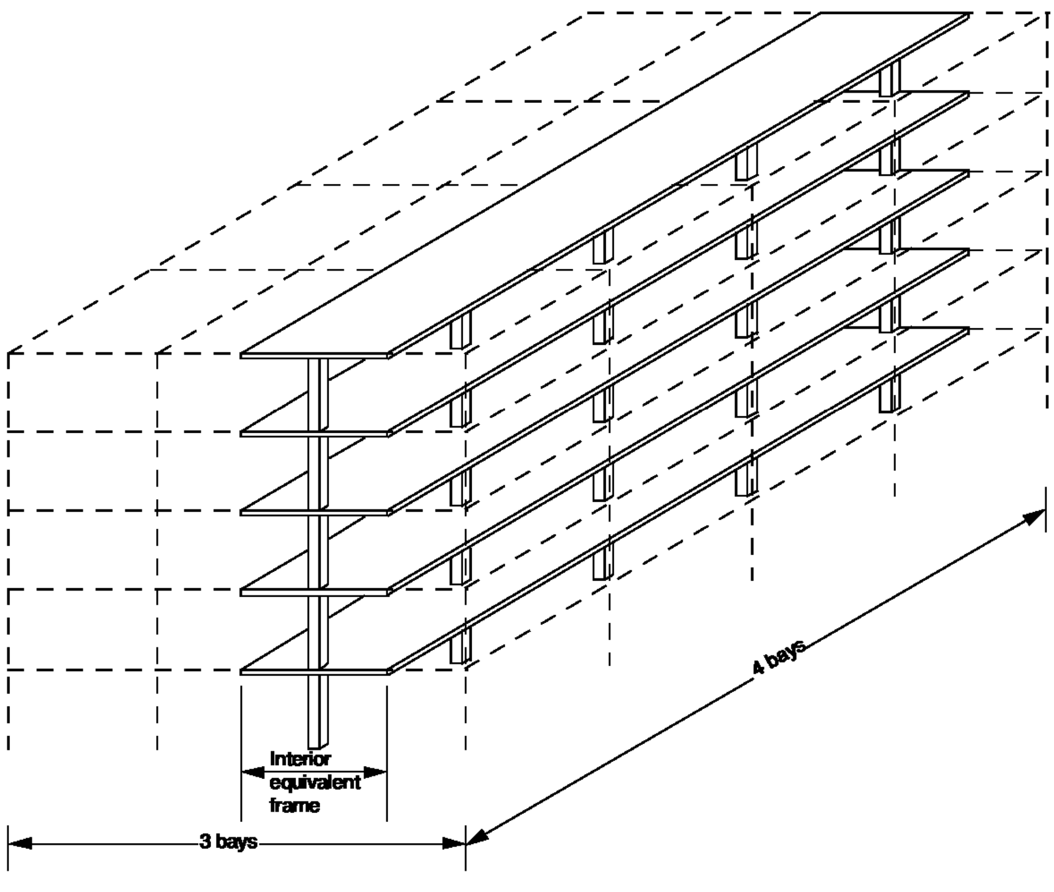
۴) $M_y = 8.6t.m$ ، $M_x = 13.0t.m$

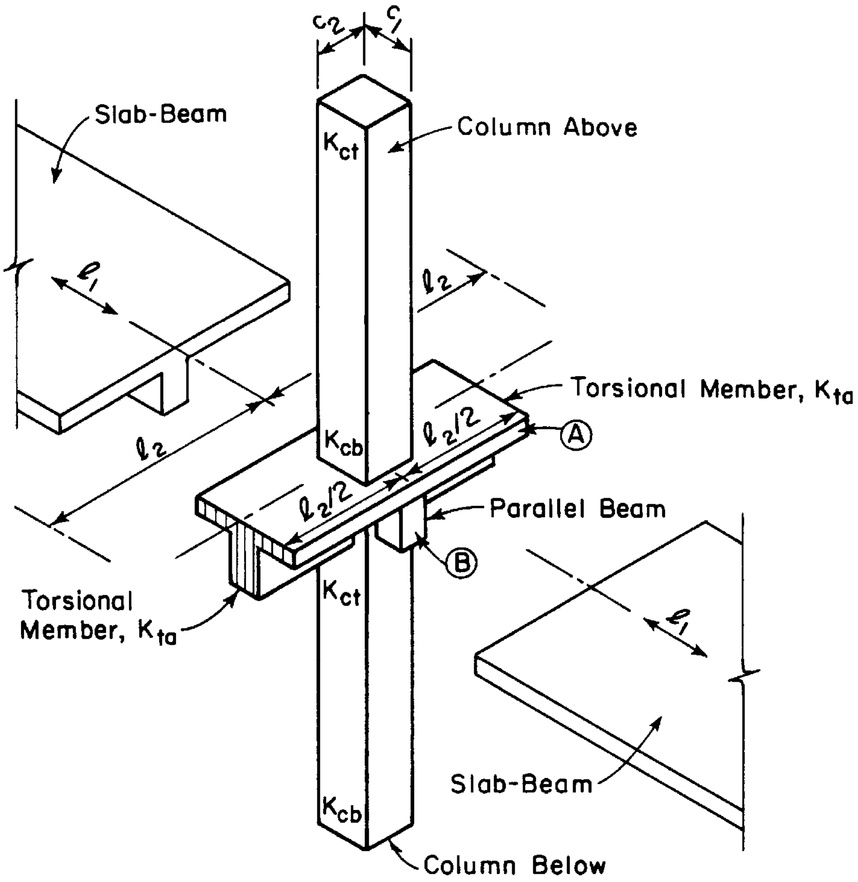
گزینه ۲

$$M_{0x} = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8} = \frac{(1.2\times 0.6 + 1.6\times 0.4)\times 4\times (6-0.4)^2}{8} = 21.32\ ton.m \quad \rightarrow \quad M_x^+ = 0.35M_{0x} = 7.46\ t.m.$$

$$M_{0y} = \frac{q_u L_2 L_n^2}{8} = \frac{(1.2\times 0.6 + 1.6\times 0.4)\times 6\times (4-0.4)^2}{8} = 13.2\ ton.m \quad \rightarrow \quad M_y^+ = 0.35M_{0x} = 4.62\ t.m.$$

۲۰-روش قاب معادل





Equivalent Frame Members

۲۱-ضوابط تکمیلی دالها

۲۱-۱- پیچش در گوشه های دالها

8.7.3 *Corner restraint in slabs*

8.7.3.1 At exterior corners of slabs supported by edge walls or where one or more edge beams have a value of α_f greater than 1.0, reinforcement at top and bottom of slab shall be designed to resist M_u per unit width due to corner effects equal to the maximum positive M_u per unit width in the slab panel.

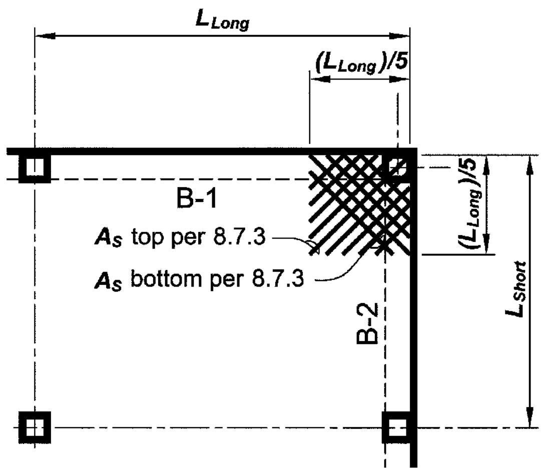
8.7.3.1.1 Factored moment due to corner effects, M_u, shall be assumed to be about an axis perpendicular to the diagonal from the corner in the top of the slab and about an axis parallel to the diagonal from the corner in the bottom of the slab.

8.7.3.1.2 Reinforcement shall be provided for a distance in each direction from the corner equal to one-fifth the longer span.

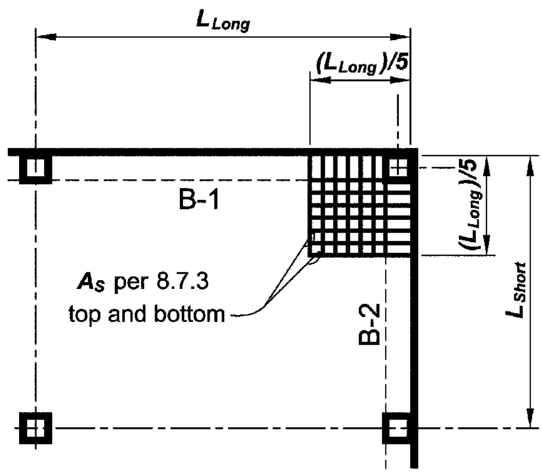
8.7.3.1.3 Reinforcement shall be placed parallel to the diagonal in the top of the slab and perpendicular to the diagonal in the bottom of the slab. Alternatively, reinforcement shall be placed in two layers parallel to the sides of the slab in both the top and bottom of the slab.

R8.7.3 *Corner restraint in slabs*

R8.7.3.1 Unrestrained corners of two-way slabs tend lift when loaded. If this lifting tendency is restrained by ed walls or beams, bending moments result in the slab. Th section requires reinforcement to resist these moments a control cracking. Reinforcement provided for flexure in t primary directions may be used to satisfy this requireme Refer to Fig. R8.7.3.1.



OPTION 1

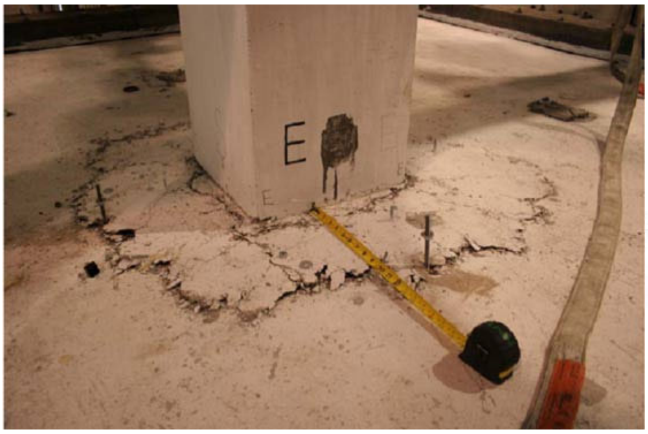


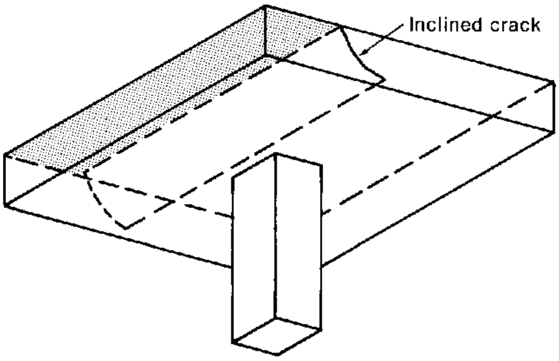
OPTION 2

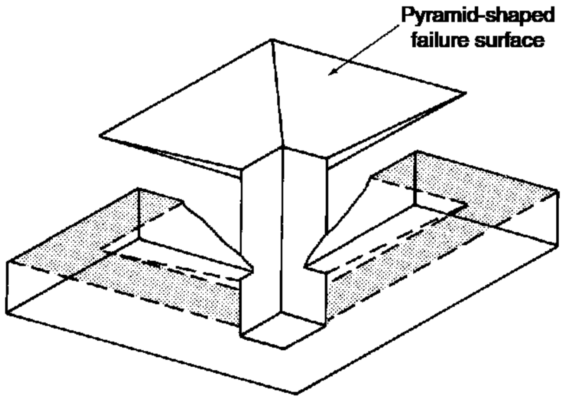
Notes:

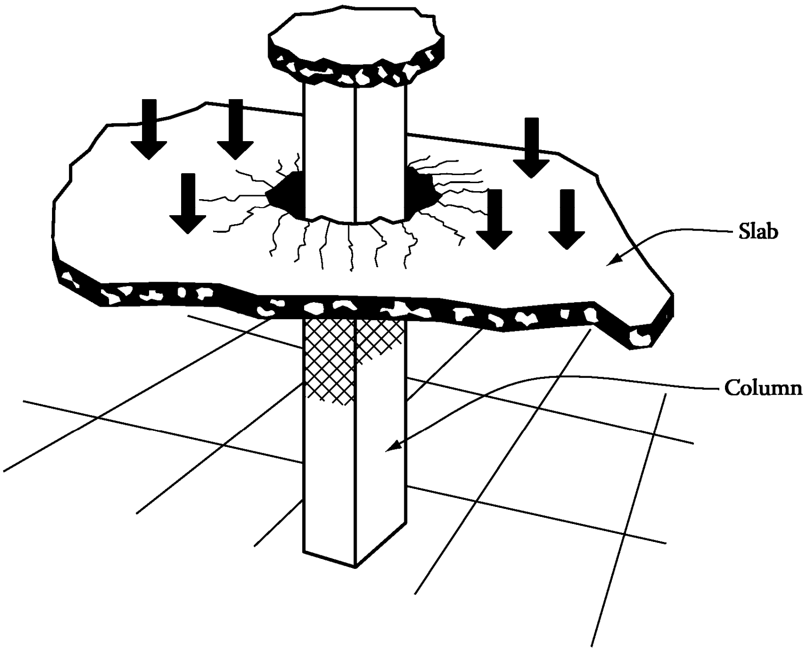
1. Applies where B-1 or B-2 has α_f >1.0
2. Max. bar spacing 2*h*, where *h* = slab thickness.

۲-۲۱- برش دو طرفه در دالها و پی ها









شکل های زیر نحوه محاسبه محیط پانچ را در دالها و پی ها نشان می دهد. محیط پانچ به فاصله d/2 از بر ستون محاسبه می شود.

22.6.4 *Critical sections for two-way members*

22.6.4.1 For two-way shear, critical sections shall be located so that the perimeter b_o is a minimum but need not be closer than $d/2$ to (a) and (b):

(a) Edges or corners of columns, concentrated loads, or reaction areas
(b) Changes in slab or footing thickness, such as edges of capitals, drop panels, or shear caps

22.6.4.1.2 For a circular or regular polygon-shaped column, critical sections for two-way shear in accordance with 22.6.4.1(a) and (b) shall be permitted to be defined assuming a square column of equivalent area.

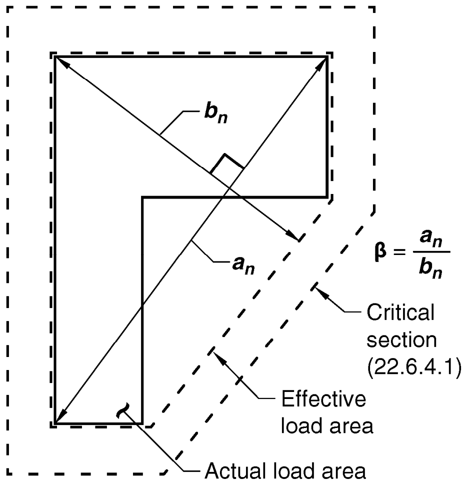


***Fig. R22.6.5.2**—Value of β for a nonrectangular loaded area.*

- در شکل پایین سمت راست، محیط پانچ به صورت خط چین نشان داده شده است. در شکل سمت راست C1 و C2 ابعاد ستون می باشد.
- در صورتی که مقطع ستون دایروی باشد، طبق بند فوق می توان آنرا با یک مقطع مربع (با مساحت مقطع یکسان با مقطع ستون دایروی) معادل سازی کرد.

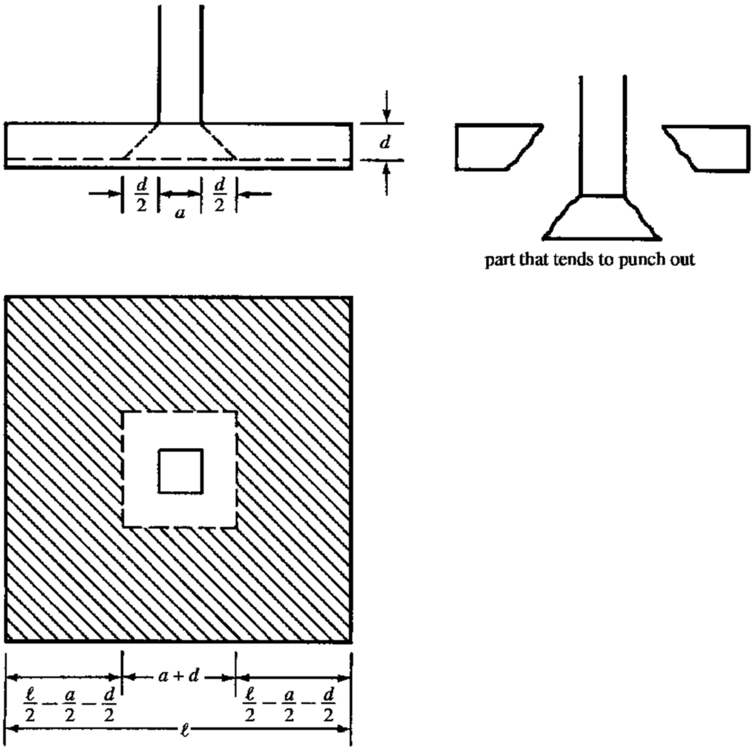
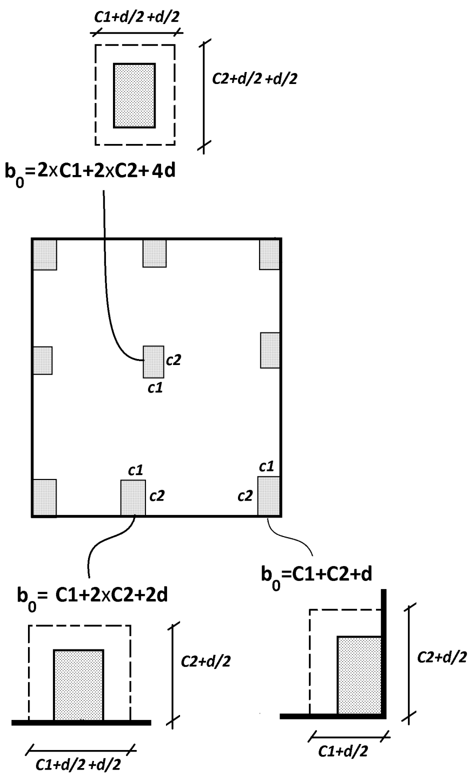
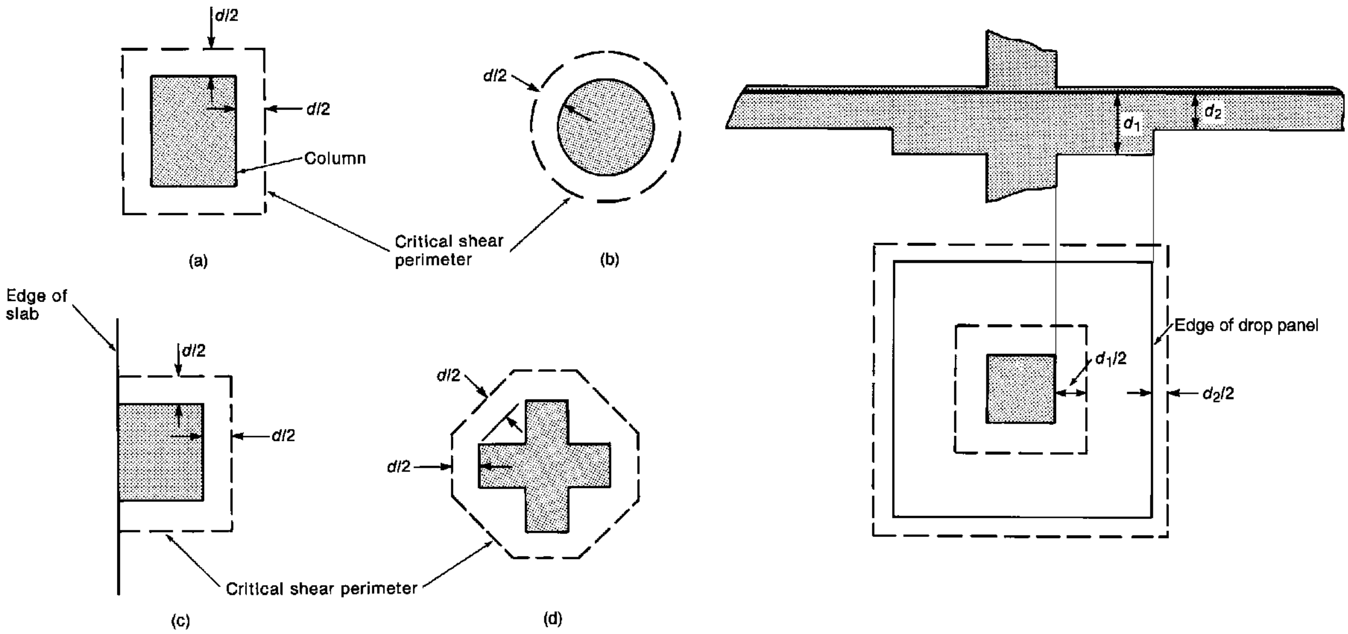


FIGURE 12.9 Two-way or punching shear.



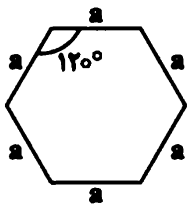
شکلهای زیر نیز مقطع بحرانی پانچ را نشان می دهند.

- در صورتی که ضخامت دال متغییر باشد (مانند شکل پایین سمت راست) باید مقاومت برش پانچ در دو محیط مختلف کنترل شود.



سراسری ۹۷

۱۱۷- یک دال تخت با عمق مؤثر d دارای ستون‌های شش‌ضلعی منتظم مطابق شکل می‌باشد. محیط مقطع بحرانی برای محاسبه مقاومت برشی دو طرفه (پانچ) دال کدام است؟

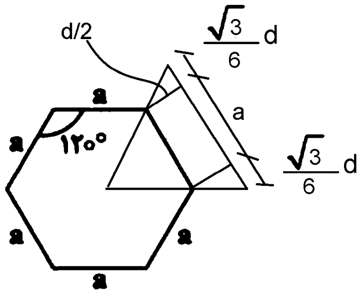


۱) $۶a$

۲) $۶a+\sqrt{۳}d$

۳) $۶a+۲\sqrt{۳}d$

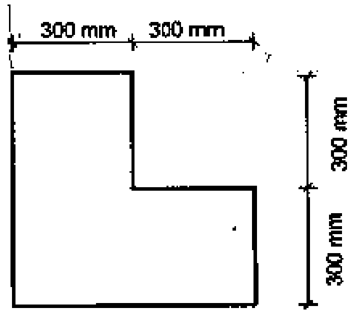
۴) $۶a+۴\sqrt{۳}d$



$$b_0 = 6\left(a + 2\frac{\sqrt{3}}{6}d\right) = 6a + 2\sqrt{3}d$$

محاسبات ۹۳

۵۹- دال تخت با عمق مؤثر 200 میلی‌متر روی یک ستون میانی با مقطعی مطابق شکل قرار دارد. محیط مقطع بحرانی (b_0) برای کنترل برش دوطرفه (پانچ) به کدامیک از اعداد زیر برحسب میلی‌متر نزدیکتر است؟

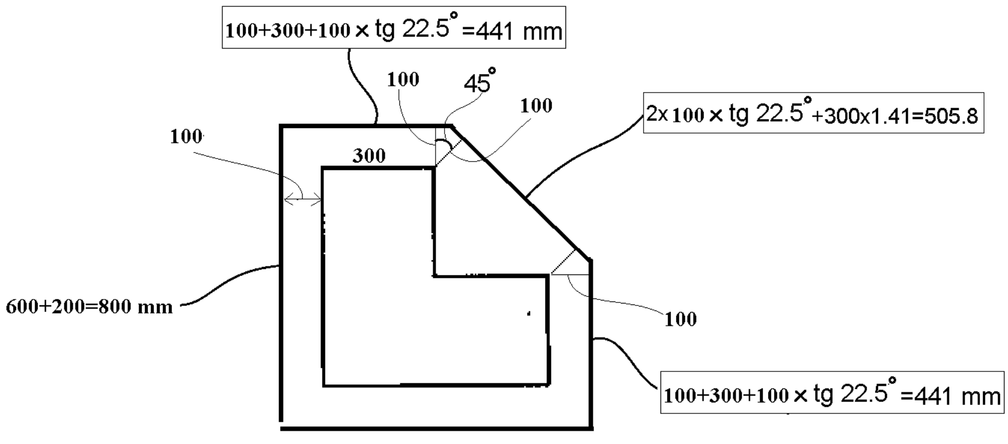


۱) 2800
۲) 3000
۳) 3200
۴) 3400

گزینه ۲

محیط پانچ به فاصله d/2 از ستون محاسبه می شود. با توجه به اینکه عمق موثر دال 200mm می باشد، محیط پانچ به فاصله 100mm سنجیده می شود.

$$b_0 = 800 + 441 + 505.8 + 441 + 800 = 2987.8\ mm$$



- ضریب 0.707 در شکل فوق همان $\frac{\sqrt{2}}{2}$ می باشد.
- محیط پانچ به فاصله d/2 از بر گوشه های ستون اندازه گیری می شود.

مقاومت برش دوطرفه (پانچ) در دو حالت مختلف محاسبه می شود:

۱- دالهای یا پی هایی که آرماتور برشی ندارند و بتن به تنهایی در مقابل برش مقاومت می کند

۲- دالها یا پی هایی که در آنها برای مقابله با برش از آرماتور برشی نیز استفاده شده است.

22.6—Two-way shear strength

22.6.1.2 Nominal shear strength for two-way members without shear reinforcement shall be calculated by

$$v_n = v_c \qquad (22.6.1.2)$$

22.6.1.3 Nominal shear strength for two-way members with shear reinforcement shall be calculated by

$$v_n = v_c + v_s \qquad (22.6.1.3)$$

در حالت اول (بدون آرماتور برشی) مقاومت بتن بر اساس بند زیر محاسبه می شود:

22.6.5 *Two-way shear strength provided by concrete in members without shear reinforcement*

22.6.5.1 For nonprestressed two-way members, v_c shall be calculated in accordance with 22.6.5.2.

Table 22.6.5.2—v_c for two-way members without shear reinforcement

v_c		
Least of (a), (b), and (c):	$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'}$	(a)
	$v_c = 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f_c'}$	(b)
	$v_c = 0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f_c'}$	(c)

Notes:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004\cdot d}} \le 1.0$$

β is the ratio of long to short sides of the column, concentrated load, or reaction area.

22.6.5.3 The value of α_s is 40 for interior columns, 30 for edge columns, and 20 for corner columns.

CHAPTER 13—FOUNDATIONS

13.2.6 *Design criteria*

13.2.6.2 For one-way shallow foundations, two-way isolated footings, or two-way combined footings and mat foundations, it is permissible to neglect the size effect factor specified in 22.5 for one-way shear strength and 22.6 for two-way shear strength.

با توجه به بند های فوق، با فرض اینکه بتن سبک نباشد و $\lambda = 1$ باشد، مقاومت برش دو طرفه (بدون آرماتور برشی) برابر خواهد بود با:

$$\varphi V_c = \varphi Min\left\{\begin{matrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right) \end{matrix}\right\} Min\left(\begin{matrix}\sqrt{\frac{2}{1+0.004d}} \\ 1\end{matrix}\right) \times \sqrt{f_c'}b_0 d$$

ولی در **پی ها** اعمال ضریب سایز لازم نبوده و رابطه فوق به صورت زیر خواهد بود:

$$\varphi V_c = \varphi Min\left\{\begin{matrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\frac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right) \end{matrix}\right\} \sqrt{f_c'}b_0 d$$

در صورت استفاده از آرماتور برشی جهت افزایش مقاومت پانچ، باید از بند زیر استفاده شود.

22.6—Two-way shear strength

22.6.6 *Two-way shear strength provided by concrete in members with shear reinforcement*

22.6.6.1 For two-way members with shear reinforcement, v_c at critical sections shall be calculated in accordance with Table 22.6.6.1.

Table 22.6.6.1—v_c for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Critical sections	v_c		
Stirrups	All	$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$		(a)
Headed shear stud reinforcement	According to 22.6.4.1	Least of (b), (c), and (d):	$0.25\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(b)
			$\left(0.17+\frac{0.33}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(c)
			$0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}$	(d)
	According to 22.6.4.2		$0.17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	(e)

Notes:

$$\lambda_s=\sqrt{\frac{2}{1+0.004\cdot d}}\le 1.0$$

β is the ratio of long to short sides of the column, concentrated load, or reaction area.

22.6.5.3 The value of α_s is 40 for interior columns, 30 for edge columns, and 20 for corner columns.

22.6.6.2 It shall be permitted to take λ_s as 1.0 if (a) or (b) is satisfied:

(a) Stirrups are designed and detailed in accordance with 8.7.6 and $A_v/s \ge 0.17\sqrt{f'_c}\,b_o/f_{yt}$.
(b) Smooth headed shear stud reinforcement with stud shaft length not exceeding 250 mm is designed and detailed in accordance with 8.7.7 and $A_v/s \ge 0.17\sqrt{f'_c}\,b_o/f_{yt}$.

با توجه به بند های فوق، با فرض اینکه بتن سبک نباشد و $\lambda = 1$ باشد، مقاومت برش دو طرفه (با آرماتور برشی) برابر خواهد بود با:

$$\varphi V_n=\varphi V_c+\varphi V_s=\varphi\times 0.17\times Min\begin{pmatrix}\sqrt{\dfrac{2}{1+0.004d}}\\ 1\end{pmatrix}\times\sqrt{f'_c}b_0 d+\varphi V_s$$

ولی در **پی ها** اعمال ضریب سایز لازم نبوده و رابطه به صورت زیر خواهد بود:

$$\varphi V_n=\varphi V_c+\varphi V_s=\varphi\times 0.17\times\sqrt{f'_c}b_0 d+\varphi V_s$$

حداکثر مقاومت برش دوطرفه دال یا پی که در آن از آرماتور برشی استفاده شده باشد در بند زیر بیان شده است:

22.6.6.3 For two-way members $\boxed{\text{with shear reinforcement,}}$ effective depth shall be selected such that v_u calculated at critical sections does not exceed the values in Table 22.6.6.3.

Table 22.6.6.3—Maximum v_u for two-way members with shear reinforcement

Type of shear reinforcement	Maximum v_u at critical sections defined in 22.6.4.1	
Stirrups	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	(a)
Headed shear stud reinforcement	$\phi 0.66\sqrt{f'_c}$	(b)

بنابراین مقاومت برش دو طرفه (با آرماتور برشی) برابر خواهد بود با:

$$\varphi V_n = Min\begin{pmatrix}\varphi V_c + \varphi V_s \\ \varphi 0.5\sqrt{f'_c}b_0 d\end{pmatrix} = Min\begin{pmatrix}\varphi \times 0.17 \times Min\begin{pmatrix}\sqrt{\dfrac{2}{1+0.004d}} \\ 1\end{pmatrix} \times \sqrt{f'_c}b_0 d + \varphi V_s \\ \varphi 0.5\sqrt{f'_c}b_0 d\end{pmatrix}$$

ولی در **پی ها** اعمال ضریب سایز لازم نبوده و رابطه به صورت زیر خواهد بود:

$$\varphi V_n = Min\begin{pmatrix}\varphi V_c + \varphi V_s \\ \varphi 0.5\sqrt{f'_c}b_0 d\end{pmatrix} = Min\begin{pmatrix}\varphi \times 0.17 \times \sqrt{f'_c}b_0 d + \varphi V_s \\ \varphi 0.5\sqrt{f'_c}b_0 d\end{pmatrix}$$

محاسبات ۹۴

۲۵- در یک ساختمان بتن آرمه با دال دو طرفه بدون تیر و با محوربندی منظم و با فاصله مرکز تا مرکز ستون‌ها از یکدیگر در هردو جهت برابر 6 متر، درصورتی‌که ضخامت موثر دال 180 میلی‌متر، ابعاد مقطع ستونها 400×400 میلی‌متر، نوع بتن C25 و از آرماتور برشی و یا کلاهک برشی استفاده نشده باشد، نیروی برشی مقاوم بتن Vc بر حسب کیلونیوتن برای عملکرد دو طرفه دال روی یک ستون میانی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟

۱) 814　　۲) 690　　۳) 540　　۴) 460

گزینه ۳

$$\varphi V_c = \varphi Min\begin{Bmatrix}0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\dfrac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right)\end{Bmatrix} Min\begin{pmatrix}\sqrt{\dfrac{2}{1+0.004d}} \\ 1\end{pmatrix} \times \sqrt{f'_c}b_0 d$$

$$= \varphi Min\begin{Bmatrix}0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{1}\right) = 0.51 \\ 0.083\left(\dfrac{40 \times 180}{2320}+2\right) = 0.42\end{Bmatrix} Min\begin{pmatrix}\sqrt{\dfrac{2}{1+0.004 \times 180}} = 1.078 \\ 1\end{pmatrix} \sqrt{f'_c}b_0 d$$

$$= \varphi 0.33\sqrt{f'_c}b_0 d = 0.75 \times 0.33 \times 1 \times \sqrt{25} \times 2320 \times 180 = 516780\ N = 517\ kN$$

محاسبات-۹۱

۱۵- بار محوری نهائی یک ستون 3500 kN است. محاسبات نشان می‌دهد که ظرفیت بتن برای تحمل برش دو طرفه (پانچ) برای شالوده این ستون که از رابطه $V_c=2v_cb_0d$ بدست می‌آید برابر 3200 کیلونیوتن می‌باشد اگر بخواهیم از میلگرد برشی برای جبران ضعف موجود استفاده کنیم، آنها را برای چه نیرویی برحسب کیلونیوتن (V_s=?) باید طراحی کنیم؟

۱) 300 ۲) 1900

۳) 3500 ۴) 1450

گزینه ۲:

مقاومت برش دو طرفه بتن در صورتی که آرماتور برشی داشته باشیم برابر است با:

$$\varphi V_{c-With\ stirrup} = \varphi \times 0.17 \times \sqrt{f_c'}b_0d + \varphi V_s$$

مقاومت برش دو طرفه بتن در صورتی که آرماتور برشی نداریم برابر است با:

$$\varphi V_{c-No\ stirrup} = \varphi Min \begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\dfrac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right) \end{Bmatrix} \sqrt{f_c'}b_0d$$

$$\frac{\varphi V_{c-No\ stirrup}}{\varphi V_{c-With\ stirrup}} = \begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\dfrac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right) \end{Bmatrix}$$

در صورتی که مقطع ستون مربع باشد و عمق موثر دال (یا پی) به حد کافی بزرگ باشد، از سه پارامتر کروشه فوق ضریب 0.33 حداقل خواهد بود. در این صورت $2 = \frac{\varphi V_{c-No\ stirrup}}{\varphi V_{c-With\ stirrup}}$ خواهد شد.

دقت شود که در صورت استفاده از آرماتور عرضی کمکی برای تحمل برش پانچ، مقاومت برشی بتن به نصف کاهش می یابد. بنابراین مقاومت بتن به جای 3200 kN برابر با 1600 kN منظور می شود. در این حالت میلگردهای برشی باید بتوانند نیرویی برابر با 3500-1600=1900 kN را تحمل نمایند.

محاسبات ۹۵

۲۶- حداکثر نیروی مقاوم برش دوطرفه یک دال تخت در مجاور یک ستون میانی با مقطع مربع، چنانچه از آرماتور برشی یا کلاهک برشی استفاده نشود، 635 کیلونیوتن است. اگر از آرماتور برشی کافی استفاده شود، می‌توان نیروی برشی مقاوم تا 703 کیلونیوتن را توسط فولاد برشی تأمین نمود. در این صورت کل نیروی برشی مقاوم به‌دست آمده برحسب kN به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک خواهد بود؟[منظور از برش، برش دوطرفه است. نسبت $(\frac{d}{b_0})$ (خارج‌قسمت عمق مؤثر دال به محیط مقطع بحرانی) حدود 0.1 بوده و فرض می‌شود لنگر متعادل نشده‌ای از دال به ستون منتقل نمی‌شود.]

۱) 703 ۲) 950 ۳) 1020 ۴) 1338

با توجه به توضیحات فوق با افزودن میلگرد برشی، مقاومت برشی بتن به نصف کاهش می یابد بنابراین:

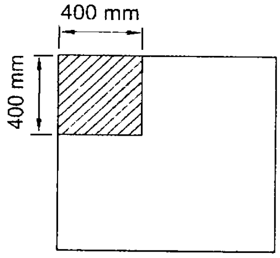
$$\varphi V_n = \varphi V_c + \varphi V_s = \frac{635}{2} + 703 = 1020.5\ kN$$

مقدار فوق نباید از $\varphi 0.5\sqrt{f_c'}b_0d$ فراتر رود. با توجه به اینکه مقدار $\varphi V_c = \varphi 0.33\sqrt{f_c'}b_0d$ برابر $635\ kN$ می باشد، بنابراین حداکثر مقدار قابل قبول برای φV_n برابر است با:

$$\varphi V_n < \varphi 0.5\sqrt{f_c'}b_0d = 1.5 \times 635 = 952.5\ kN$$

محاسبات ۹۴

۵۵- ستون گوشه یک ساختمانی به ابعاد 400×400 میلی‌متر تحت اثر نیروی محوری فشاری، روی پی به ابعاد 1500×1500 mm قرار دارد. در صورتیکه در پی از آرماتور برشی و یا کلاهک برشی استفاده نشده و عمق مؤثر پی d=500 mm باشد، مقدار V_c برای کنترل برش در حالت حدی برای عملکرد دو طرفه بر حسب کیلونیوتن، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ (رده بتن C25 و تنش برشی در مقطع بحرانی یکنواخت فرض شود.)

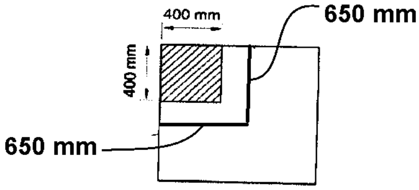


۱) 550

۲) 850

۳) 1250

۴) 1700



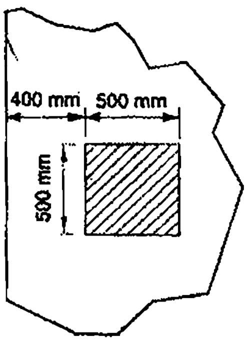
$$= 650 + 650 = 1300\,mm \qquad \beta_c = \frac{400}{400} = 1 \qquad \alpha_s = 20$$

$$\varphi V_c = \varphi Min\begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\dfrac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right) \end{Bmatrix}\sqrt{f_c'}b_0 d$$

$$= \varphi Min\begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{1}\right) = 0.51 \\ 0.083\left(\dfrac{20 \times 500}{1300}+2\right) = 0.8 \end{Bmatrix}\sqrt{f_c'}b_0 d$$

$$= \varphi 0.33\sqrt{f_c'}b_0 d = 0.75 \times 0.33 \times \sqrt{25} \times 1300 \times 500 = 804375\,N = 804\,kN$$

۳۲- ضخامت یک پی گسترده درجا برابر 1200 mm است. مقدار برش مقاوم دوطرفه پی مذکور، برای ستون بتنی کناری مطابق شکل زیر، برحسب کیلونیوتن، به کدامیک از مقادیر زیر، نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید عمق مؤثر مقطع پی برابر 1100 میلی‌متر، میلگردها از رده S340 و بتن از نوع C25 و معمولی است. همچنین در محاسبات از اثر انتقال لنگر صرفنظر شود)



۱) 6430

۲) 9150

۳) 5350

۴) 7830

$$b_0 = (400+500)\times 2 + 1100 + 1100 + 500 = 4500mm$$

$$\varphi V_c = \varphi Min\begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\dfrac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right) \end{Bmatrix}\sqrt{f_c'}b_0 d$$

$$= \varphi Min\begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{1}\right) = 0.51 \\ 0.083\left(\dfrac{30 \times 1100}{4500}+2\right) = 0.77 \end{Bmatrix}0.6\sqrt{f_c'}b_0 d$$

$$= \varphi 0.33\sqrt{f_c'}b_0 d = 0.75 \times 0.33 \times \sqrt{25} \times 4500 \times 1100 = 6125625N = 6125\,kN$$

سراسری ۹۶

۱۲۵- در سازه‌ای با سیستم دال تخت دو طرفه بدون تیر میانی بر روی ستون‌های با مقطع مربع به ابعاد هر ضلع برابر ۷۰۰mm، عمق مؤثر دال در برخی قسمت‌ها برابر ۱۸۰mm و در سایر قسمت‌ها برابر ۲۰۰mm می‌باشد. نیروی برشی مقاوم دوطرفه سوراخ‌شدگی (پانچ) دال نازک‌تر چند درصد دال ضخیم‌تر برای ستون‌های میانی است؟ از کلاهک برشی استفاده نمی‌شود.

۱) ۷۵

۲) ۸۰

۳) ۸۴

۴) ۸۸

گزینه ۴

$$\frac{\varphi V_{c1}}{\varphi V_{c2}}=\frac{\left(\varphi Min\begin{Bmatrix}0.33\\0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\\0.083\left(\frac{\alpha_0\times d_1}{b_{01}}+2\right)\end{Bmatrix}Min\begin{pmatrix}\sqrt{\frac{2}{1+0.004\times d_1}}=1.078\\1\end{pmatrix}\sqrt{f_c'}b_{01}d_1\right)}{\left(\varphi Min\begin{Bmatrix}0.33\\0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\\0.083\left(\frac{\alpha_0\times d_2}{b_{02}}+2\right)\end{Bmatrix}Min\begin{pmatrix}\sqrt{\frac{2}{1+0.004\times d_2}}=1.05\\1\end{pmatrix}\sqrt{f_c'}b_{02}d_2\right)}$$

$$\frac{\varphi V_{c1}}{\varphi V_{c2}}=\frac{b_{01}d_1}{b_{02}d_2}=\frac{4(700+180)\times 180}{4(700+200)\times 200}=\frac{880\times 180}{900\times 200}=0.88=88\%$$

- دقت: ضریب سایز $\lambda_s=\sqrt{\frac{2}{1+0.004d}}$ در عمق موثر کمتر از 250 mm (d<250 mm) بیش از یک بدست می آید و بنابراین در رابطه محاسبه مقاومت برش دو طرفه بی تاثیر است.
  ولی در مواردی که عمق موثر بیش از 250 mm باشد، این ضریب اثر کاهنده دارد.

سراسری ۹۷

۱۲۲- اگر عمق مؤثر دال شالوده گسترده زیرستون داخلی بتنی با مقطع ۴۰۰×۴۰۰ میلی‌متر از ۵۰۰mm به ۶۰۰mm افزایش یابد، نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن به چه میزانی افزایش خواهد یافت؟

۱) $\frac{۱}{۳}$

۲) $\frac{۱}{۵}$

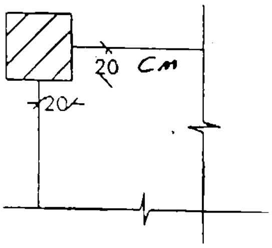
۳) $\frac{۱}{۹}$

۴) $\frac{۳}{۷}$

$$\frac{\varphi V_{c2}}{\varphi V_{c1}}=\frac{\varphi v_c b_{02}d_2}{\varphi v_c b_{01}d_1}=\frac{b_{02}d_2}{b_{01}d_1}=\frac{4(400+600)\times 600}{4(400+500)\times 500}=\frac{1000\times 600}{900\times 500}=\frac{4}{3}\quad\rightarrow\ \frac{1}{3}$$ افزایش

محاسبات پایه ۱- ۱۳۸۴

۳۵- دال پله‌ای به ضخامت ۱۵cm به شکل مقابل به ستون متصل شده است. حداکثر بار قائمی که می‌توان از کف به ستون انتقال داد چقدر است؟ $d = ۱۲cm$ $\quad f_y = ۴۰۰۰ \dfrac{kg}{cm^۲}$ $\quad f_c = ۲۰۰ \dfrac{kg}{cm^۲}$



۱) ۱٫۰ Ton

۲) ۳٫۴

۳) ۶٫۷

۴) ۱۰

گزینه ۳

عمق موثر کمتر از 250 mm است و بنابراین ضریب سایز λ_s بی اثر می باشد.

$$\varphi V_c = \varphi Min\begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\dfrac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right)\end{Bmatrix}\sqrt{f_c'}b_0 d = \varphi Min\begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{1}\right) = 0.51 \\ 0.083\left(\dfrac{20\times 120}{520}+2\right) = 0.54\end{Bmatrix}\sqrt{f_c'}b_0 d$$

$$= \varphi 0.33\sqrt{f_c'}b_0 d = 0.75 \times 0.33\sqrt{20} \times 520 \times 120 = 69\ kN = 6.9\ ton$$

سراسری ۹۷

۱۲۴- در دال تخت به عمق مؤثر ۲۰۰ میلی‌متر در اطراف ستون، براساس تحلیل و طراحی مقطع، فاصله میلگردهای کششی منفی بالای دال و مرکز ناحیه فشاری بتن، بر اثر لنگر خمشی مقاوم منفی، برابر ۱۵۰ میلی‌متر به‌دست آمده است. اگر از کتیبه به ضخامت ۵۰ میلی‌متر بر روی ستون‌ها استفاده شود، لنگر خمشی مقاوم منفی دال در اطراف ستون به چه میزانی افزایش خواهد یافت؟

۱) $\dfrac{۱}{۳}$

۲) $\dfrac{۱}{۴}$

۳) $\dfrac{۲}{۵}$

۴) $\dfrac{۲}{۷}$

گزینه ۱

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= A_s F_y Z_1 = A_s F_y(150) \\ M_2 &= A_s F_y Z_2 = A_s F_y(150+50)\end{aligned}\right\}\frac{M_2}{M_1} = \frac{200}{150} \qquad M_2 = M_1 \times \left(1+\frac{1}{3}\right)$$

محاسبات ۹۷

۴۵- سازه یک ساختمان سه طبقه از نوع بتن‌آرمه با دال‌های دوطرفه مسطح و ضخامت موثر 200 mm و ستون‌های همه طبقات با مقطع 600×600 mm طراحی شده است. فواصل محور ستون‌ها در دو جهت 7 m و بتن مصرفی از رده C30 می‌باشد. حداکثر نیروی برشی مقاوم بتن دال با رفتار دوطرفه در محل ستون‌های میانی بدون استفاده از آرماتور بُرشی یا کلاهک برشی برحسب kN به کدام گزینه نزدیک‌تر است؟

۱) 820   ۲) 870   ۳) 1000   ۴) 1360

گزینه ۲

عمق موثر کمتر از 250 mm است و بنابراین ضریب سایز بی اثر می باشد.

$$\varphi V_c = \varphi Min\begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\dfrac{\alpha_0 \times d}{b_0}+2\right)\end{Bmatrix}\sqrt{f_c'}b_0 d = \varphi Min\begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\dfrac{2}{1}\right) \\ 0.083\left(\dfrac{40\times 200}{4\times 800}+2\right)\end{Bmatrix}\sqrt{f_c'}b_0 d$$

$$= \varphi 0.33\sqrt{f_c'}b_0 d = 0.75 \times 0.33\sqrt{30} \times (4\times 800)(200) = 867\ kN$$

محاسبات ۹۷

۴۶- در صورتی‌که رده بتن مصرفی در یک شالوده C30 باشد، نیروی برش دوطرفه مقاوم شالوده برای ستون میانی، برابر با نیروی برش نهائی ایجادشده بوده و نیازی به میلگرد برشی نمی‌باشد. اگر رده بتن مصرفی در این شالوده به C25 تقلیل داده شود، چند درصد از نیروی برشی نهایی موجود باید توسط میلگردهای برشی تامین شود؟ (ابعاد مقطع ستون 400×600 میلی‌متر و عمق موثر شالوده برابر 520 mm فرض شود).

۱) 10 **۲) 45** **۳) 55** **۴) 90**

گزینه ۳

$$b_0 = 2(400+520+600+520) = 4080\ mm$$

در حالت اول (بدون استفاده از خاموت):

$$\frac{\text{بدون استفاده از خاموت}\quad \varphi V_c = \varphi Min\begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\frac{\alpha_0\times d}{b_0}+2\right)\end{Bmatrix}\sqrt{f_c'}b_0 d}{\text{با استفاده از خاموت}\quad \varphi V_c = \varphi 0.17\sqrt{f_c'}b_0 d} = \frac{\left(\begin{Bmatrix} 0.33 \\ 0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right) \\ 0.083\left(\frac{\alpha_0\times d}{b_0}+2\right)\end{Bmatrix}\sqrt{f_c'}\right)}{\left(0.17\sqrt{f_c'}\right)}$$

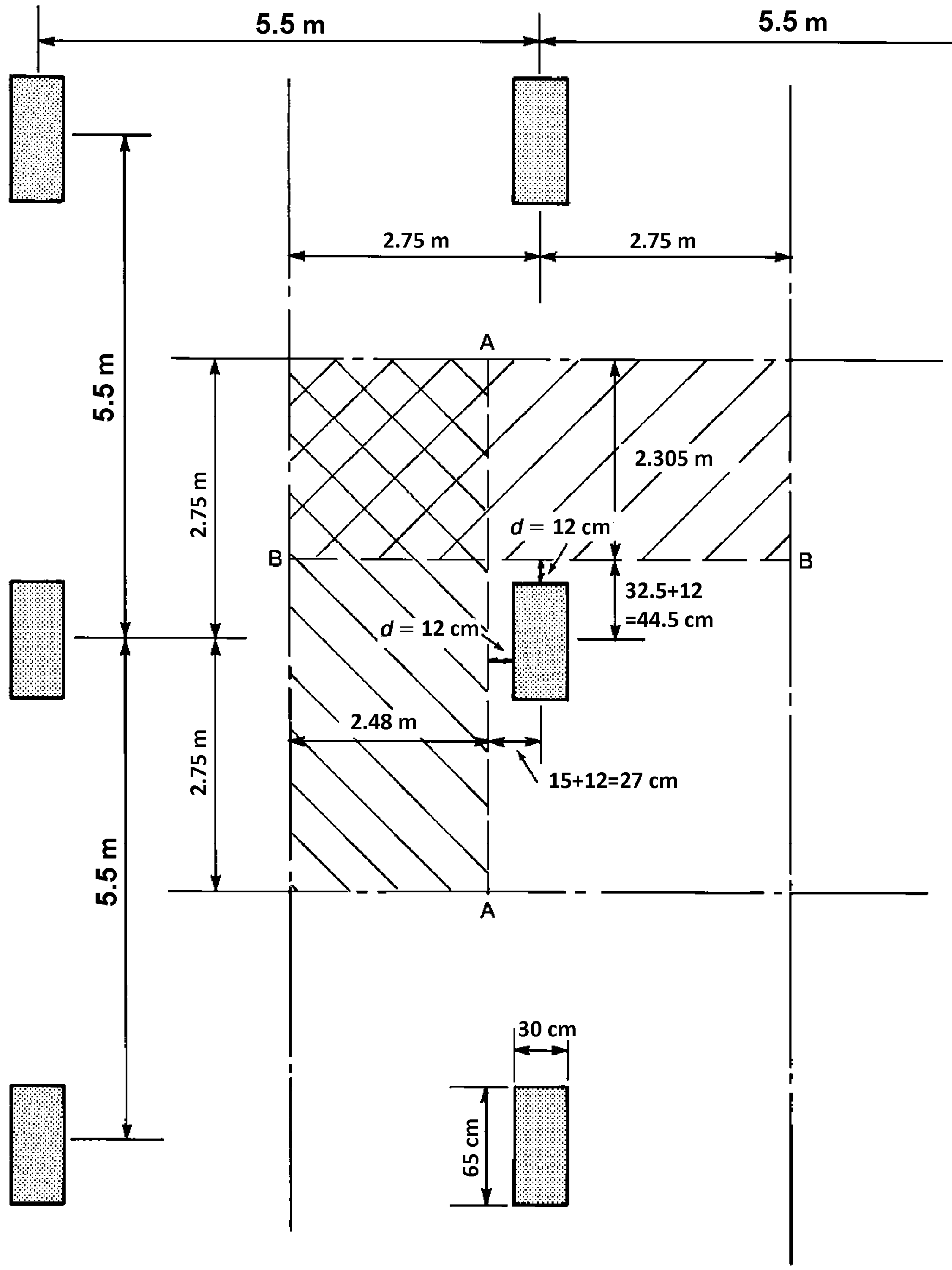
$$= \frac{0.33\sqrt{f_c'}b_0 d}{0.17\sqrt{f_c'}b_0 d} = \frac{0.33\sqrt{30}}{0.17\sqrt{25}} = 2.12$$

بنابراین در حالت دوم مقاومت بتن به طور قابل توجهی کاهش یافته است (2.12 برابر) و مقاومت کاهش یافته را باید با خاموت جبران کرد.

مقاومت بتن در حالت جدید (وقتی همراه با خاموت باشد) برابر $\frac{1}{2.12} = 0.47$ مقدار اولیه می باشد.

بنابراین باید خاموت ها بتوانند 0.53 نیروی اولیه را تحمل کنند.

مثال: شکل زیر پلان یکی از طبقات یک سازه با دال بتنی را نشان می دهد. ضخامت دال برابر 150mm می باشد. عمق موثر نیز برابر 120 mm می باشد. بار مرده کف سازی برابر 0.75kPa و بار زنده آن برابر 3 kPa می باشد. مقاومت فشاری بتن برابر 21MPa می باشد. مقاومت برشی دال را در اطراف ستون میانی کنترل نمایید.



$$q_u = 1.2(0.75 + 0.15 \times 25) + 1.6 \times 3 = 10.2\ kPa$$

کنترل برش یک طرفه

- عمق موثر کمتر از 250 mm است و بنابراین ضریب سایز λ_s بی اثر می باشد.

مقدار برش حداکثر در مقطع A-A برابر است با:

$$V_u = 10.2 \times 2.48 \times 5.5 = 139.128\ kN$$

برش مقاوم برابر است با:

$$\varphi V_n = 0.75 \times 0.17\sqrt{21} \times 5500 \times 120 = 386\ kN$$
$$V_u < \varphi V_n \quad OK$$

کنترل برش دو طرفه

مقدار برش حداکثر در مقطع پانچ برابر است با:

$$V_u = (5.5 \times 5.5 - 0.42 \times 0.77) \times 10.2 = 305.76\ kN$$

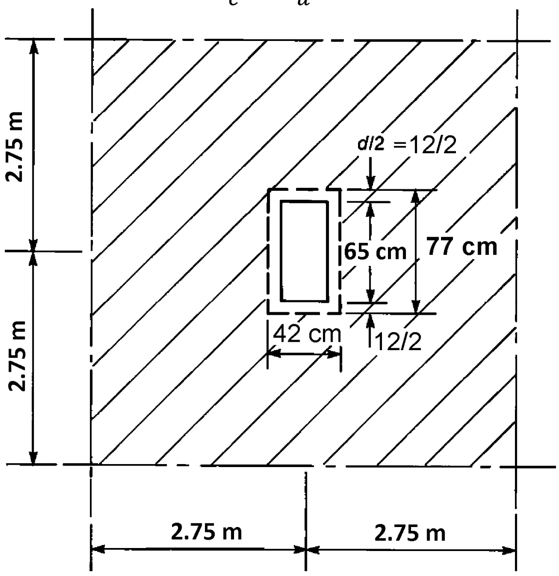
$$b_0 = (42 + 77) \times 2 = 238\ cm$$

$$\beta = \frac{65}{30} = 2.167$$

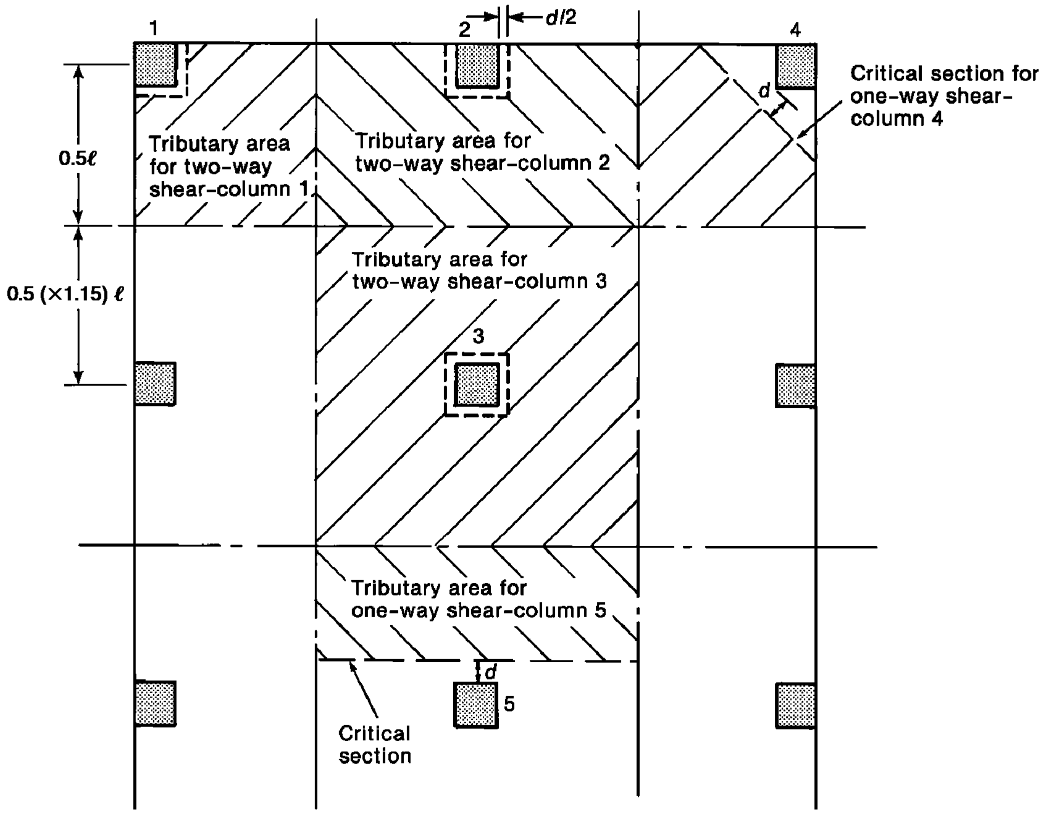
$$\left.\begin{aligned} V_{c1} &= 0.17\left(1 + \frac{2}{(2.167)}\right)\sqrt{21}b_0 d = 1.498\ b_0 d \\ V_{c2} &= 0.083\left(\frac{40 \times 120}{2380} + 2\right)\sqrt{21}b_0 d = 1.527\ b_0 d \\ V_{c3} &= 0.33\sqrt{21}b_0 d = 1.51\ b_0 d \end{aligned}\right\} V_c = 1.498\ b_0 d = 1.498 \times 2380 \times 120$$

$$= 428\ \text{kN}$$

$$0.75 \times V_c > V_u \quad OK$$



کنترل برش در ستونهای کناری: مطابق شکل زیر برای ستونهای گوشه می توان برش یک طرفه مورب منظور و کنترل نمود.



۲۱-۳- انتقال لنگر نامتعادل در دالهای بدون تیر

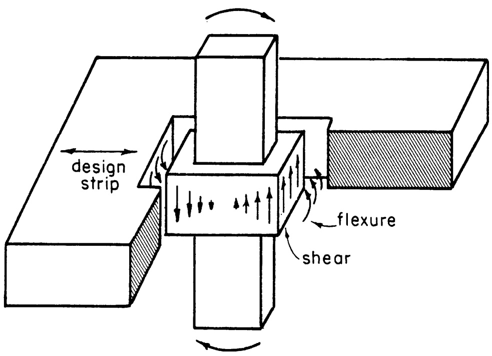
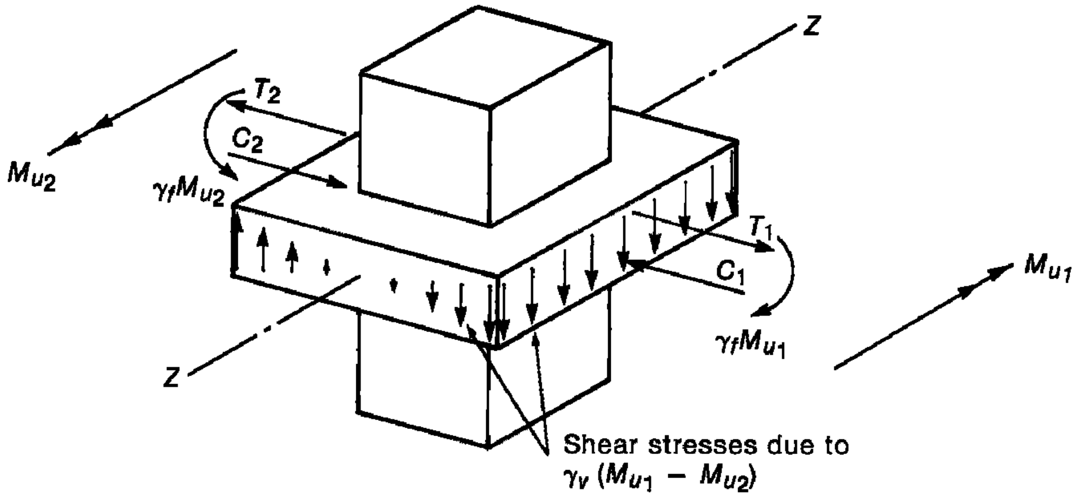
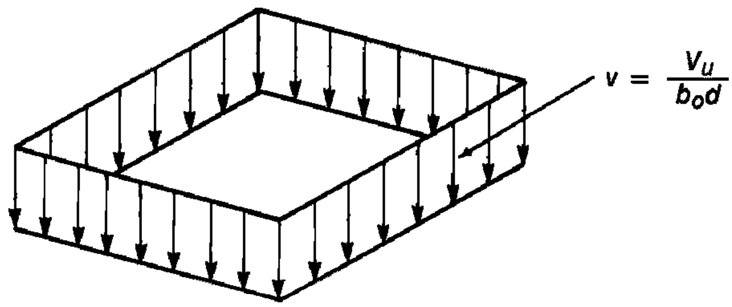


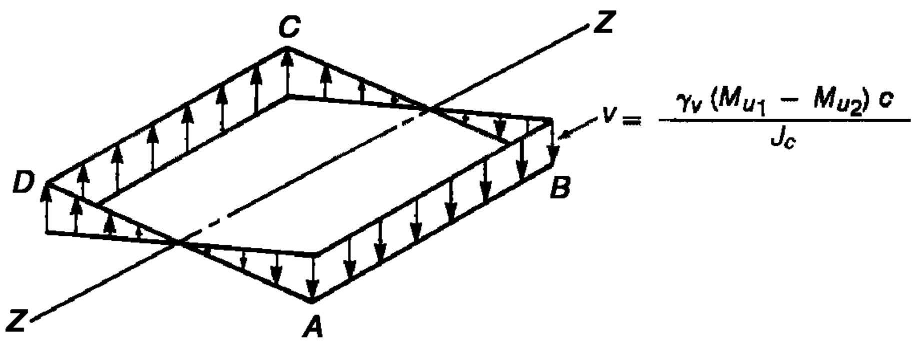
Fig. 16-9 Direct Shear and Moment Transfer



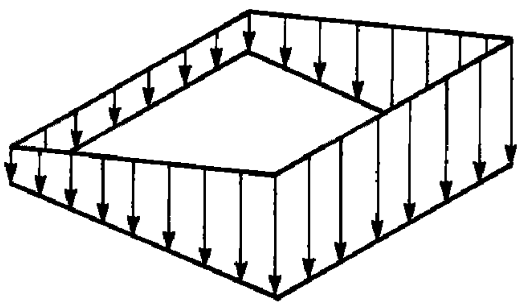
(a) Transfer of unbalanced moments to column.



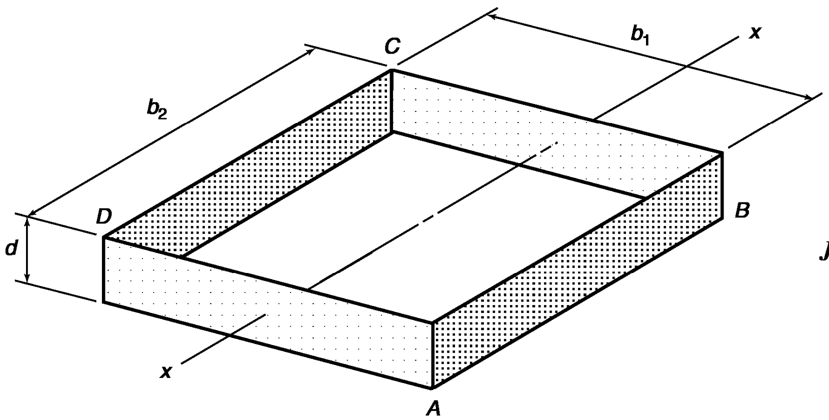
(b) Shear stresses due to V_u.



(c) Shear due to unbalanced moment.

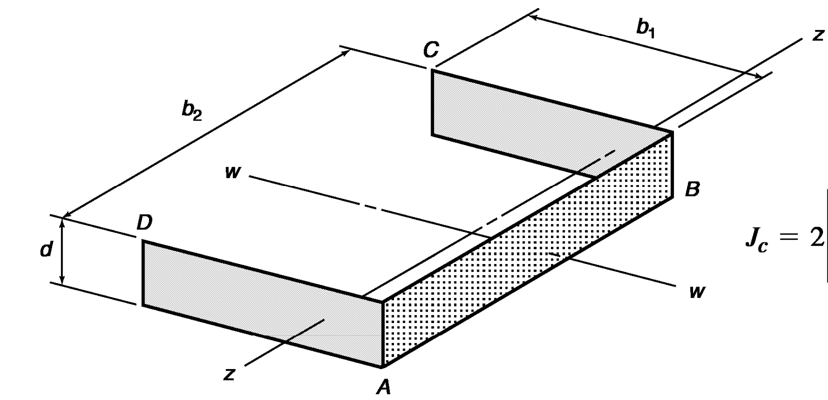


(d) Total shear stresses.



$$J_c = 2\left(\frac{b_1 d^3}{12} + \frac{d b_1^3}{12}\right) + 2(b_2 d)\left(\frac{b_1}{2}\right)^2$$

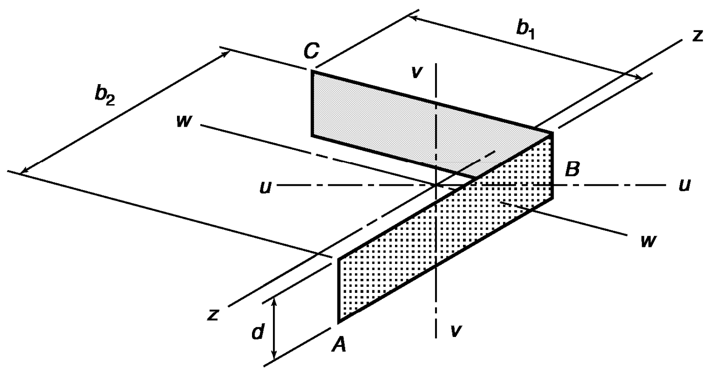
(a) Critical perimeter of an interior column.



$$\boxed{c_{AB} = \frac{2(b_1 d)b_1/2}{2(b_1 d) + b_2 d}}$$

$$J_c = 2\left[\frac{b_1 d^3}{12} + \frac{d b_1^3}{12} + (b_1 d)\left(\frac{b_1}{2} - c_{AB}\right)^2\right] + b_2 d c_{AB}^2$$

(b) Critical perimeter of edge column.



$$\boxed{c_{AB} = \frac{(b_1 d)b_1/2}{b_1 d + b_2 d}}$$

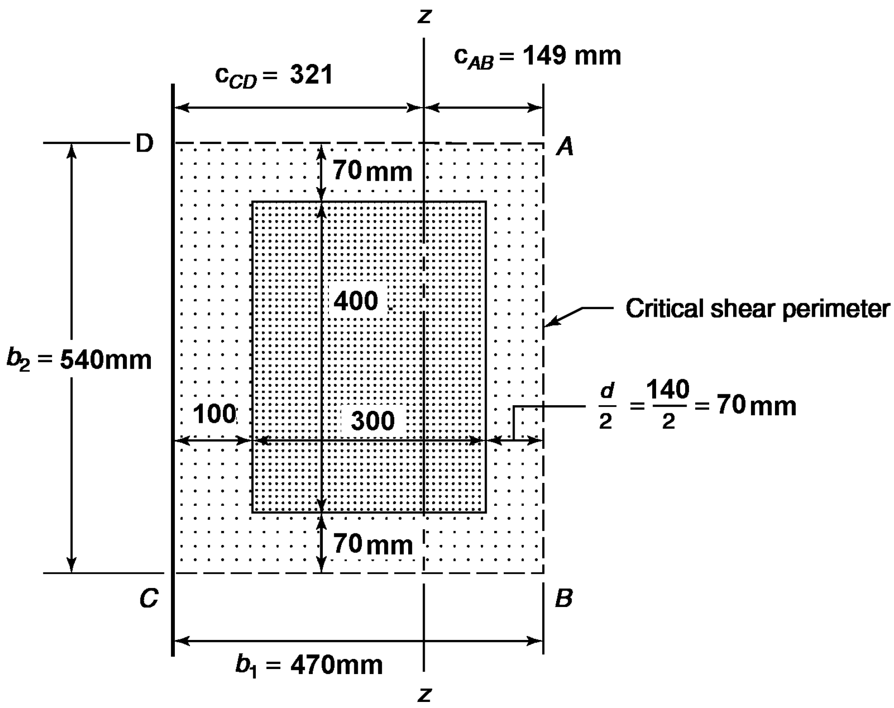
$$J_c = \left[\frac{b_1 d^3}{12} + \frac{d b_1^3}{12} + (b_1 d)\left(\frac{b_1}{2} - c_{AB}\right)^2\right] + (b_2 d)c_{AB}^2$$

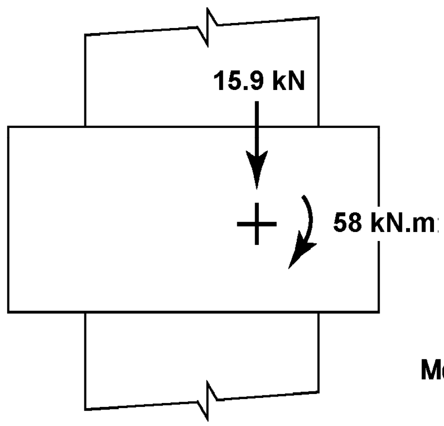
(c) Critical shear perimeter of corner column.

مثال:

یک ستون به ابعاد مقطع 300x400 mm مطابق شکل زیر در لبه یک دال بتنی (بدون تیر) قرار گرفته است. ضخامت دال 165mm می باشد. عمق موثر دال برابر 140mm می باشد. مقاومت فشاری بتن $f_c' = 24MPa$ می باشد. تنش تسلیم فولادهای طولی دال برابر $F_y = 400MPa$ می باشد.

لنگر منتقل شونده به ستون برابر 58kN.m می باشد. نیروی برشی که از طریق دال به ستون منتقل می شود نیز برابر 159 kN می باشد.





Moments about centroid of shear perimeter.

مراحل کنترل اتصال برای لنگر نامتعادل

۱- تعیین محیط بحرانی برش: محیط بحرانی به فاصله d/2 از بر ستون خواهد بود که در شکل فوق نشان داده شده است.

۲- تعیین مرکز برش

$$C_{AB} = \frac{\sum Ay}{A} = \frac{2(470 \times 140) \times \frac{470}{2}}{2(470 \times 140) + 540 \times 140} = 149.26\ mm$$

۳- محاسبه φv_c

$$b_0 = 1480\ mm$$

$$\varphi v_c = \varphi Min \begin{cases} 0.17\left(1 + \frac{2}{(1.33)}\right)\sqrt{24} = 2.085 \\ 0.083\left(\frac{30 \times 140}{1480} + 2\right)\sqrt{24} = 1.97 \\ 0.33\sqrt{24} = 1.617 \end{cases} = 0.75 \times 1.617 = 1.21\ MPa$$

۴- تعیین سهم انتقال لنگر به صورت خمشی

$$\gamma_f = \frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{1}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{470}{540}}} = 0.616$$

۵- محاسبه J

$$J = 2\left(\frac{470\times 140^3}{12}\right) + 2\left(\frac{470^3\times 140}{12}\right) + 2\times 470\times 140\times\left(\frac{470}{2} - 149.26\right)^2 + 540\times 140\times 149.26^2$$
$$= 5.289\times 10^9\ \mathrm{mm}^4$$

۶- محاسبه تنش برشی

$$(v_u)_{AB} = \frac{V_u}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_v M_u c}{J} = \frac{159000}{1480\times 140} \pm \frac{0.384\times 58\times 10^6\times 149}{5.289\times 10^9} = 0.767 + 0.627$$
$$= 1.395\frac{N}{mm^2}$$

$$\varphi v_c = 1.212$$

$$v_u \nleq \varphi v_c \quad N.G$$

محاسبات ۹۴

۵۶- در یک اتصال دال به ستون، لنگر خمشی متعادل نشده‌ای ناشی از بارهای ثقلی برابر 100 kN.m باید بین دال و ستون میانی یک ساختمان منتقل شود. قسمتی از این لنگر که با عملکرد خمشی منتقل می‌شود (برحسب kN.m) به کدامیک از مقادیر زیر نزدیکتر است؟ فرض کنید ابعاد مقطع ستون 400×400 میلی‌متر و ضخامت دال 200 میلی‌متر (d=150 mm) می‌باشد.

۱) 100　　۲) 60　　۳) 40　　۴) صفر

گزینه ۲

$$M_{vf} = \frac{M_u}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{M_u}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} = \frac{100}{1+\frac{2}{3}\sqrt{\frac{400+150}{400+150}}} = 60\ kN.m$$

۲۲-کنترل عرض ترک در تیرها

در تیرهای با عمق زیاد باید علاوه بر میلگردهای خمشی فوقانی و تحتانی تیر، در ارتفاع جان نیز باید میلگرد طولی اضافی قرار داده شود. این میلگردها جهت جلوگیری از گسترش عرض ترک در جان تیر می باشد. سایز لازم برای میلگرد پوستی در آیین نامه ACI318-2019 مشخص نشده است. فواصل قرار گیری میلگردها (s) مهم تر می باشد. مطابق بند زیر در تیرهای با عمق بیش از 900 mm باید از میلگرد گونه استفاده شود.

9.7—Reinforcement detailing

9.7.2.3 For nonprestressed and Class C prestressed beams with ***h*** exceeding 900 mm, longitudinal skin reinforcement shall be uniformly distributed on both side faces of the beam for a distance ***h*/2** from the tension face. Spacing of skin reinforcement shall not exceed ***s*** given in 24.3.2, where c_c is the clear cover from the skin reinforcement to the side face. It shall be permitted to include skin reinforcement in strength calculations if a strain compatibility analysis is made.

R9.7.2.3 For relatively deep beams, some reinforcement should be placed near the vertical faces of the tension zone to control cracking in the web (Frantz and Breen 1980; Frosch 2002), as shown in Fig. R9.7.2.3. Without such auxiliary reinforcement, the width of the cracks in the web may exceed the crack widths at the level of the flexural tension reinforcement.

The size of the skin reinforcement is not specified; research has indicated that the spacing rather than bar size is of primary importance (Frosch 2002). Bar sizes No. 10 to No. 16, or welded wire reinforcement with a minimum area of 210 mm^2 per meter of depth, are typically provided.

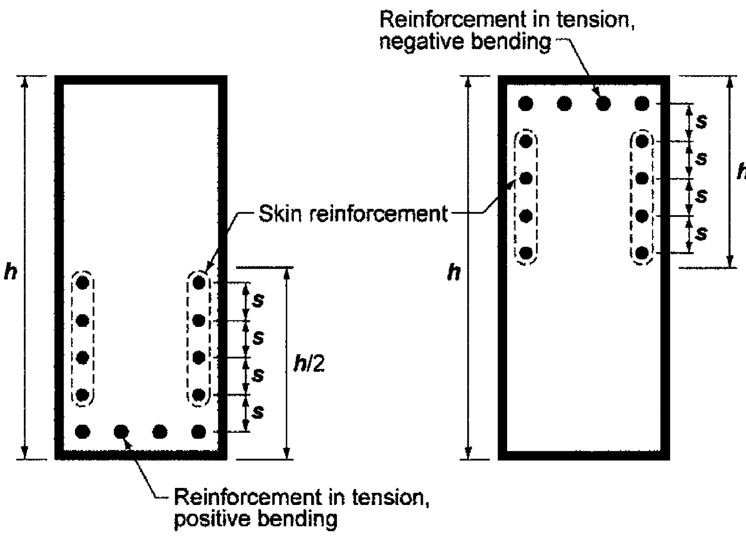


Fig. R9.7.2.3*—Skin reinforcement for beams and joists with* h > *900 mm.*

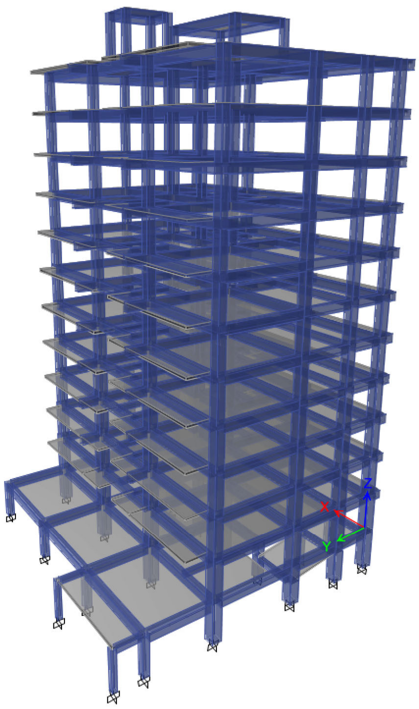
۲۳-پی

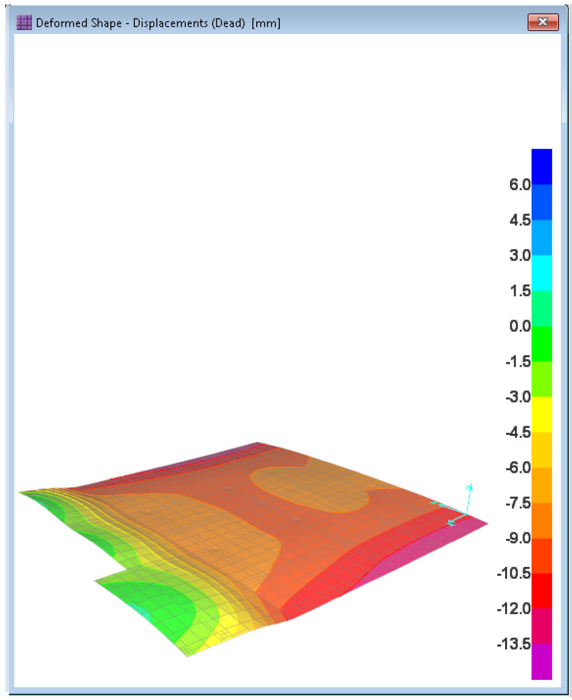
پی وظیفه انتقال نیروهای سازه به خاک را به عهده دارد. موارد زیر باید در طراحی پی مد نظر قرار گیرد:

۱- نشست (settlement): در حقیقت یکی از وظایف اصلی پی افزایش سطح تماس سازه با خاک میباشد به طوریکه تنشهای وارد بر خاک کاهش یابند. ابعاد پی باید به گونه ای انتخاب شود که تنش وارد بر خاک در محدوده مجاز نشست باشد.

۲- نشست غیر یکنواخت (differential settlement): یکی از موارد رایج که منجر به نشست غیر یکنواخت پی میشود مربوط به سازه هایی می باشد که سطح زیربنای آنها در ارتفاع تغییر میکند. برای مثال در شکل زیر وزن دهانه سمت چپ (که تنها یک طبقه میباشد) نسبت به بقیه سازه کم میباشد. در شکل سمت راست تغییر شکل سازه نشان داده شده است. در مواردی که تغییرشکل نسبی سازه بیش از حد مجاز باشد، باید طرح اصلاح شود. یک روش رایج این است که سازه تک دهانه سمت چپ از سازه اصلی جدا شود. پی این دو سازه نیز باید از هم جدا شوند.

توجه شود که نشست غیر یکنواخت تنها مربوط به مثل فوق نمی باشد و موارد دیگری نیز میتواند منجر به نشست غیر یکنواخت شود. برای نمونه اگر شمع های زیر یک پی گسترده به صورت غیر یکنواخت قرار داده شوند، ممکن است نشست غیر یکنواخت اتفاق افتد.





۳- ظرفیت باربری خاک (soil bearing capacity): علاوه بر کنترل تنش مجاز بر اساس نشست، باید گسیختگی خاک نیز کنترل شود. تنشهای وارد بر خاک باید کمتر از ظرفیت باربری خاک باشد.

۴- طراحی مقطع پی: مقطع پی باید مقاومت کافی در برابر نیروهای وارده داشته باشد. برای مثال باید مقاومت خمشی پی کنترل گردد. همچنین باید برش یک طرفه و نیز برش پانچ پی کنترل شود. در پی های نواری علاوه بر برش و خمش، گاهی لازم است پیچش وارد بر مقطع نیز کنترل گردد.

۵- در طراحی پی به مواردی مانند آپلیفت، لغزش و واژگونی نیز باید توجه ویژه شود.

به تعریف انواع پی در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان توجه کنید:

۷-۱-۳-۲ پی: به مجموعه بخش‌هایی از سازه و خاک در تماس با آن اطلاق می‌شود که انتقال بار بین سازه و زمین از طریق آن صورت می‌گیرد. پی‌ها عمدتا به سه گروه تقسیم می‌شوند:

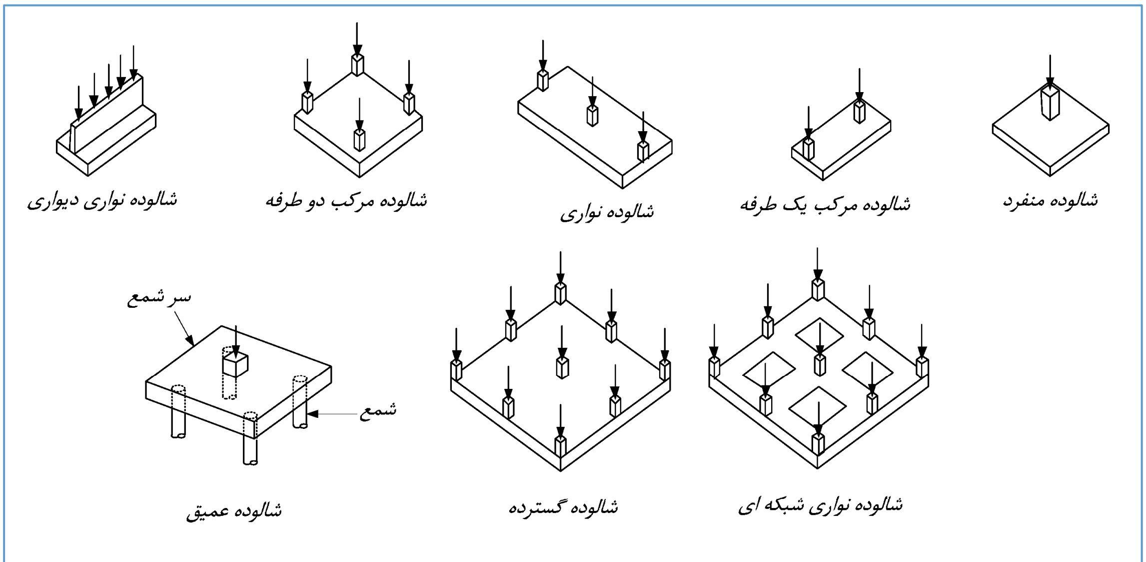
الف- پی‌های سطحی: به پی‌هایی گفته می‌شود که در عمق کم و نزدیک سطح زمین (عمق پی (D) کمتر از سه برابر عرض پی (B) $\frac{D}{B} \leq ۳$) ساخته می‌شوند. این پی‌ها شامل: پی‌های منفرد، نواری، شبکه‌ای و گسترده می‌باشند. جنس پی‌های سطحی ممکن است سنگی، بتنی و یا بتن آرمه باشند.

ب- پی‌های عمیق یا شمع‌ها: به پی‌هایی گفته می‌شود که نسبت عمق قرارگیری به کوچکترین بعد افقی آن‌ها از ۱۰ تجاوز کند ($\frac{D}{B} \geq ۱۰$). این پی‌ها شامل انواع شمع‌ها، دیوارک‌ها و دیوارهای جدا کننده می‌شوند. پی‌های عمیق در ساختمان‌ها معمولاً به وسیله یک سازه میانی، که کلاهک یا سر شمع نامیده می‌شود، بارهای سازه را به زمین منتقل می‌نمایند.

پ- پی‌های نیمه عمیق: به پی‌هایی گفته می‌شود که در حد فاصل بین پی‌های سطحی و پی‌های عمیق قرار دارند. پی‌های صندوقه‌ای معمولاً در این گروه قرار دارند و می‌توانند در جهت اطمینان مثل پی های سطحی طراحی شوند.

پی های سطحی زمانی استفاده میشوند که خاک زیر سازه در سطح تماس سازه با خاک، مقاومت کافی برای تحمل بارها را داشته باشد به طوریکه دچار گسیختگی، آپلیفت و یا نشست قابل توجه نشود. در مواردی که خاک ضعیفی داشته باشیم و یا در سازه های بلند که به علت وزن بالای آنها نیروی قابل توجهی به خاک وارد میشود، نیاز به پی های عمیق خواهیم داشت. پی های نواری و یا گسترده متعارف که در سازه ها استفاده میشوند جزو پی های سطحی و شمع ها جزو پی های عمیق محسوب میشوند.

شکل زیر برگرفته از مبحث نهم (بند ۹-۱۵-۱ مبحث نهم) میباشد. در این شکل انوع شالوده ها طبقه بندی شده اند.



انواع شالوده‌ها

شالوده گسترده و شالوده نواری شبکه ای یکی از رایج ترین شالوده ها میباشند که در ساختمانها استفاده میشوند. توجه شود که نامگذاری فوق از دید سازه ای (سازه بتن پی) انجام شده است. از دید بحث خاک و ژئوتکنیک ممکن است نامگذاری متفاوتی داشته باشیم. برای نمونه از دید محاسبات خاک شالوده نواری شبکه ای در شکل فوق ممکن است نوعی شالوده گسترده محسوب شود.

توصیه میشود در صورت استفاده از پی های منفرد متعدد (در سازه هایی که دارای ستونهای متعدد هستند)، این پی ها توسط اجزای افقی به هم متصل شوند تا نسبت به هم حرکت افقی نداشته باشند و یکپارچه عمل کنند.

۲۳-۱- مدلسازی شالوده

اکثر مراجع اجازه میدهند که شالوده و روسازه جداگانه مدل و طراحی شوند. منظور از روسازه قسمتی از ساختمان میباشد که روی پی قرار میگیرد (ستونها، تیرها، دیوارها و ...). بدین منظور معمولا پای ستونها و دیوارها به صورت گیردار فرض و مدل میشود. در این فرض در حقیقت هنگام مدلسازی و طراحی روسازه، پی صلب فرض میشود. سپس عکس العملهای تکیه گاهی روسازه تحلیل و محاسبه شده و در یک مدل مجزا به مجموعه شالوده و خاک زیر آن (که معمولا به صورت فنرهای گسترده مدل میشود) اعمال شده و طراحی شالوده انجام میشود. به جای مدلسازی مجزای روسازه و پی میتوان در یک مدل واحد کل مجموعه را تحلیل و طراحی کرد. در این حالت مدلسازی صحیح خاک اهمیت خاصی خواهد داشت. این روش (مدلسازی همزمان روسازه و پی) در طراحی های رایج مهندسی عرف نیست.

۲۳-۲- طراحی میلگردهای شالوده

در پی های گسترده معمولا از دو شبکه متعامد میلگرد در بالا و پایین پی استفاده میشود. در پی های گسترده با ضخامت زیاد علاوه بر میلگردهای فوقانی و تحتانی، میلگردهای جلدی نیز در لبه های پی لازم خواهد بود. در مورد قرار دادن میلگردهای جلدی، آیین نامه محدوده ای برای ضخامت پی ذکر نکرده و در این مورد بر اساس قضاوت مهندسی تصمیم گیری میشود. همچنین در نزدیکی ستونها و یا دیوارها ممکن است جهت مقابله با برش دوطرفه (پانچ) و یا یکطرفه از آرماتورهای برشی نیز استفاده شود.

در پی های نواری مطابق شکل سمت چپ، آرماتورگذاری پی شامل میلگردهای طولی فوقانی و تحتانی و نیز میلگرد های عرضی میباشد. وظیفه اصلی میلگردهای طولی تحمل خمش میباشد. این میلگردها همزمان نقش میلگرد افت و حرارت را نیز دارند. میلگردهای عرضی گاهی به صورت دو میلگرد U شکل و گاهی به صورت خاموت بسته (همانند تیرها) قرار داده میشود. میلگردهای عرضی علاوه بر اینکه نقش میلگرد افت و حرارت را دارند، در مواردی که برش یک طرفه مقطع پی زیاد باشد، به عنوان میلگردهای برشی عمل میکنند. در این حالت لازم است ساقهای قائم آنها حداقل های مربوط به میلگرد برشی را تامین کنند. در موارد خاصی ممکن است مقطع پی تحت پیچش قرار گیرد. در این حالت آرماتورهای عرضی و طولی برای پیچش نیز باید طراحی شوند.

۳-۲۳- مقطع بحرانی شالوده

به بندهای زیر از مبحث نهم توجه کنید. مقادیر لنگر و برش باید در مقاطع بحرانی کنترل گردد.

۹-۱۵-۲-۶ مقاطع بحرانی برای شالوده‌های سطحی و سر شمع‌ها

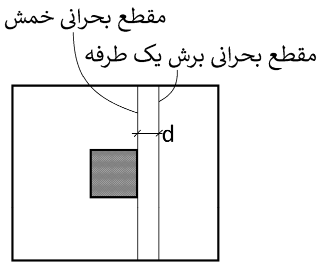
۹-۱۵-۲-۶-۱ مقدار M_u بسته به نوع عضو متکی بر شالوده در مقاطع بحرانی به شرح جدول ۹-۱۵-۱ محاسبه می‌شود.

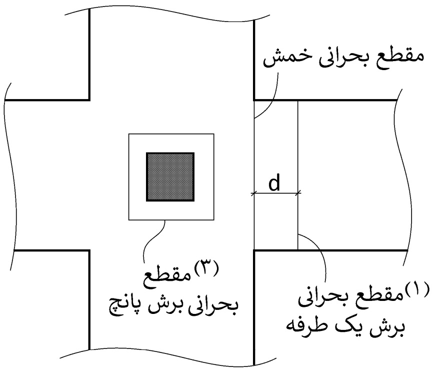
جدول ۹-۱۵-۱ محل مقطع بحرانی اعضای متکی به شالوده

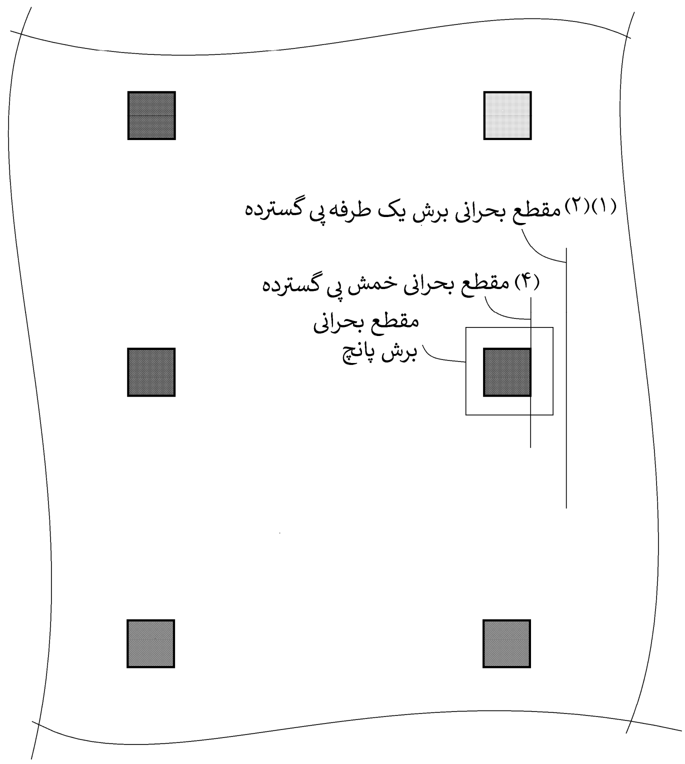
عضو متکی	محل مقطع بحرانی
ستون یا ستون پایه	بَر ستون یا ستون پایه
ستون با کف ستون فولادی	وسط فاصله‌ی بَر ستون و لبه‌ی کف ستون فولادی
بتنی بَر دیوار	بَر دیوار
دیوار مصالح بنایی	وسط فاصله‌ی مرکز و بَر دیوار بنایی

۹-۱۵-۲-۶-۲ موقعیت مقطع بحرانی را برای برش ضریب‌دار در برش یک طرفه می‌توان به فاصله‌ی d از محل مقطع بحرانی M_u مطابق بندهای ۹-۹-۴-۲ و ۹-۱۰-۶-۴-۳، و در برش دو طرفه به فاصله‌ی $d/2$ از محل مقطع بحرانی M_u مطابق بند ۹-۱۰-۶-۴-۴-۱ تعیین نمود.

۹-۱۵-۲-۶-۳ ستون‌ها یا ستون پایه‌های بتنی با مقطع دایره یا چند ضلعی منظم را می‌توان به عنوان اعضای با مقطع مربعی با مساحت معادل برای محاسبه‌ی محل‌های مقاطع بحرانی لنگر، برش و طول مهاری میلگرد منظور نمود.







(۱) تحت بارهای ثقلی مقطع بحرانی برش به فاصله d از بر تکیه گاه میباشد ولی تحت ترکیب بارهای شامل زلزله ممکن است تکیه گاه تحت کشش قرار گرفته و در نتیجه مقطع بحرانی برش نیز باید در بر تکیه گاه در نظر گرفته شود. بنابراین توصیه میشود در جهت اطمینان مقطع بحرانی برش نیز در بر تکیه گاه منظور شود.

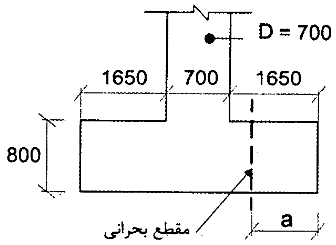
(۲) در پی های گسترده طبق توصیه برخی مراجع بهتر است یک عرض موثر برای کنترل برش یک طرفه در نظر گرفته شود. این عرض موثر میتواند فاصله بین مراکز ستونها باشد. همچنین در لبه های دیوارهای حائل بر روی پی برش یک طرفه به موازات دیوار باید کنترل گردد.

(۳) در پی های نواری شبکه ای در صورتی که محیط پانچ در خارج از محدوده بتن قرار گیرد، با توجه به اینکه برش یک طرفه کنترل خواهد شد، نیازی به کنترل برش پانچ نخواهد بود.

(۴) عرض موثر خمش عموما بر اساس عرض نوارهای طراحی (نوار ستونی و نوار میانی) تعیین میشود.

محاسبات ۹۷

۳۴- فرض کنید یک پی منفرد به ابعاد 4×4×0.8 m در زیر یک ستون بتنی دایره‌ای به قطر 700 میلی‌متر قرار دارد. برای تعیین مقدار حداکثر لنگر خمشی در پی منفرد، فاصله مقطع بحرانی تا بر پی (a) برحسب میلی‌متر به کدام‌یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (بتن از رده C25، میلگردها از نوع S400 و در شکل ابعاد به میلی‌متر است. عمق موثر مقطع پی را برابر 700 میلی‌متر فرض کنید).

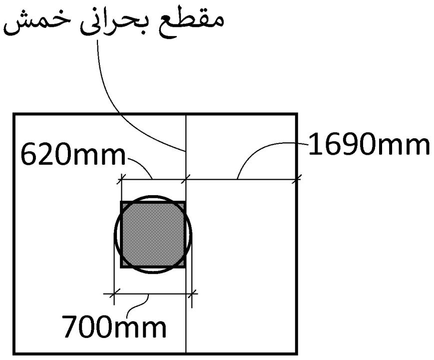


۱) 1690

۲) 1650

۳) 1300

۴) 950



گزینه ۱

مطابق بند زیر میتوان موقعیت مقطع بحرانی خمش را در بر یک ستون مربعی با مقطع در نظر گرفت. ابعاد ستون مربعی معادل برابر است با:

$$\frac{700^2}{4} = c^2 \quad \rightarrow \quad c = 620\,mm$$

$$a = \frac{4000 - 620}{2} = 1690\,mm$$

۹-۱۵-۲-۶-۳ ستون‌ها یا ستون پایه‌های بتنی با مقطع دایره یا چند ضلعی منظم را می‌توان به عنوان اعضای با مقطع مربعی با مساحت معادل برای محاسبه‌ی محل‌های مقاطع بحرانی لنگر، برش و طول مهاری میلگرد منظور نمود.

در سوال فوق در صورتی که تنش زیر پی برابر $q_u = 1\ \frac{kg}{cm^2} = 0.1\ MPa = 100\frac{kN}{m^2}$ باشد، حداکثر لنگر وارد بر مقطع پی را محاسبه کنید.

$$M_u = \frac{(q_u l_2)x^2}{2} = \frac{(100 \times 4mm)1.690^2}{2} = 571\ kN.m$$

۲۳-۴- طراحی پی برای برش یک طرفه

معمولا طراحی پی ها به گونه انجام میشود که تا حد امکان نیاز به آرماتور برشی نباشد و بتن پی به تنهایی بتواند برش وارده را تحمل کند. در پی ها در صورتی که $V_u \le \varphi V_c$ باشد، نیازی به استفاده از آرماتور برشی (خاموت) نخواهد بود. توجه شود که مقاومت برشی بتن در مقاطعی که فاقد خاموت هستند، در آیین نامه ویرایش ۹۹ (که بر اساس *ACI-318-19* نگاشته شده) نسبت به آیین نامه های قبلی کاهش قابل توجهی دارد.

مثال: شکل زیر پلان یک پی نواری (شبکه ای) با ابعاد $1500mm \times 900mm$ و عمق موثر $d = 830\ mm$ را نشان میدهد. برش (حاصل از پوش ترکیب بارهای ضریب دار) در فاصله d از بر تکیه گاه برابر *Vu=380 kN* میباشد. اگر درصد میلگرد طولی کششی پی برابر $\rho = 0.002$ باشد داریم:

$$(V_u = 380\ kN) \le \left(\varphi 0.66 \rho^{0.333} \sqrt{f_c} \times bd = 0.75 \times 0.66 \times 0.002^{0.333} \sqrt{25} \times 1500 \times 830 = 389\ kN\right)$$

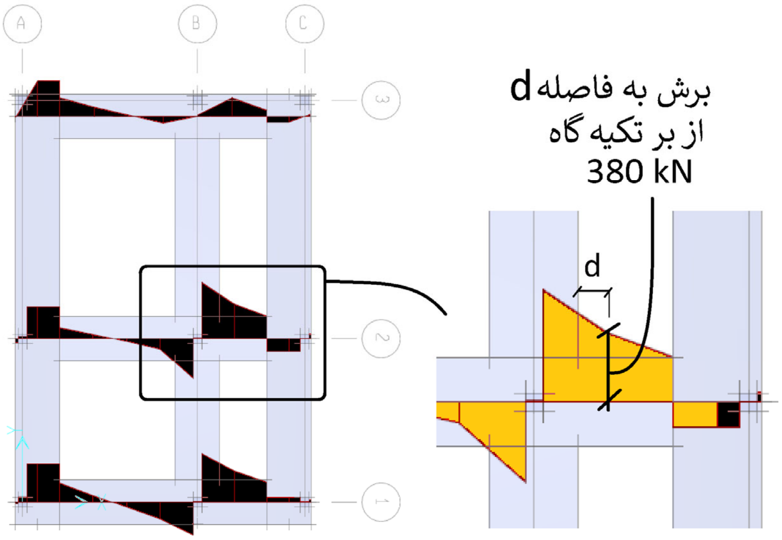
در نتیجه در این پی نیازی به آرماتور عرضی برشی نداریم.

باید توجه شود که حتی در پی هایی که نیاز به آرماتور برشی ندارند، باید آرماتور عرضی حداقل افت و حرارت قرار داده شود.

در صورتی که خمش عرضی پی ناچیز باشد، قرار دادن میلگرد افت و حرارت برای میلگردهای عرضی کافی خواهد بود. در صورت استفاده از $\varphi 16@200mm$ به صورت میلگرد U شکل (در بالا و پایین) خواهیم داشت:

$$\frac{2\left(\pi \times \frac{16^2}{4}\right)}{200 \times 900} = 0.0022 > 0.0018 \quad OK$$

به جای استفاده از جفت میلگرد U شکل میتوان همانند تیرها از خاموت های بسته به عنوان میلگرد عرضی استفاده نمود.



- در پی های گسترده مربوط به سازه هایی که دارای دیوار بتنی میباشند نیز به موازات دیوارهای بتنی (به خصوص دیوارهای حائل) در راستای عمود بر دیوار ممکن است برش قابل توجهی در پی ایجاد شود. مهندسین باید توجه خاصی به این برش داشته باشند و در صورتی که برش وارده بیش از مقاومت بتن باشد، لازم است ضخامت پی افزایش یابد و یا اینکه از آرماتور برشی استفاده شود.

۲۳-۵- طراحی پی برای خمش

۶-۲۳- طراحی پی برای برش یک طرفه

13.3.3 *Two-way isolated footings*

13.3.3.1 The design and detailing of two-way isolated footings shall be in accordance with this section and the applicable provisions of Chapter 7 and Chapter 8.

13.3.3.2 In square two-way footings, reinforcement shall be distributed uniformly across entire width of footing in both directions.

13.3.3.3 In rectangular footings, reinforcement shall be distributed in accordance with (a) and (b):

(a) Reinforcement in the long direction shall be distributed uniformly across entire width of footing.

(b) For reinforcement in the short direction, a portion of the total reinforcement, $\gamma_s A_s$, shall be distributed uniformly over a band width equal to the length of short side of footing, centered on centerline of column or pedestal. Remainder of reinforcement required in the short direction, $(1-\gamma_s)A_s$, shall be distributed uniformly outside the center band width of footing, where γ_s is calculated by:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)} \qquad (13.3.3.3)$$

where β is the ratio of long to short side of footing.

سراسری ۹۶

۱۲۴- یک شالوده منفرد به شکل مستطیل با ابعاد ۳×۲ متر در پلان، بار ستونی به ابعاد مقطع ۶۰۰×۶۰۰mm را در وسط خود به زمین منتقل می‌نماید. بر اساس محاسبات مقاومت خمشی، در امتداد عرضی ۲۰ میلگرد به قطر هر یک ۱۸ میلی‌متر لازم شده است. در نوار عرضی به عرض یک متر و طول دو متر که به‌صورت متقارن نسبت به محور ستون و در زیرستون می‌باشد، چند میلگرد باید قرار گیرد؟

۱) ۱۰

۲) ۹

۳) ۸

۴) ۷

گزینه ۳

$$\gamma_s = \frac{2}{\left(\frac{3}{2}+1\right)} = 0.8$$

تعداد میلگردها در ۲ متر میانی پی ۱۶ عدد می باشد:

$$0.8 \times 20 = 16$$

بنابراین در یک متر میانی باید ۸ عدد میلگرد قرار داده شود.

۲۳-۷- پی-مقطع بحرانی خمش و برش

طبق بند زیر در صورتی که مقطع ستون مستطیلی شکل نباشد، مقطع بحرانی را می توان بر اساس مقطع معادل مربعی (با مساحت مساوی) محاسبه کرد.

14.4.3 *Footings*

14.4.3.1 *General*

14.4.3.1.1 For footings supporting circular or regular polygon-shaped concrete columns or pedestals, it shall be permitted to assume a square section of equivalent area for determining critical sections.

۸-۲۳- حداقل فولاد کششی در پی

مبحث نهم (ویرایش ۹۹)

۹-۱۵-۳ شالوده‌های سطحی

۹-۱۵-۳-۱ کلیات

۹-۱۵-۳-۱-۷ در تعیین میلگردهای حداقل خمشی در شالودههای سطحی، ضوابط دال‌های یک طرفه برای شالودههای سطحی با عمل کرد 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 میکنند.

۹-۹ دال‌های یک‌طرفه

۹-۹-۶ آرماتور گذاری

۹-۹-۶-۱ حداقل آرماتور خمشی، $A_{s,\min}$ در وجه کششی، باید برابر با $0.0018A_g$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۰ دال‌های دوطرفه

۹-۱۰-۷ آرماتور گذاری در دال‌ها

۹-۱۰-۷-۱-۲ حداقل آرماتور خمشی در دال‌های دوطرفه

الف- حداقل مساحت آرماتور خمشی، $A_{s,\min}$ برابر با $0.0018A_g$ بوده و یا از رابطه‌ی (۹-۱۰-۳) محاسبه می‌شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه، و در عرض دال (b_{slab}) تعبیه شود.

- مثال: پی **گسترده** به ضخامت h=80cm و عمق موثر d=73cn و میلگردهای 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

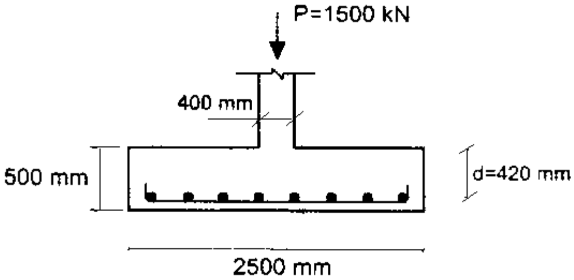
- مثال: در یک پی **نواری** به ابعاد $b\times h=1500\times 600\;mm$ و عمق موثر پی برابر d=530 mm، میلگرد طولی از نوع S400 و با فرض استفاده از φ20 به عنوان میلگرد طولی، حداقل تعداد میلگردهای طولی را تعیین کنید.

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

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).

محاسبات ۹۶

۱۹- مقدار آرماتور خمشی لازم در هر راستا برای پی منفرد مربعی شکل زیر تحت بار طراحی ستون بتنی برابر P_u=1500 kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (از وزن پی و بار روی آن صرفنظر شود. همچنین بتن از رده C25 و میلگرد از نوع S400 فرض شود).



۱) $As = 15 \times 10^2\ mm^2$

۲) $As = 24 \times 10^2\ mm^2$

۳) $As = 19 \times 10^2\ mm^2$

۴) $As = 28 \times 10^2\ mm^2$

گزینه ۲

$$q_u = \frac{1500}{2.5 \times 2.5} = 240 \frac{kN}{m^2}$$

در محاسبات زیر (با توجه به درصد پایین میلگرد لازم) به صورت تقریبی بازوی خمش (Z) برابر Z=$0.95d$ فرض شده است:

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{240 \times 1.05^2}{2} = 132.3\ kN.m < \left(\varphi M_n = \varphi A_s F_y Z = 0.9 A_s \times 400 \times (0.95 \times 420)\right)$$

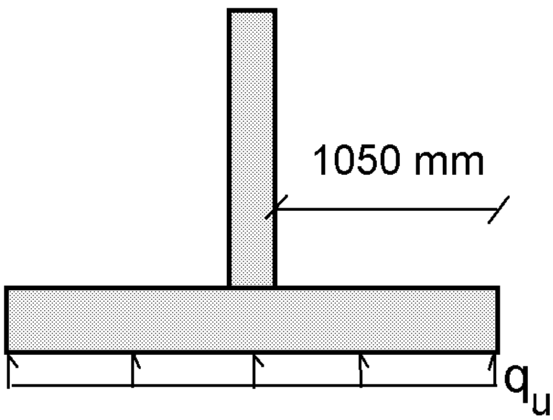
$$A_s = \frac{132.3 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times (0.95 \times 420)} = 921\ mm^2$$

مساحت فوق مربوط به مساحت میلگردها در یک متر عرض پی است. با توجه به اینکه عرض پی برابر 2.5 متر می باشد، مساحت کل لازم در عرض $2.5\ m$ برابر است با:

$$A_s = 921 \times 2.5 = 2302\ mm^2$$

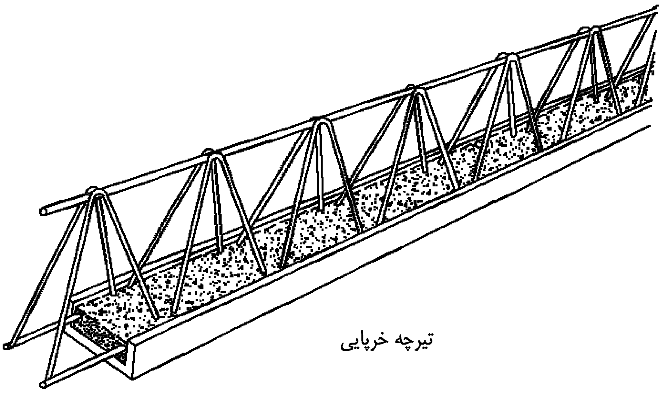
کنترل آرماتور حداقل:

$$\frac{A_s}{bh} \geq 0.0018 \quad \rightarrow \frac{A_s}{2500 \times 500} \geq 0.0018 \quad \rightarrow \quad A_s \geq 20250\ mm^2$$

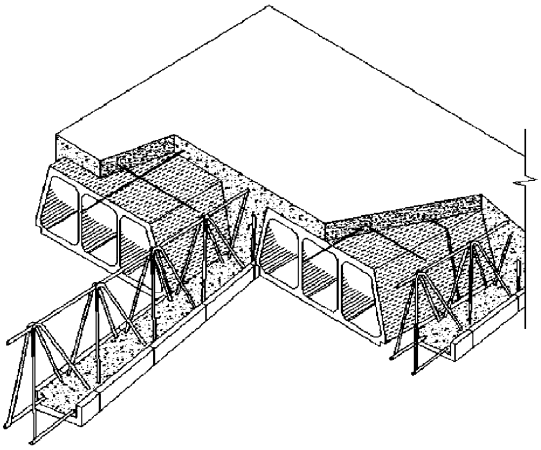


۲۴-طراحی تیرچه بلوک

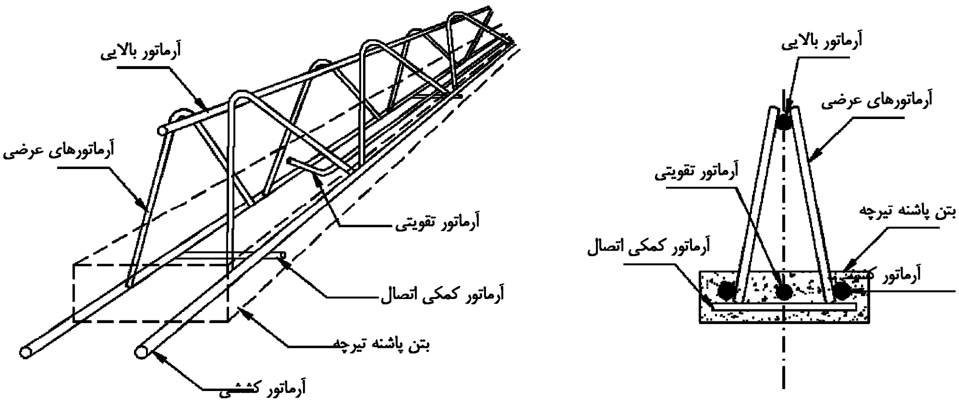
۲۴-۱- ضوابط نشریه ۵۴۳



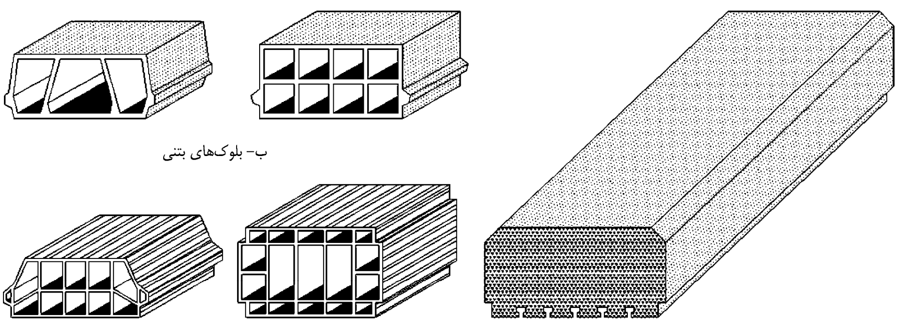
تیرچه خرپایی



سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی



اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی

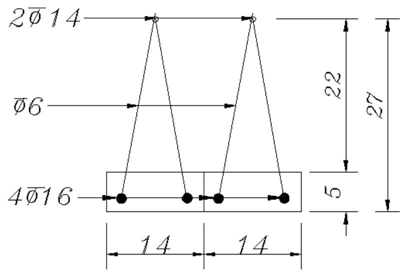


ب- بلوک‌های بتنی

ج- بلوک‌های سفالی

الف- بلوک پلی‌استایرن

ضوابط طراحی تیرچه های مربوط به تیرچه بلوک را طی حل یک مثال مطرح کرده ام.



دهانه تیرچه: m۷.۵

نوع سقف: تیرچه فوم

ارتفاع کل تیرچه: 300 mm

فاصله خالص بین تیرچه ها: mm ۵۰۰

فاصله مرکز تا مرکز تیرچه ها: mm ۷۰۰

میلگردهای طولی: Fy=300MPa

- میلگردهای طولی بسته به سایز میلگرد ممکن است S400 باشد (به ویژه برای سایز $\varphi 14$ و $\varphi 16$). با توجه به اینکه در تیرچه های بلند خیز تعیین کننده مساحت میلگردهای کششی خواهد بود، برای طرح اولیه بر اساس خمش بهتر است تنش تسلیم میلگردها Fy=300 MPa فرض شود (حتی اگر در اجرا S400 استفاده شود).

بتن: $f_c' = 20MPa$

شهر: تبریز (A=0.35)

۲-۲٤- محاسبه بار گسترده وارد بر تیرچه

بار مرده طبقه:

۱) سرامیک	$0.01 \times 21 = 0.21kPa$
۲) ملات ماسه سیمان	$0.03 \times 21 = 0.63kPa$
۳) فوم بتن	$0.1 \times 6 = 0.6kPa$
۴) یونولیت	$0.06kPa$
۵) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ و خاک	$0.5kPa$
۶) وزن تیغه بندی	$1\ kP$
جمع کفسازی + تیغه بندی	$3\ kPa$
وزن بتن تیرچه ها	$\left(۰.۲۵ \times ۰.۲ \times \frac{۱}{۰.۷} + ۰.۰۵ \times ۱\right) ۲۵ = ۳.۰۳۵۷\ kP$

بار مرده تیرچه + کفسازی + تیغه بندی $D + SD + P = 3 + 3.0357 = 6.03571\ kN$

بار زنده مسکونی: $L = 2 \frac{kN}{m^2}$

بار زلزله قائم: $EV = 0.6AIW_P = 0.6AI(D + SD + P + L) = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times (6.03571) = 1.2675 \frac{kN}{m^2}$

- از عوامل مهم تاثیر گذار بر وزن مرده سقف، نوع کف سازی (فوم بتن باشد یا بتن سبک باشد یا...) و نیز نوع پر کننده (یونولیت باشد یا سفال باشد یا ...) می باشد. بنابراین مسلما **اگر سقف از نوع تیرچه+سفال باشد، بار مرده آن افزایش خواهد یافت**.
همچنین **اگر کفسازی با بتن سبک باشد، بار مرده کفسازی افزایش خواهد یافت**.
- در محاسبات فوق وزن مرده کف سازی برابر ۲.۰ $\frac{kN}{m^2}$ بدست آمده است. راهنمای نظام مهندسی تهران الزام کرده است که وزن مرده کف سازی کمتر از ۲ $\frac{kN}{m^2}$ در نظر گرفته نشود. انتخاب جزئیات ساخت سقف و محاسبات آن بر اساس تجربه طراح و سبک رایج در منطقه تعیین می شود.

محاسبه بار ضریب دار:

جدول ترکیب بارهای ارائه شده در ACI-318-19 در شکل زیر ارائه شده است.

Table 5.3.1—Load combinations

Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	(5.3.1c)	L_r or S or R
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

$$q_u = Max\left\{\begin{matrix} 1.4D = 1.4 \times (6.0357) = 8.45\ kN \\ 1.2D + 1.6L = (1.2 \times 6.0357) + (1.6 \times 2) = 10.44\ kPa \\ 1.2D + L + EV = (1.2 \times 6.0357) + (1 \times 2) + (1.2675) = 10.51\ \frac{kN}{m^2} \end{matrix}\right\} = 10.51\ \frac{kN}{m^2}$$

- توجه شود که بار گسترده فوق بر واحد سطح محاسبه شده است. با توجه به اینکه فواصل آکس تا آکس تیرچه از هم m۰.۷ فرض شده است، سهم بارگیر هر تیرچه برابر m۰.۷ خواهد بود و بنابراین بار گسترده خطی وارد بر هر تیرچه برابر خواهد بود با:

$$q_u = 10.51\frac{kN}{m^2} \quad \rightarrow \quad \text{بار گسترده خطی وارد بر تیرچه} = ۱۰.۵۱\frac{kN}{m^2} \times 0.7m = 7.357\frac{kN}{m}$$

۳-۲۴- کنترل ابعاد هندسی تیرچه ها

9.8—Nonprestressed one-way joist systems

9.8.1 *General*

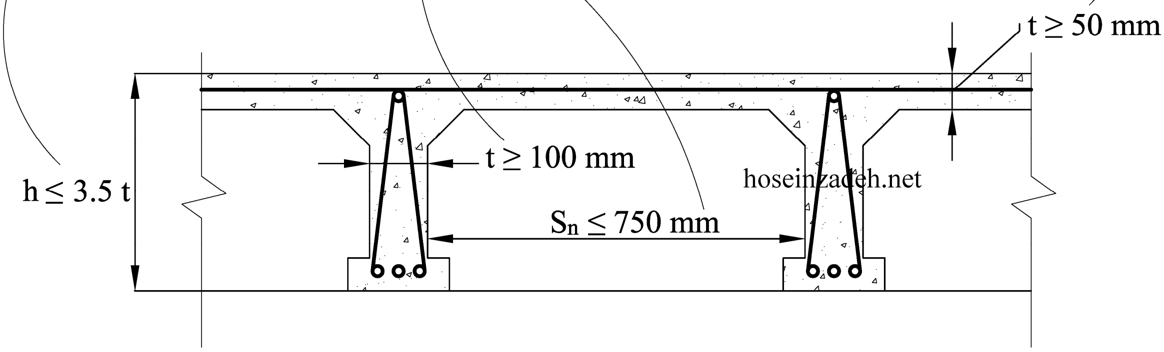
9.8.1.1 Nonprestressed one-way joist construction consists of a monolithic combination of regularly spaced ribs and a top slab designed to span in one direction.

9.8.1.2 Width of ribs shall be at least 100 mm at any location along the depth.

9.8.1.3 Overall depth of ribs shall not exceed 3.5 times the minimum width.

9.8.1.4 Clear spacing between ribs shall not exceed 750 mm.

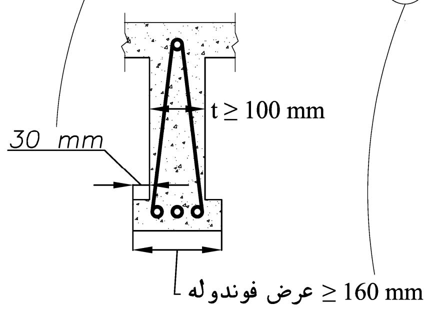
9.8.3.1 If fillers not complying with 9.8.2.1 or removable forms are used, slab thickness shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 50 mm.



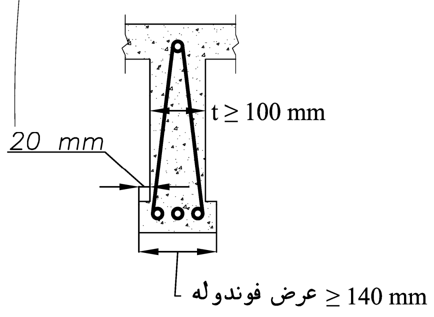
- رایج ترین ارتفاع h (ضخامت کل بتن سقف) برای دهانه های متعارف (تا حدود m۷.۵) برابر h=300 mm می باشد.

- یکی از موارد مهم اجرایی عدم تامین حداقل ضخامت t در شکل فوق می باشد.
  - متاسفانه عرض پاشنه یونولیت ها بیشتر موارد حدود ۳۰ mm میباشد. در این حالت برای تامین ضخامت حداقل عرض فوندوله باید مطابق شکل سمت راست برابر ۱۶۰ mm باشد.

عرض تکیه گاه یونولیت ها حدود ۳۰ میلیمتر میباشد.
در این حالت برای تامین حداقل ضخامت عرض فوندوله باید ۱۶۰ میلیمتر انتخاب شود.



عرض تکیه گاه سفال و یا بلوک سیمانی حدود ۲۰ میلیمتر میباشد.
در این حالت برای تامین حداقل ضخامت عرض فوندوله باید ۱۴۰ میلیمتر انتخاب شود.



در عمل چنین عرضی اجرا نمی شود و بنابراین در اکثر موارد ضخامت جان کمتر از ۱۰۰ میلیمتر اجرا میشود.

- در رابطه با مطلب صفحه قبل به بند های زیر از استاندارد ۲۹۰۹-۱ (۱۳۹۵) توجه کنید:

۵-۲-۳ ویژگی پاشنه تیرچه

۵-۲-۳-۲ عرض قسمت بالایی پاشنه تیرچه برای تیرچه‌هایی که با بلوک‌های سقفی سفالی یا بتنی به‌کار برده می‌شوند، نباید از ۱۲ سانتی‌متر و برای تیرچه‌هایی که با سایر بلوک‌های سقفی استفاده می‌شوند نباید از ۱۴ سانتی‌متر کم‌تر باشد.

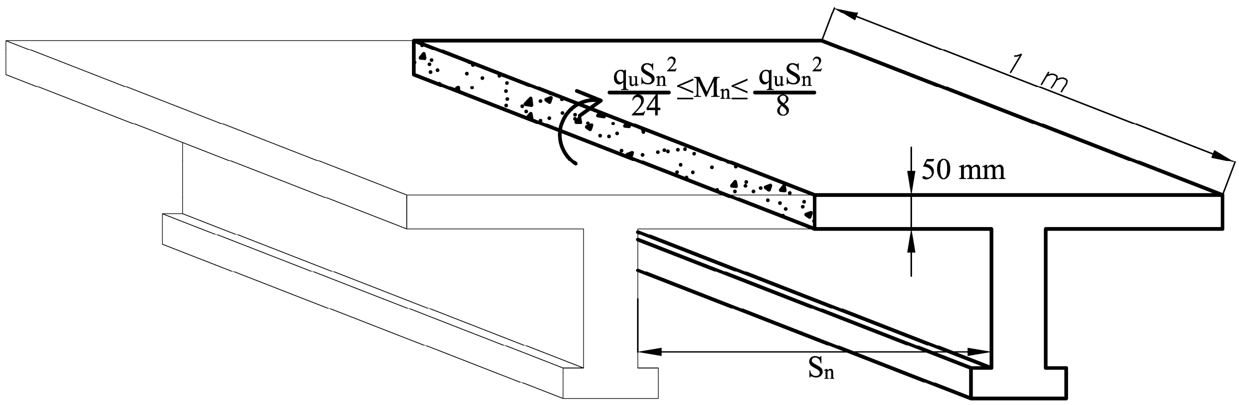
۵-۲-۳-۳ عرض نشیمنگاه بلوک‌ها برای تیرچه‌هایی که با بلوک‌های سقفی سفالی یا بتنی به‌کار برده می‌شوند، نباید از ۱۵ میلی‌متر و برای تیرچه‌هایی که با سایر بلوک‌های سقفی استفاده می‌شوند نباید از ۳۰ میلی‌متر کم‌تر باشد.

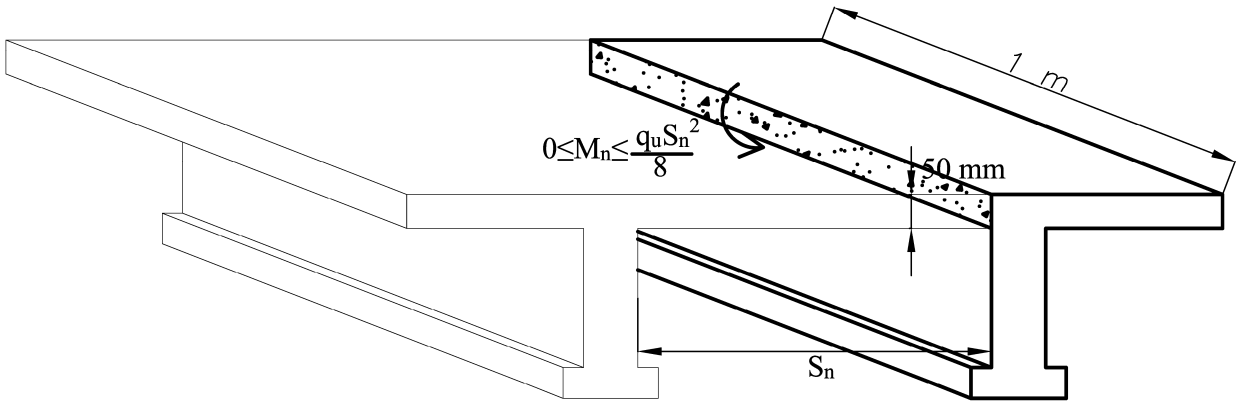
۵-۲-۳-۶ ضخامت پوشش بتنی روی میلگردها نباید کم‌تر از مقادیر زیر باشد:

- قطر اسمی میلگردها؛
- بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه تا ۳۲ میلی‌متر یا ۵ میلی‌متر بیشتر از بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه‌های بزرگتر از ۳۲ میلی‌متر؛

۵-۲-۳-۷ حداقل ضخامت پاشنه بتنی باید ۴ سانتی‌متر و حداکثر آن ۵/۵ سانتی‌متر باشد و نباید از قطر اسمی بزرگترین میلگرد کششی به اضافه ۳۰ میلی‌متر کم‌تر باشد.

۴-۲۴- کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری برای خمش





بسته به شرایط تکیه گاهی لنگر در وسط و انتهای دال ۵ سانتی ممکن است بین صفر تا $\frac{q_u S_n^2}{8}$ متغیر است. در مقطع فوق میلگرد خمشی نداریم (تنها میلگرد افت و حرارت داریم که در ادامه محاسبه خواهد شد). بنابراین باید مقطع بدون احتساب میلگرد بتواند پاسخگوی لنگر وارد بر آن باشد.

دال بتنی ۵ سانتی مابین تیرچه ها غیر مسلح می باشد و باید بتن غیر مسلح توانایی تحمل بار را داشته باشد. برای کنترل این قسمت از دال می توان از فصل مربوط به بتن غیر مسلح در ACI استفاده کرد.

CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE

14.5.2 *Flexure*

14.5.2.1 $\boldsymbol{M_n}$ shall be the lesser of Eq. (14.5.2.1a) calculated at the tension face and Eq. (14.5.2.1b) calculated at the compression face:

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f_c'}S_m \qquad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85 f_c' S_m \qquad (14.5.2.1b)$$

where $\boldsymbol{S_m}$ is the corresponding elastic section modulus.

برای مثال با فرض اینکه $t = 50\ mm; S_n = 500\ mm; f_c' = 20\ MPa$:

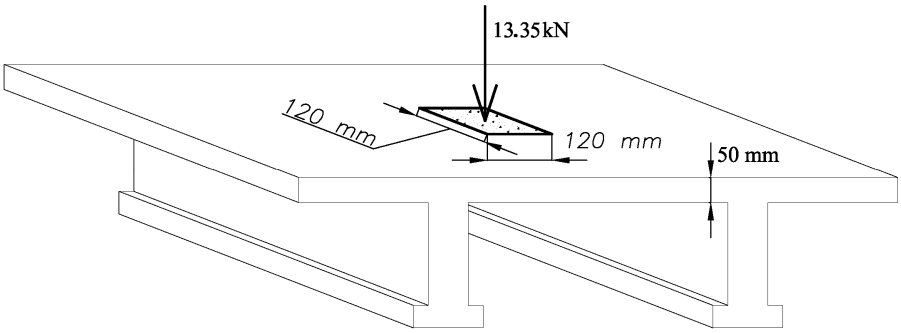
$$\left.\begin{aligned} M_u &= \frac{7.357 \times 0.5^2}{8} = 0.23\ kN.m \\ \varphi M_n &= 0.6 \times 0.42\sqrt{20} \times \frac{1000 \times 50^2}{6} = 469574\ N.mm = 0.47\ kN.m \end{aligned}\right\} 0.23 < 0.47 \quad OK.$$

- در مثال صفحه قبل طول آزاد دال برابر Sn=500 mm بود. در مواردی که فاصله تیرچه ها زیاد باشد (در سقف هایی غیر از تیرچه بلوک)، ضخامت لازم دال نیز افزایش میابد. با افزایش ضخامت دال امکان استفاده از میلگرد خمشی مهیا میشود. در این موارد طراح میتواند مقاومت خمشی دال را به جای فصل چهار (در صفحه قبل) از روابط متعارف برای بتن مسلح محاسبه کند. بند زیر از ACI-318-19 به این مورد اشاره دارد:

9.8.1.7 Reinforcement perpendicular to the ribs shall be provided in the slab as required for flexure, considering load concentrations, and shall be at least that required for shrinkage and temperature in accordance with 24.4.

- در سیستم تیرچه بلوک رایج در ایران با توجه به ضخامت کم (۵۰ mm) دال بتنی عملا نمی توان از بتن مسلح استفاده کرد. چون تنظیم موقعیت میلگرد در اجرا میسر نیست. بنابراین بهتر است با صرف نظر کردن از میلگرد قرار داده شده، مقاومت مقطع را بر اساس روابط مقطع غیر مسلح (صفحه قبل محاسبه نمود).

۵-۲۴- کنترل دال بتنی ۵ سانتیمتری برای برش پانچ



- در کاربری مسکونی بار متمرکز قابل توجهی نداریم و مسلما از نظر برش پانچ در دال ۵ سانتی مشکلی نخواهیم داشت.
- یکی از موارد رایج که ممکن است دال ۵ سانتی سقف تیرچه بلوک در معرض برش پانچ قرار گیرد، مربوط به کاربری پارکینگ می باشد. متن زیر مربوط به **ASCE7-16** میباشد که در آن عنوان شده برای پارکینگ های سبک کف باید برای بار متمرکز kN۱۳.۳۵ با ابعاد mm۱۱۴ کنترل شود:

4.10 GARAGE LOADS

4.10.1 Passenger Vehicle Garages. Floors in garages or portions of a building used for the storage of motor vehicles shall be designed for the uniformly distributed live loads of Table 4.3-1 or the following concentrated load: (1) for garages restricted to passenger vehicles accommodating not more than nine passengers, 3,000 lb (13.35 kN) acting on an area of 4.5 in. by 4.5 in. (114 mm by 114 mm); and (2) for mechanical parking structures without slab or deck that are used for storing passenger vehicles only, 2,250 lb (10 kN) per wheel.

بند زیر مربوط به **ACI-318-19** در رابطه با کنترل برش پانچ بتن غیر مسلح میباشد:

CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE

14.5—Design strength

14.5.5 *Shear*

14.5.5.1 V_n shall be calculated in accordance with Table 14.5.5.1.

Table 14.5.5.1—Nominal shear strength

Shear action	Nominal shear strength V_n		
One-way	$0.11\lambda\sqrt{f'_c}b_w h$		(a)
Two-way	Lesser of:	$0.11\left(1+\dfrac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$ [1]	(b)
		$0.22\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$	(c)

[1]β is the ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area.

14.4.3.4 *Factored two-way shear*

14.4.3.4.1 For two-way shear, critical sections shall be located so that the perimeter b_o is a minimum but need not be closer than $h/2$ to (a) through (c):

(a) Location defined in Table 14.4.3.2.1
(b) Face of concentrated loads or reaction areas
(c) Changes in footing thickness

Table 21.2.1—Strength reduction factors ϕ

Action or structural element		ϕ	Exceptions
(i)	Plain concrete elements	0.60	—

$$P_u = 1.6Live \le \varphi V_n = \varphi \times 0.22 \times \lambda\sqrt{f'_c}b_0 h$$

$$13.35 \times 1.6 \le 0.6 \times 0.22 \times 1 \times \sqrt{20}\big(4 \times (114+50)\big) \times 50$$

$$21.36\ kN \le 19.36\ kN \qquad Not\ Good$$

متاسفانه دال بتنی ۵ سانتی با فرض $f'_c = 20MPa$ پاسخگوی کنترل برش پانچ برای بار متمرکز در پارکینگ سبک نمی باشد.

تکرار محاسبات با فرض ضخامت h=60 mm:

$$21.36 \le 0.6 \times 0.22 \times 1 \times \sqrt{20}\big(4 \times (114+60)\big) \times 60 = 24.65\ kN \qquad OK$$

- در نشریه ۵۴۳ توصیه شده است حداقل ضخامت h=80 mm برای کاربری پارکینگ استفاده شود.

۶-۲۴- آرماتور افت و حرارت

- مطابق بند زیر حداقل میلگرد افت و حرارت باید در دال بتنی قرار داده شود:

24.4—Shrinkage and temperature reinforcement

24.4.1 Reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall be provided in one-way slabs in the direction perpendicular to the flexural reinforcement in accordance with 24.4.3 or 24.4.4.

24.4.3 *Nonprestressed reinforcement*

24.4.3.1 Deformed reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall conform to Table 20.2.2.4(a) and shall be in accordance with 24.4.3.2 through 24.4.3.5.

24.4.3.2 The ratio of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area shall be greater than or equal to 0.0018.

24.4.3.3 The spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of **5*h*** and 450 mm.

Table 20.2.2.4(a)—Nonprestressed deformed reinforcement

Usage	Application		Maximum value of f_y or f_{yt} permitted for design calculations, MPa	Applicable ASTM specification: Deformed bars	Deformed wires	Welded wire reinforcement	Welded deformed bar mats
Flexure; axial force; and shrinkage and temperature	Special seismic systems	Special moment frames	550	A706[2]	Not permitted	Not permitted	Not permitted
		Special structural walls[1]	690				
	Other		690[3][4]	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	A1064, A1022	A184[5]

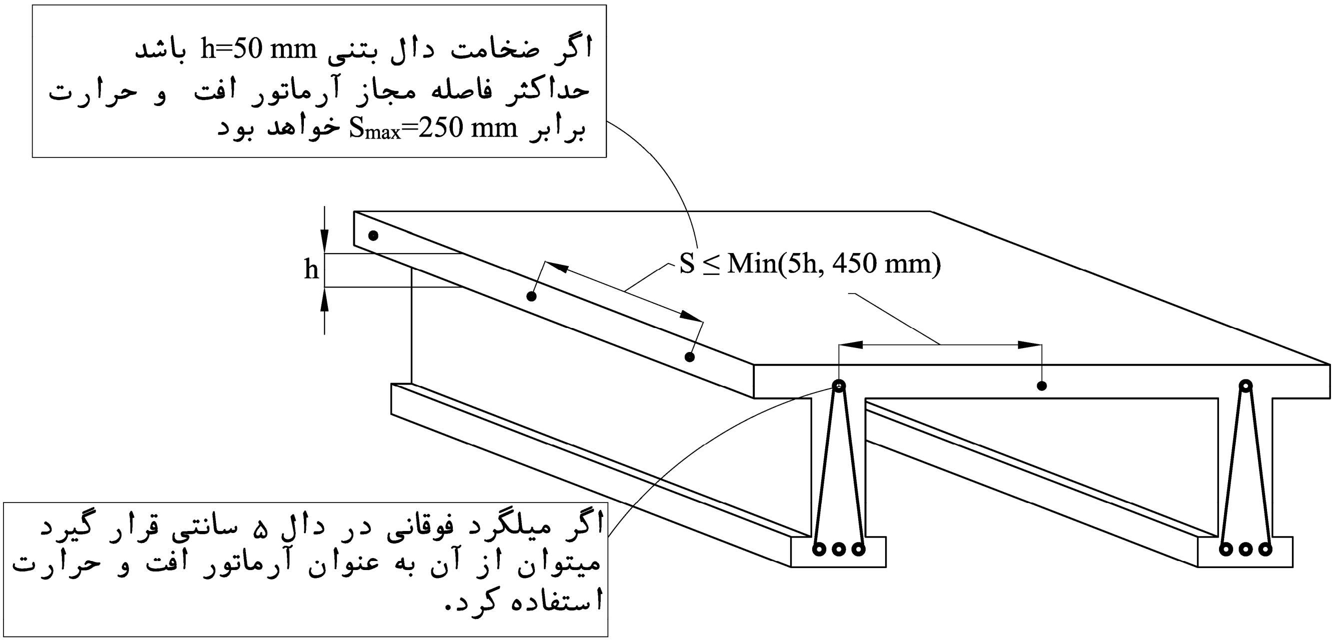
- مطابق بند و جدول فوق، برای آرماتور افت حرارت میتوان از موارد زیر استفاده کرد
  - میلگرد آجدار
  - سیم آجدار
  - شبکه جوشی ساخته شده از سیم ساده
  - شبکه آجدار جوشی
- توجه شود که مطابق جدول فوق استفاده از آرماتور ساده (بدون آج) به عنوان میلگرد افت و حرارت مجاز نیست.

$$1\varphi6@\,250mm \;\rightarrow \rho = \frac{28.26}{50 \times 250} = 0.00226 > 0.0018\; OK$$

گرچه از نظر آیین نامه $1\varphi6@\,250mm$ به عنوان آرماتور افت و حرارت کافی می باشد، منتها باید توجه داشت که **میلگردهای افت و حرارت باید آجدار باشند** و **میلگرد $\varphi6$ آجدار موجود نمی باشد**.

بنابراین به لحاظ اجرایی بهتر است از $\mathbf{1\varphi8@\,250mm}$ استفاده شود.

- حداکثر فاصله بین میلگردهای افت و حرارت h۵ می باشد که h ضخامت دال می باشد. بنابراین حداکثر فاصله میلگردهای افت و حرارت $= 5h$ $5 \times 50 = 250\ mm$ می باشد.



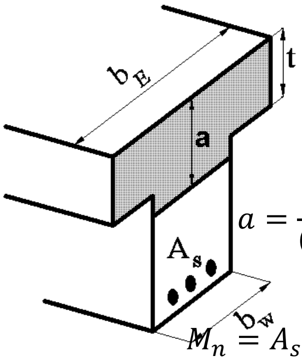
- توجه شود که اگر در شکل فوق اگر فاصله آکس تا آکس تیرچه ها ۶۰۰ mm باشد، فاصله بین میلگردهای افت حرارت (با فرض استفاده از تک میلگرد بین تیرچه ها) برابر ۳۰۰ mm خواهد شد. در حالیکه حداکثر فاصله مجاز برای دال ۵۰ mm برابر ۲۵۰ mm میباشد.

۲۴-۷- مساحت آرماتورهای کششی

با توجه به اینکه فاصله مرکز تا مرکز تیرچه m۰.۷ می باشد، لنگر وارد بر هر تیرچه برابر خواهد بود با:

$$M_u = \frac{(0.7 \times q_u) \times 7.5^2}{8} = \frac{(0.7 \times 10.51) \times 7.5^2}{8} = 51.73\ kN.m$$

با فرض استفاده از دو عدد میلگرد $\varphi 16 \times$ ۲ در هر تیرچه و با فرض مقطع T شکل:



$$d = 300 - 20 - 8 = 272\ mm$$

$$a = \frac{A_s(F_y)}{(b_E)(0.85 f_c')} = \frac{804 \times 400}{700 \times 0.85 \times 20} = 27.02\ mm < 50\ mm$$

$$M_n = A_s F_y \left(277 - \frac{a}{2}\right) = 804 \times 300 \times \left(277 - \frac{27.02}{2}\right) = 63.55\ kN.m$$

$$M_u = 56.58 < 0.9 \times M_n = 57.2\ kN.m \quad OK.$$

- میلگردهای طولی بسته به سایز میلگرد ممکن است S400 باشد (به ویژه برای سایز $\varphi 14$ و $\varphi 16$). با توجه به اینکه در تیرچه های بلند خیز تعیین کننده مساحت میلگردهای کششی خواهد بود، برای طرح اولیه بر اساس خمش بهتر است تنش تسلیم میگلردها Fy=300 MPa فرض شود (حتی اگر در اجرا S400 استفاده شود).

- در محاسبه میلگرد کششی به حداقل و حداکثر درصد میلگرد نیز باید توجه شود:

کنترل حداقل میلگرد:

$$\frac{A_s}{b_w d} = \frac{2(2 \times 201)}{200 \times 272} 0.01478 \geq \rho_{min} = \left(Max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y}\right) = Max\left(\frac{1.4}{400}, \frac{0.25\sqrt{20}}{400}\right)\right) = 0.0035 \quad OK$$

کنترل حداکثر میلگرد (با توجه به اینکه بتن فشاری در داخل بال قرار گرفته، مقطع مستطیلی عمل می کند):

$$\left(\frac{A_s}{bd} = \frac{2(2 \times 201)}{700 \times 272} = 0.0042\right) \leq \left(\rho_{max} = 0.85 \frac{f_c'}{f_y} \beta_1 \frac{3}{8} = 0.85 \frac{20}{300} \times 0.85 \times \frac{3}{8}\right) = 0.018 \quad OK$$

- همچنین در رابطه با میلگردهای طولی تیرچه به بند زیر از استاندارد ۲۹۰۹-۱ (چاپ ۱۳۹۵) توجه کنید:

> **۵-۱-۱-۲ ویژگی میلگردهای زیرین (میلگرد کششی اصلی و تقویتی)**
>
> حداقل تعداد میلگردهای زیرین دو عدد بوده و باید از نوع آجدار باشد که باید از نوع گرم نوردیده (آج ۳۴۰ ، آج ۴۰۰ و آج ۵۰۰) یا سردنورد دیده باشد، دو میلگرد زیرین باید در سرتاسر طول تیرچه ادامه یابند.
>
> قطر اسمی میلگردهای زیرین نباید از ۸ میلی‌متر کم‌تر و از ۱۶ میلی‌متر بیش‌تر باشد. در مورد تیرچه‌هایی که ضخامت بتن پاشنه تیرچه ۵/۵ سانتی‌متر یا بیش‌تر باشد می‌توان حداکثر قطر اسمی میلگرد را تا ۲۰ میلی‌متر افزایش داد.

۲٤-۸- آرماتور فوقانی (بالایی)

طبق جدول زیر از استاندارد ۲۹۰۹-۱ (چاپ ۱۳۹۵) برای میلگرد فوقانی $\varphi 14$ مناسب می باشد. میلگرد فوقانی نقش میلگرد فشاری را دارد و در کاهش خیز موثر است.

۵-۱-۱-۳ ویژگی میلگرد بالایی

میلگرد بالایی می‌تواند از نوع گرم نوردیده با آج ۳۴۰ و بالاتر یا سرد نوردیده باشد.

حداقل قطر اسمی میلگردهای بالایی بر حسب طول تیرچه باید مطابق جدول ۱ باشد.

جدول ۱ – قطر اسمی میل‌گردهای بالایی

طول تیرچه (متر)	قطر اسمی میل‌گرد بالایی (میلی‌متر)	قطر اسمی میلگرد بالایی در صورت استفاده از جوش قوس الکتریکی با گاز محافظ CO_2 (میلی‌متر)
تا ۴	۶	۸
۴ تا ۵/۵	۸	۱۰
۵/۵ تا ۷	۱۰	۱۲
۷ تا ۸	۱۲	۱۴

۲٤-۹- آرماتور منفی

طبق نشریه ۵۴۳، مساحت لازم برای میلگرد منفی حداقل برابر 0.15 مساحت میلگردهای مثبت می باشد. مساحت میلگرد مثبت برای هر تیرچه $۲\varphi 16$ معادل $۴۰۰\ mm^2$ میباشد، بنابراین باید مساحت مقطع میلگرد منفی حداقل برابر $۰.۱۵ \times ۴۰۰ = ۶۰\ mm^2$ باشد. می توان از میلگرد $\varphi 10$ در هر تیرچه استفاده کرد.

۶) باوجود طرح تیرچه‌ها با فرض تکیه‌گاه ساده، لازم است تا آرماتور منفی معادل ۱۵درصد سطح مقطع آرماتورهای کششی وسط دهانه، در روی تکیه‌گاه اضافه شود. این میلگردها حداقل تا فاصله‌ی $\frac{۱}{۵}$ دهانه آزاد از تکیه‌گاه به طرف داخل دهانه ادامه می‌یابند.

۲٤-۱۰- کلاف میانی

سطح مقطع آرماتورهای کلاف میانی باید حداقل برابر با نصف آرماتورهای کششی تیرچه باشد. با توجه به اینکه میلگردهای کششی $۴\varphi 16$ می باشند، می توان از دو عدد میلگرد $\varphi 16$ استفاده کرد.

۲٤-۱۱- آرماتور عرضی

هدف از میلگرد عرضی (زیگزاگ):

۱- میلگردهای عرضی به عنوان اعضای مورب خرپا برای حمل و نقل و حفظ پایداری خرپا لازم است.

۲- تامین مقاومت برشی تیرچه

کنترل برش تیرچه ها همانند کنترل تیرهای بتنی عادی مباشد با این تفاوت که با توجه به امکان بازپخش بارها در تیرچه های مجاور آیین نامه اجازه می دهد مقاومت برشی بتن را در تیرچه ها ۱۰ درصد افزایش دهیم (به بند زیر از ACI-318-19 توجه کنید).

9.8—Nonprestressed one-way joist systems

9.8.1.5 V_c shall be permitted to be taken as 1.1 times the value calculated in 22.5.

$$V_u = \frac{q_u \times 0.7 \times (L - 2 \times d)}{2} = \frac{10.51 \times 0.7 \times (7.5 - 2 \times 0.272)}{2} = 25.59\ kN$$

$$1.1 \times \varphi V_c = 1.1 \times \varphi \times 0.17 \times \sqrt{f_c'} b_w d = 1.1 \times 0.75 \times 0.17 \times \sqrt{20} \times (200 \times 272) = 34.12\ kN$$

$$V_u < 1.1\varphi V_c + \varphi V_s$$

$25.59 \leq 34.12 + \varphi V_s \quad \rightarrow$ به لحاظ محاسباتی آرماتور برشی لازم نیست

آرماتور برشی حداقل نیاز است. با فرض اینکه آرماتورهای عرضی دوبل $\varphi 4.5$ و با فواصل cm۱۵ باشد:

$$\varphi V_s = 0.75 \times A_v \frac{d(Sin\alpha + Cos\alpha)}{s} f_{yt} = 0.75 \times (2 \times 31.70) \times \frac{273(0.95 + 0.28)}{150} 300 = 31.9kN$$

$$A_{v-min} = \frac{0.35 b_w s}{F_y} = 35\ mm^2 < 2 \times 31.70\ OK$$

- توجه شود که هدف از میلگردهای عرضی (زیگزاگ) تنها تامین مقاومت برشی نیست.

ضوابط زیر مربوط به نشریه ۵۴۳ میباشد:

۲) حداقل سطح مقطع آرماتورهای عرضی برابر $0.35\frac{b_w.s}{f_y}$ می‌باشد که b_w عرض جان تیرچه، s فاصله دو میلگرد عرضی متوالی و f_y مقاومت مشخصه فولاد آرماتورهای عرضی برحسب MPa (N/mm^2) می‌باشد.

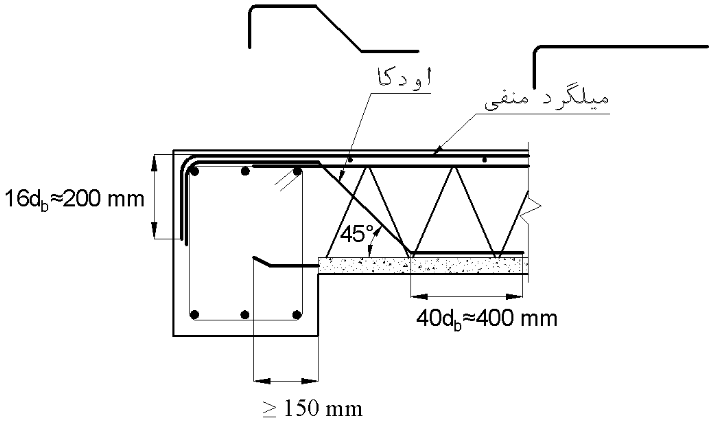
۳) قطر میلگردهای عرضی از ۵ میلی‌متر تا ۱۰ میلی‌متر تغییر می‌کند. حداقل قطر برای خرپای با میلگردهای عرضی منفرد، ۶ میلی‌متر و برای خرپای با میلگردهای عرضی مضاعف، ۵ میلی‌متر است. در مورد خرپاهای کارخانه‌ای، میلگردهای عرضی از نوع نیم‌سخت و به صورت مضاعف می‌باشند. چنانچه کارخانه‌ی تولیدی از تکنیک نقطه‌ی جوش اتوماتیک استفاده نماید، می‌توان از دو میلگرد هر یک به قطر حداقل ۴ میلی‌متر استفاده نمود.

۴) حداقل زاویه میلگرد عرضی نسبت به خط افق، ۳۰ درجه است و این زاویه معمولاً از ۴۵ درجه کمتر نیست.

۵) فاصله میلگردهای عرضی متوالی در تیرچه‌ها، حداکثر ۲۰ سانتی‌متر است.

۶) استفاده از آرماتور با نورد سرد برای آرماتور عرضی بلامانع است.

- تذکر مهم (از طرف *مهندس عدالتی*، با سپاس از ایشان): در اجرای سقف تیرچه بلوک برای سهولت قرارگیری تیرچه در داخل تیر، ممکن است حدود ۲۰ الی ۴۰ سانتیمتر از آرماتور زیگزاگ (آرماتور عرضی تیرچه) برش داده شود. در این حالت باید به دو مورد زیر توجه شود.
  - با توجه به اینکه حداکثر برش در تکیه گاه تیرچه رخ میدهد، توصیه میشود از میلگرد اودکا استفاده شود.



  - در صورت عدم شمع بندی درست و نبود استحکام کافی در بر تکیه گاه پس از بتن ریزی ممکن است در بر تکیه گاه تیرچه دارای خیز باشد و بنابراین توصیه میشود یک چهارتراش و شمع در بر تکیه گاه تیرچه قرار داده شود.

- به ضوابط زیر از استاندارد ۲۹۰۹-۱ (چاپ ۱۳۹۵) نیز توجه شود:

۵-۱-۱-۳ ویژگی میلگردهای عرضی (زیگزاگ)

میلگردهای عرضی می‌تواند به‌صورت منفرد یا به‌صورت مضاعف به‌کار برده شوند. میلگرد عرضی می‌تواند هم از نوع آجدار و هم از نوع ساده باشد (شکل ۴). میلگرد عرضی می‌تواند از نوع گرم نوردیده (آج ۳۴۰ و س ۲۴۰) و یا سردنوردیده باشد. قطر اسمی میلگردهای عرضی گرم نوردیده نباید از ۶ میلی‌متر و میلگردهای سرد نوردیده نباید از ۴ میلی‌متر کم‌تر باشد.

در صورت استفاده از میلگردهای سرد نوردیده با قطر اسمی کمتر از ۶ میلی‌متر به‌عنوان میلگرد عرضی، تعدادآن‌ها در تیرچه باید حداقل دو ردیف باشد.

یادآوری- در صورت استفاده از جوش قوس الکتریکی با گاز محافظ CO_2 قطر اسمی میلگردهای عرضی گرم نوردیده نباید از ۸ میلی‌متر و میلگردهای عرضی سردنوردیده نباید از ۶ میلی‌متر کم‌تر باشد.

۲۵-کنترل خیز تیرچه

۲۵-۱- روش تقریبی

مبحث نهم ویرایش ۹۹:

۹-۱۱ تیرها

۹-۱۱-۱-۱ ضوابط این فصل به طراحی تیرهای ساده، تیرهای مرکب بتنی، تیرچه‌های یک طرفه و تیرهای عمیق غیر پیش تنیده در حالت حدی نهایی مقاومت، اختصاص دارند.

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 خیز (افتادگی) الزامی نمی‌باشد؛ به شرط آن که این تیرها به قطعات غیر سازه‌ای مانند تیغه‌ها متصل نباشند و یا آن‌ها را نگه داری نکنند، و خیز زیاد در آن‌ها خسارتی ایجاد نکند.

جدول ۹-۱۱-۱ حداقل ارتفاع تیر

عضو	تکیه‌گاه‌های ساده	تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	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 مگاپاسکال می‌باشند. 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 $(0.4+f_y/700)$ ضرب شوند.

با توجه به جدول فوق و با فرض اینکه ارتفاع کلی تیرچه h=300 mm باشد:

اگر در طراحی خمشی تیرچه مقاومت تسلیم میلگردهای طولی تیرچه $F_y = 400\ MPa$ فرض شده باشد، حداکثر طول تیرچه های دوسرمفصل برابر خواهد بود با:

$$\frac{L}{16}\left(0.4+\frac{400}{700}\right) \le (h=300) \quad \rightarrow \quad L < 4663\ mm = 4.66\ m$$

با فرض $F_y = 300\ MPa$:

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

- در مبحث نهم محدودیت جدول سخت گیرانه شده است و بنابراین 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

پرسش و پاسخ در تلگرام:

سلام. وقت به خیر. چرا با توجه به رابطه موجود در تبصره جدول ۹-۱۷-۲ در مورد حداقل ضخامت دال یک طرفه یا تیر، هر چه فولاد تنش تسلیم بیشتری داشته باشد باید ضخامت بیشتر باشد؟ در واقع چرا افزایش تنش تسلیم افزایش خیر را به دنبال دارد؟

با سلام، مقدار خیز در تیر بستگی به EI تیر دارد. و مقدار EI در تیرهای بتنی نیز بستگی به مساحت فولادها دارد. یعنی با تغییر As فولادها، ممان اینرسی معادل مقطع بتنی نیز تغییر کرده و خیز تغییر می کند. با افزایش Fy طراح مسلما تعداد میلگردهای کمتری را برای جواب گرفتن از خمش استفاده خواهد کرد. یعنی سازه هایی که با میلگردهای با Fy طراحی می شوند، نسبت به سازه هایی که با میلگرد با Fy کمتر طراحی می شوند، مساحت میلگرد کمتری دارند (با فرض ابعاد تیر یا دال یکسان و بارگذاری یکسان) بنابراین:

افزایش تنش تسلیم = کاهش مساحت میلگرد کششی در مقطع = افزایش خیز تیر تحت بارهای سرویس

۲۵-۲- محاسبه دقیق خیز تیرچه توسط نرم افزار SAFE

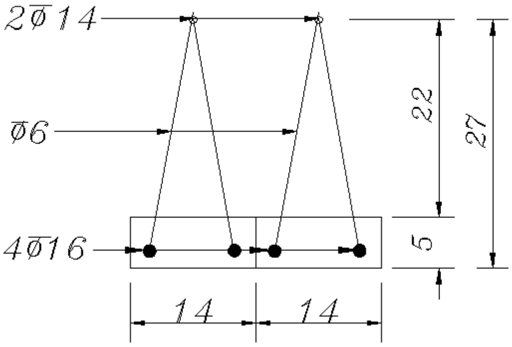
جهت محاسبه دقیق خیز تیرچه از روش ارائه شده در ACI-209 (۲۰۰۸) و نیز نرم افزار SAFE استفاده شده است.

طول تیرچه: m۷.۵

میلگرد تحتانی هر یک از تیرچه ها: $2 \times \varphi 16$،

میلگرد فوقانی هر کدام از تیرچه ها: $1 \times \varphi 14$،

رده بتن:C20،   رده فولاد طولی: S400



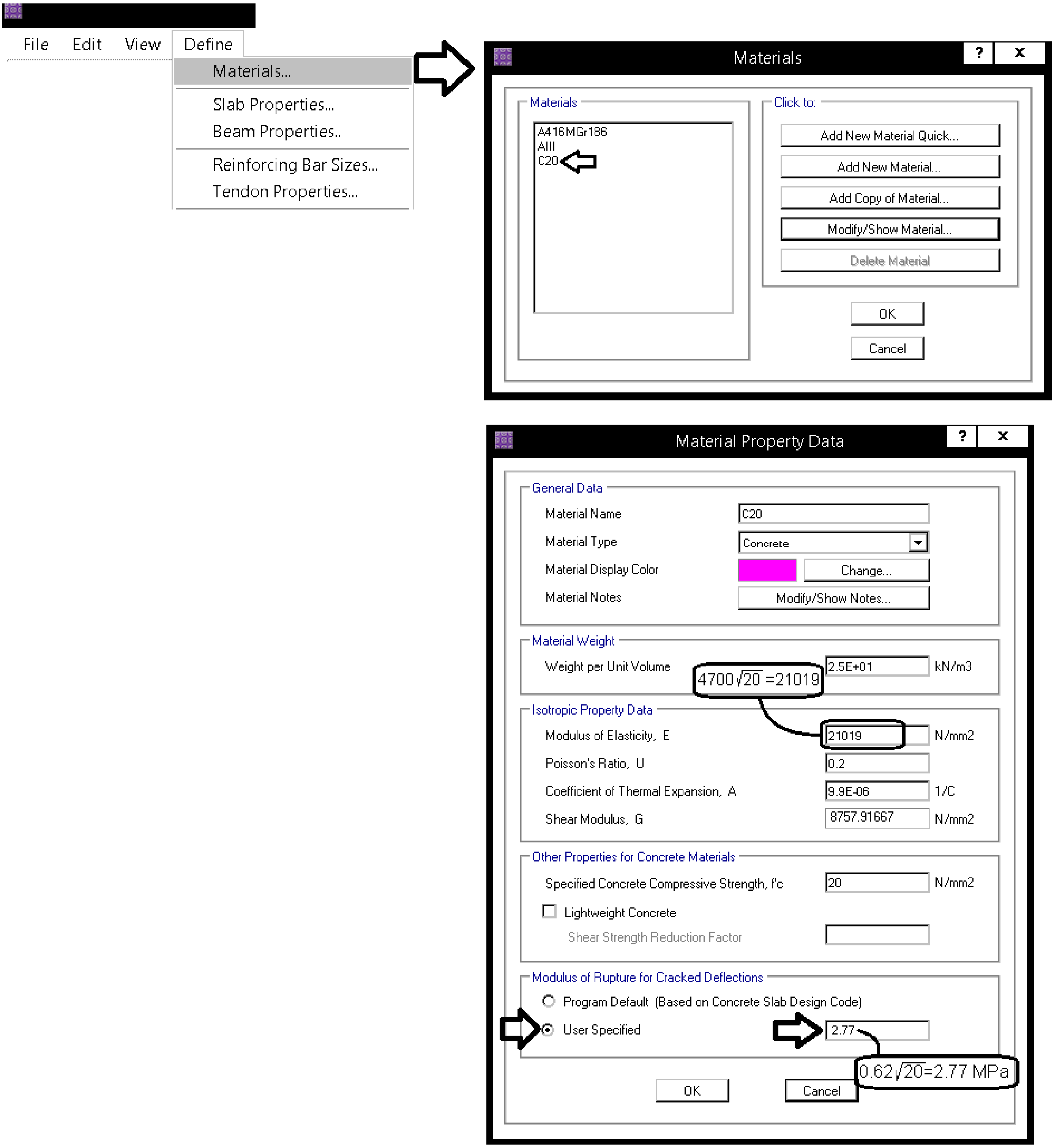
وزن مترمربع بتن تیرچه ها: $D = 3.0357\frac{kN}{m^2}$

وزن کفسازی +تیغه بندی: $SD + P = 3\frac{kN}{m^2}$

بار زنده: $L = 2\frac{kN}{m^2}$

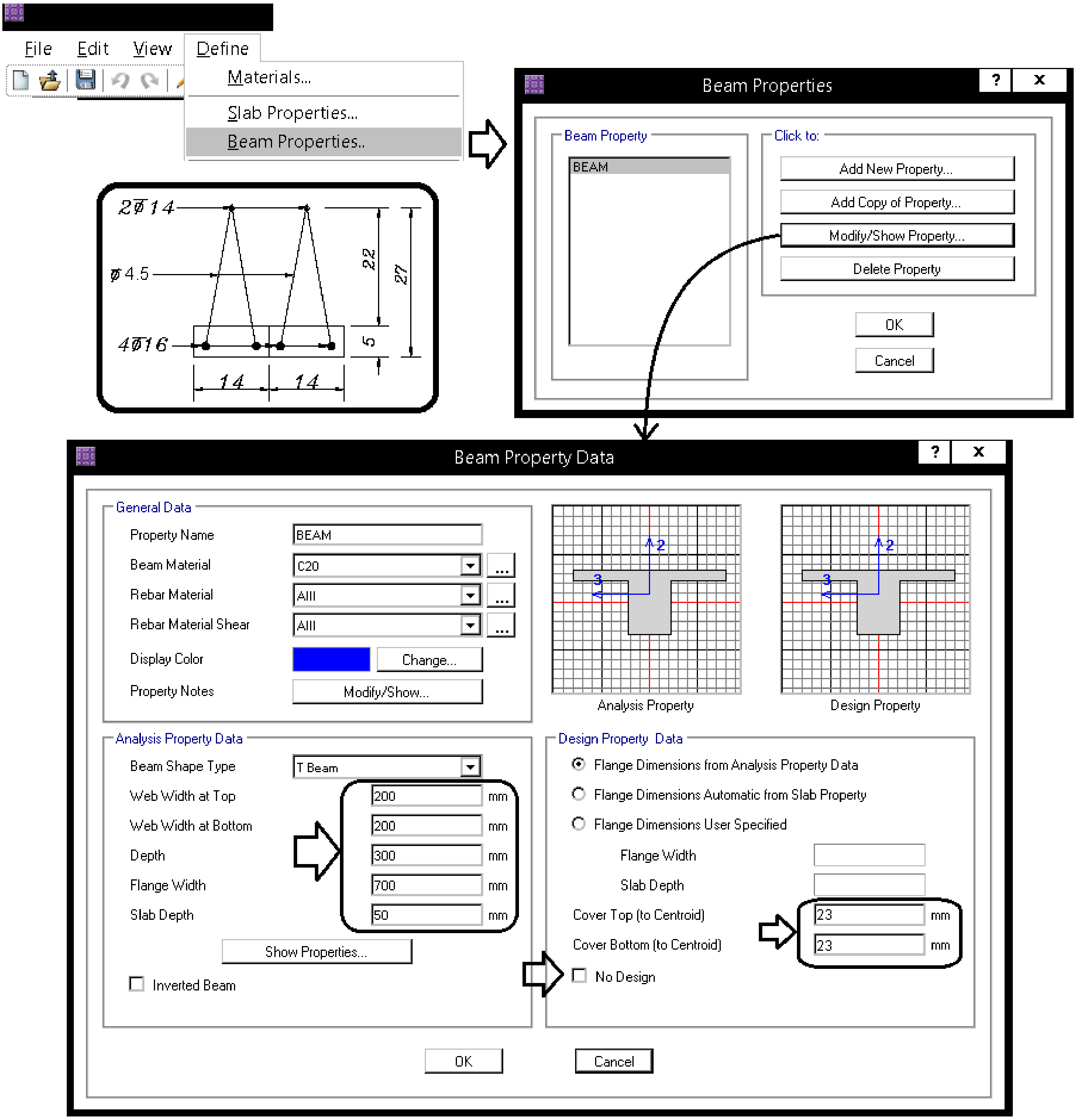
مراحل گام به گام مدلسازی و کنترل خیز تیرچه به صورت تصویری نشان داده شده است.

۱- یکی از موارد موثر در خیز، مدول الاستیسیته بتن میباشد که باید مطابق شکل زیر بررسی و اصلاح شود.

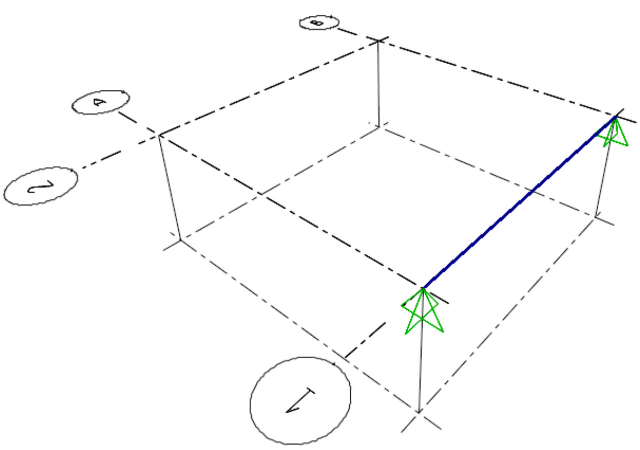


توجه شود که اصلاح مدول گسیختگی (Modulus of Rupture) مطابق شکل فوق تنها برای کنترل خیز تیرها و تیرچه ها مجاز است

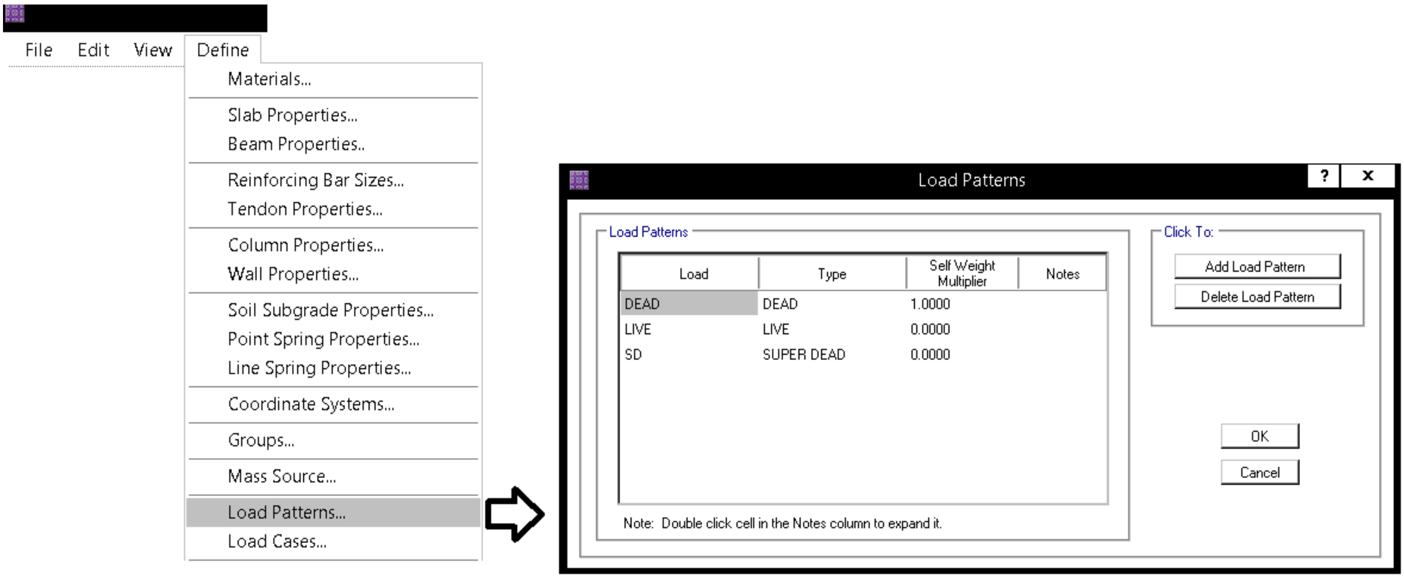
۲- مطابق شکل زیر یک تیر T شکل با ابعاد تیرچه مورد نظر تعریف کنید.



۳- مطابق شکل زیر یک تیر با مقطع فوق ترسیم کرده و در دو انتهای آنها تکیه گاه مفصلی ثابت اعمال کنید.



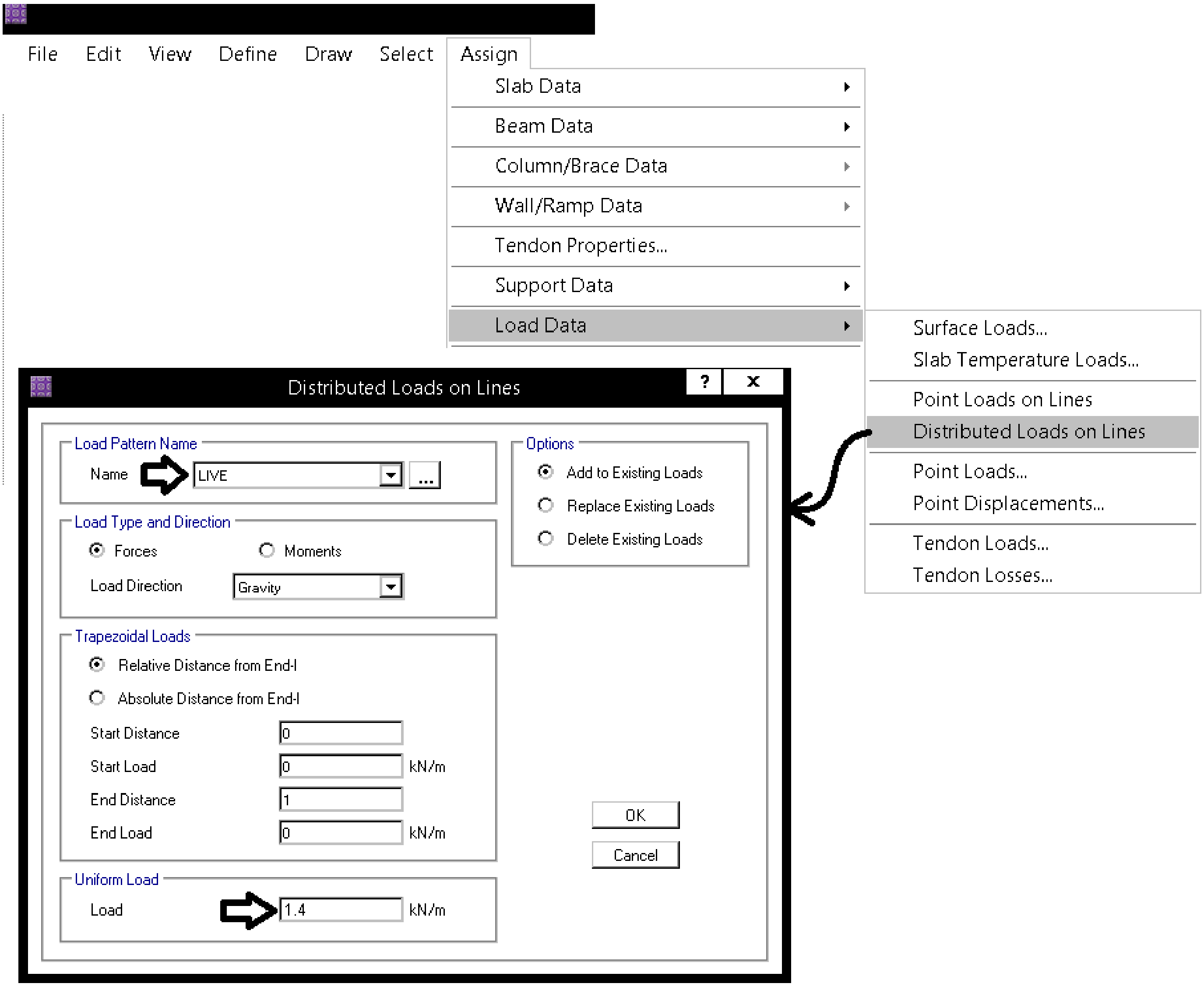
۴- در قسمت تعریف بارها، بارهای زنده (LIVE) و مرده اضافی (SD) را تعریف نمایید



۵- تیر رسم شده را انتخاب کرده و مطابق شکل زیر بار زنده و مرده مد نظر را وارد کنید.

در این مثال بار زنده برابر LIVE=2 kN/m^2 و بار مرده کف سازی + تیغه بندی برابر SD =2+1=3 kN/m^2 در نظر گرفته شده است.

مقادیر فوق بر واحد سطح (مترمربع) می باشند. با توجه به اینکه عرض تیر برابر ۰.۷m می باشد. بار وارد بر تیر برابر LIVE= $2 \times 0.7 = 1.4\ kN/m$ و SD $= 3 \times 0.7 = 2.1\ kN/m$ خواهد بود.



۶- نرم افزار SAFE جهت محاسبه تغییر شکل بلند مدت (ناشی از خزش و جمع شدگی) از روش پیشنهاد شده در ACI-209 استفاده میکند. این روش با روش ارائه شده در ACI-318 تفاوت دارد. خلاصه روش ACI-209 در فلوچارت زیر نمایش داده شده است. جهت اطلاعات بیشتر میتوانید به کتاب محاسب حرفه ای نوشته آقای مهندس آقازاده مراجعه نمایید.

creep coefficient $=\varphi(t, t_0)=\dfrac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$

زمان بارگذاری (روز)

$\varphi_u=2.35\gamma_c$

$\boxed{\gamma_c=\gamma_{la}\cdot\gamma_\lambda\cdot\gamma_{vs}\cdot\gamma_s\cdot\gamma_\psi\cdot\gamma_a}$

Shrinkage strain $=(\varepsilon_{sh})_t=\dfrac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$

زمان بارگذاری (روز)

$(\varepsilon_{sh})_u=780\times10^{-6}\gamma_{sh}$

$\boxed{\gamma_{sh}=\gamma_{cp}\cdot\gamma_\lambda\cdot\gamma_{vs}\cdot\gamma_s\cdot\gamma_\psi\cdot\gamma_c\cdot\gamma_a}$

Creep

Loading age = 7 days ==> $\gamma_{la}=1$

Loading age > 7 days ==> $\gamma_{la}=1.25(t_{la})^{-0.118}$

در جهت اطمینان میتوان γ_{la} را برابر یک در نظر گرفت

Relative humidity in percent

λ = 40 percent ==> $\gamma_\lambda=1$

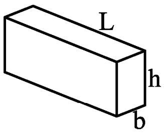
λ > 40 percent ==> $\gamma_\lambda=1.27-0.0067\lambda$

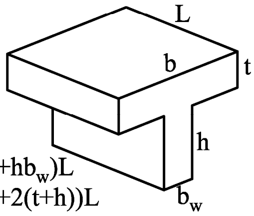
Size effect :

$\gamma_{vs}=\frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\ V/S))$

V=(bh)L

S=(2b+2h)L





V=(bt+hb$_w$)L

S=(2b+2(t+h))L

Observed slump in mm

Slump: $\gamma_s=0.82+0.00264s$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

Fine aggregate percentage: $\gamma_\psi=0.88+0.0024\Psi$

air content in percent

Air content: $\gamma_\alpha=0.46+0.09\alpha\geq1$

Shrinkage

Moist cured during a period of 7 days ==> $\gamma_{cp}=1$

Table 2.5.3 Shrinkage Correction Factors for Initial Moist Curing

Moist curing duration, days	Shrinkage γ_{cp}
1	1.2
3	1.1
7	1.0
14	0.93
28	0.86
90	0.75

Relative humidity in percent

$40\leq\lambda\leq80$ ==> $\gamma_\lambda=1.4-0.0102\lambda$

$80\leq\lambda\leq100$==> $\gamma_\lambda=3-0.030\lambda$

در اکثر موارد رطوبت نسبی حداقل ۴۰ درصد میباشد و در جهت اطمینان میتوان γ_λ را برابر یک گرفت

Size effect : $\gamma_{vs}=1.2(\exp(-0.00472\ V/S))$

Observed slump in mm

Slump: $\gamma_s=0.89+0.041s$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

$\Psi\leq50$ percent ==> $\gamma_\psi=0.3+0.014\Psi$

$\Psi>50$ percent ==> $\gamma_\psi=0.9+0.002\Psi$

Cement content in kg/m³

Cement content: $\gamma_c=0.75+0.00061c$

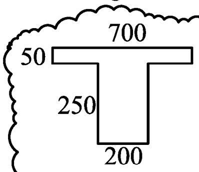
air content in percent

Air content: $\gamma_\alpha=0.95+0.008\alpha\geq1$

مثال

زمان شروع بارگذاری = ۷ روز ==> $\gamma_{la}=1$

رطوبت نسبی هوا= ۴۰ درصد ==> $\gamma_\lambda=1$



$$\frac{V}{S}=\frac{(bt+hb_w)L}{(2b+2(t+h))L}=\frac{700\times50+250\times200}{2\times700+2\times300}=42.5\text{ mm}$$

creep:

$\gamma_{vs}=\frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\ V/S))\cong1$

Shrinkage:

$\gamma_{vs}=1.2(\exp(-0.00472\ V/S))\cong1$

فرض ==> $\gamma_s=1$ فرض ==> $\gamma_c=1$

فرض ==> $\gamma_\psi=1$ فرض ==> $\gamma_a=1$

creep coefficient $=\varphi(t, t_0)=\dfrac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$

(t=∞) ضریب خزش بلند مدت $=\dfrac{(\infty)^{0.6}}{10+(\infty)^{0.6}}2.35=2.35$

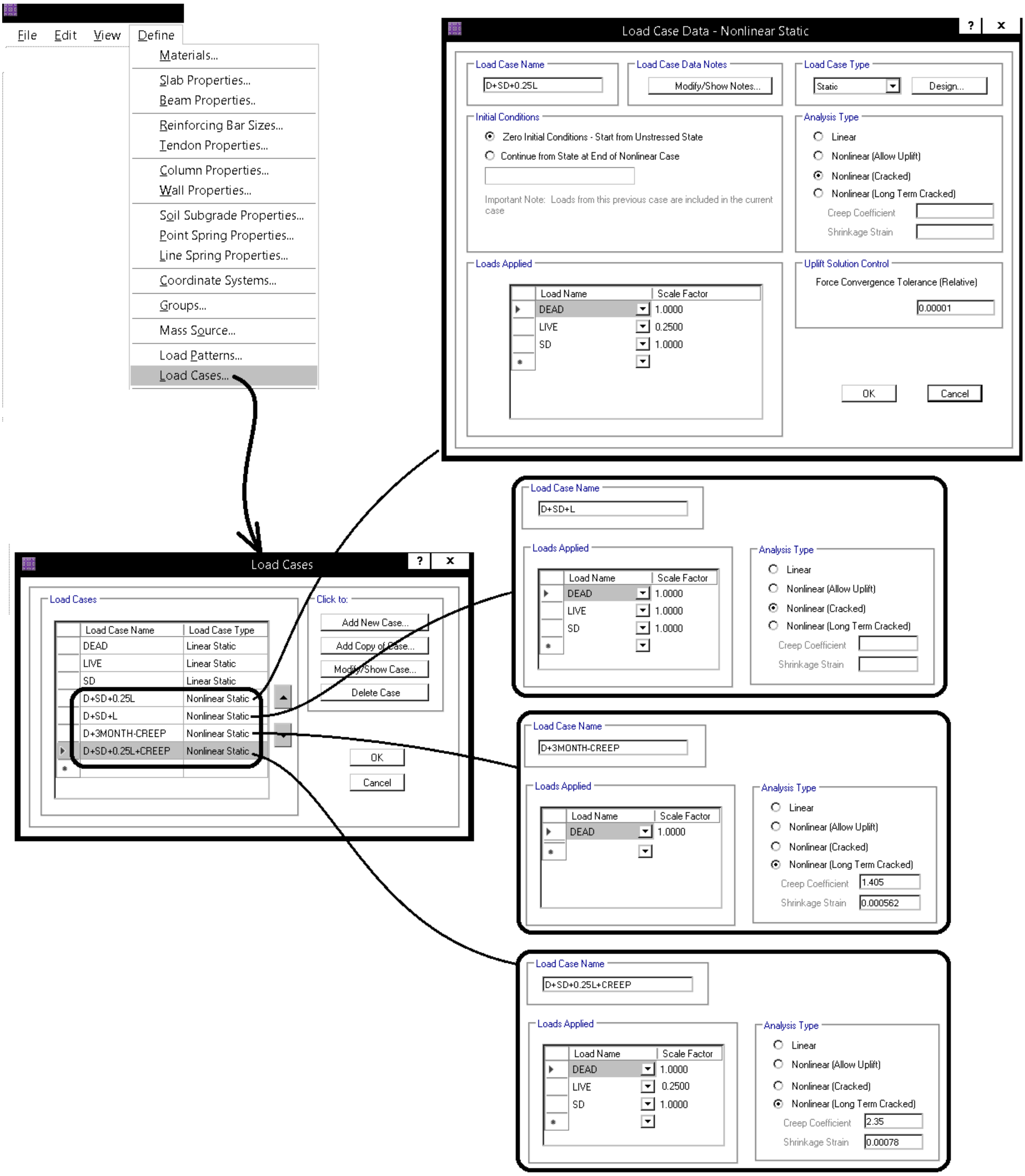
(t=90) ضریب خزش ۳ ماهه $=\dfrac{(90)^{0.6}}{10+(90)^{0.6}}2.35=1.4$

Shrinkage strain $=(\varepsilon_{sh})_t=\dfrac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$

(t=∞) ضریب جمع شدگی بلند مدت $=\dfrac{(\infty)}{35+(\infty)}780\times10^{-6}=780\times10^{-6}$

(t=90) ضریب جمع شدگی ۳ ماهه $=\dfrac{(90)}{35+(90)}780\times10^{-6}=562\times10^{-6}$

۷- ترکیب بارهای غیر خطی را مطابق شکل زیر تعریف نمایید

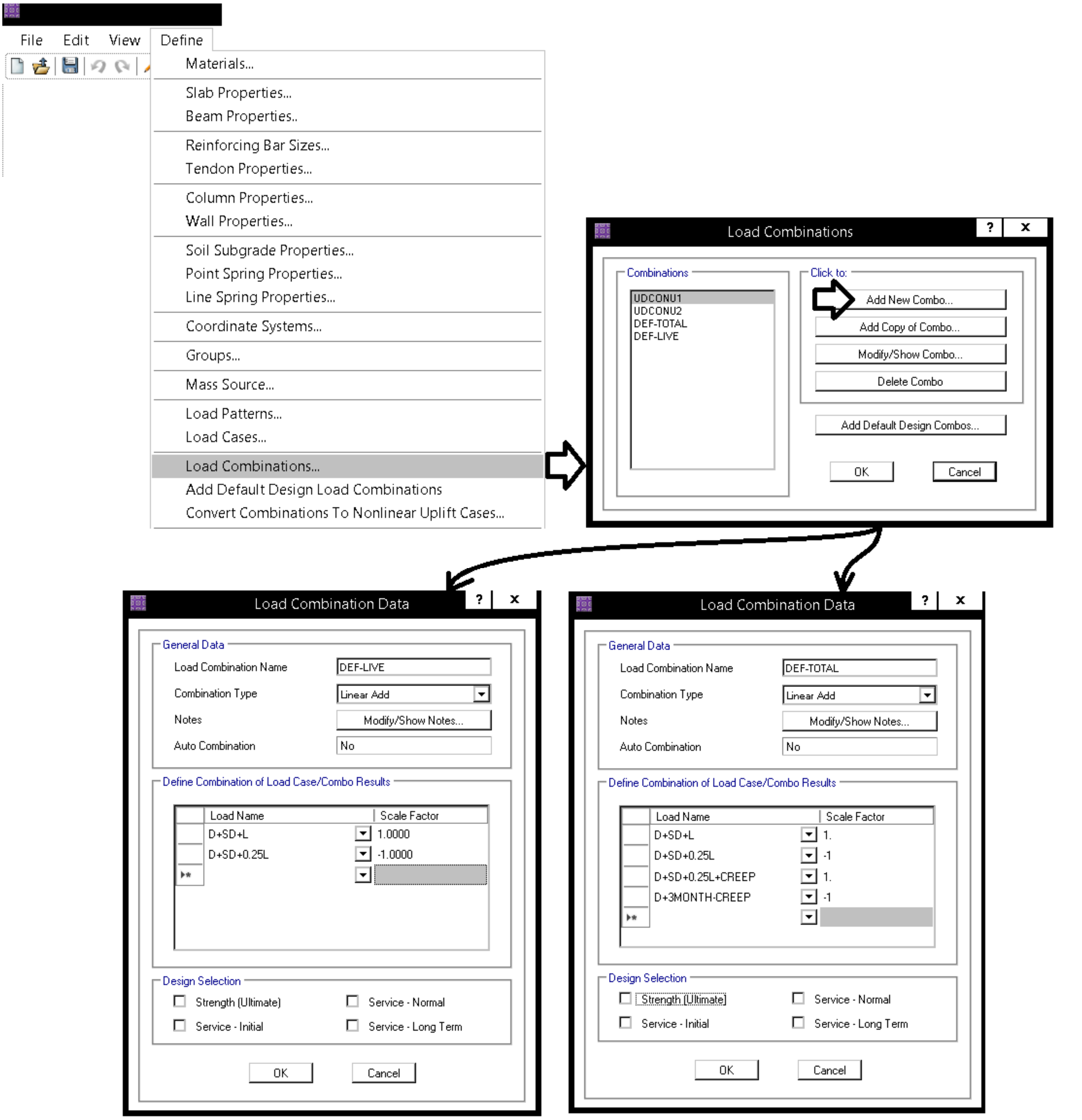


خیز کل سقف (پس از اتصال اجزای غیر سازه ای) برابر خواهد بود با:

$$\Delta = (D + SD + L) - (D + SD + 0.25L) + (D + SD + 0.25L + CREEP) - (D + 3MONTH - CREEP) < \frac{L}{240}$$

در رابطه فوق فرض شده است، وزن خود تیرچه ها و خزش سه ماهه آن (D+3MONTH-CREEP)، قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای اعمال میشود. بررسی های انجام شده بنده نشان میدهد <u>**محاسبات SAFE در رابطه با ممان اینرسی ترک خورده مقطع تیر (BEAM ELEMENT) در مواردی که تار خنثی در بال مقطع قرار نگیرد، دارای خطا میباشد**</u>. این خطای محاسباتی در خلاف جهت اطمینان میباشد (قابل اغماض). <u>**برای جبران این خطا راین توصیه میشود تنها خیز مربوط به بار مرده تیرچه (و خزش ۳ ماهه) آن از تغییرشکل کل کاسته شود**</u>. گرچه بخشی از خیز مربوط به بارهای SD قبل از اتصال اجزای غیر سازه ای اتفاق می افتد، با توجه به خطای فوق بهتر است در جهت اطمینان از منظور کردن این بخش از خیز در محاسبات صرف نظر شود.

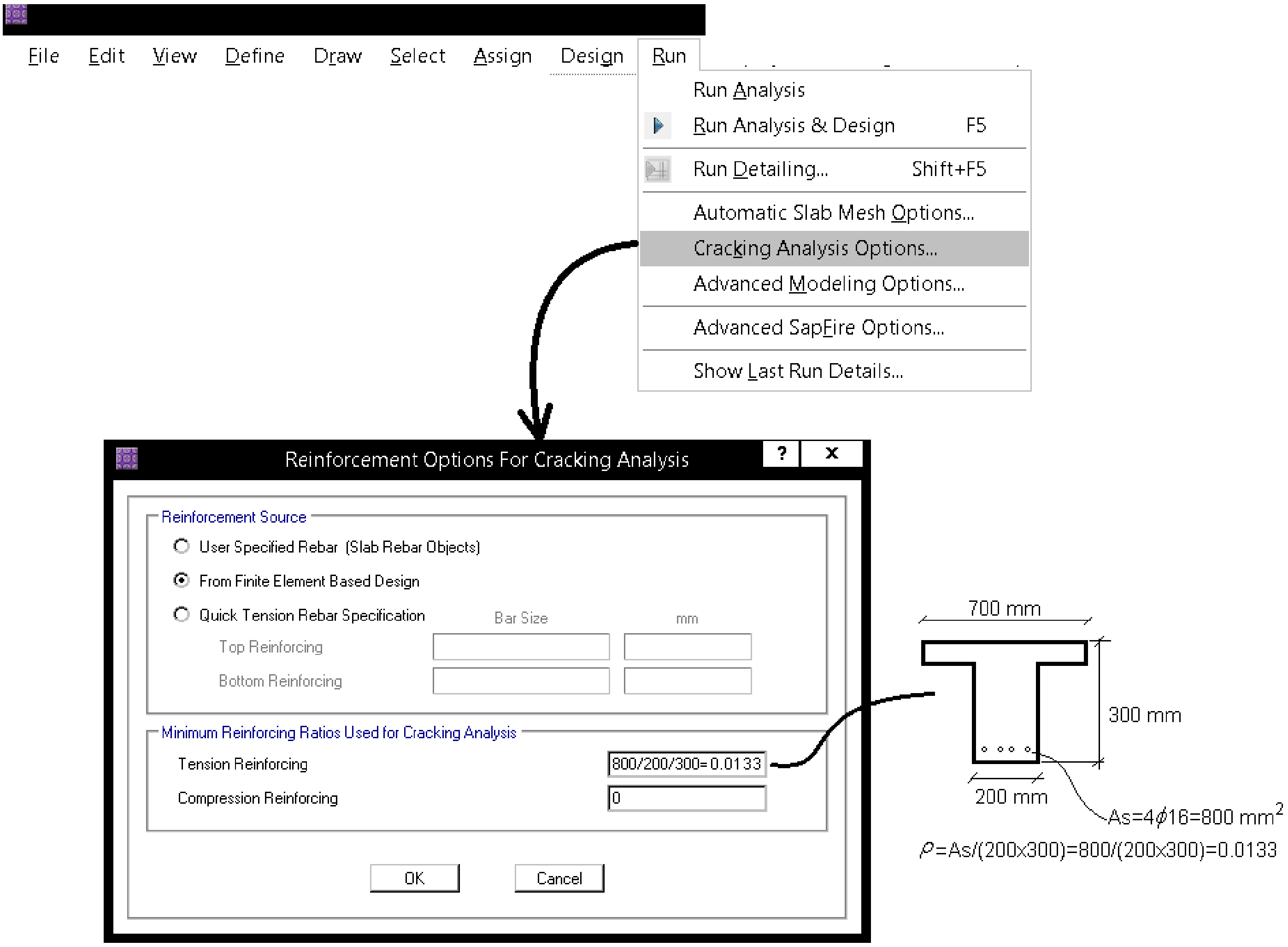
۸- ترکیب بار مربوط به خیز کل را مطابق شکل زیر تعریف کنید


File
Edit
View
Define
Materials...
Slab Properties...
Beam Properties..
Reinforcing Bar Sizes...
Tendon Properties...
Column Properties...
Wall Properties...
Soil Subgrade Properties...
Point Spring Properties...
Line Spring Properties...
Coordinate Systems...
Groups...
Mass Source...
Load Patterns...
Load Cases...
Load Combinations...
Add Default Design Load Combinations
Convert Combinations To Nonlinear Uplift Cases...
Load Combinations
Combinations
UDCONU1
UDCONU2
DEF-TOTAL
DEF-LIVE
Click to:
Add New Combo...
Add Copy of Combo...
Modify/Show Combo...
Delete Combo
Add Default Design Combos...
OK
Cancel
Load Combination Data
General Data
Load Combination Name
DEF-LIVE
Combination Type
Linear Add
Notes
Modify/Show Notes...
Auto Combination
No
Define Combination of Load Case/Combo Results
Load Name
Scale Factor
D+SD+L
1.0000
D+SD+0.25L
-1.0000
Design Selection
Strength (Ultimate)
Service - Normal
Service - Initial
Service - Long Term
OK
Cancel
Load Combination Data
General Data
Load Combination Name
DEF-TOTAL
Combination Type
Linear Add
Notes
Modify/Show Notes...
Auto Combination
No
Define Combination of Load Case/Combo Results
Load Name
Scale Factor
D+SD+L
1.
D+SD+0.25L
-1
D+SD+0.25L+CREEP
1.
D+3MONTH-CREEP
-1
Design Selection
Strength (Ultimate)
Service - Normal
Service - Initial
Service - Long Term
OK
Cancel

۹- تعریف میلگرد های تیرچه

مساحت میلگرد تیرچه، به ویژه میلگرد کششی آن تاثیر قابل توجهی در کنترل خیز آن دارد. ممان اینرسی مقطع ترک خورده تیرچه به شدت وابسته به مساحت میلگردهای کششی آن می باشد.

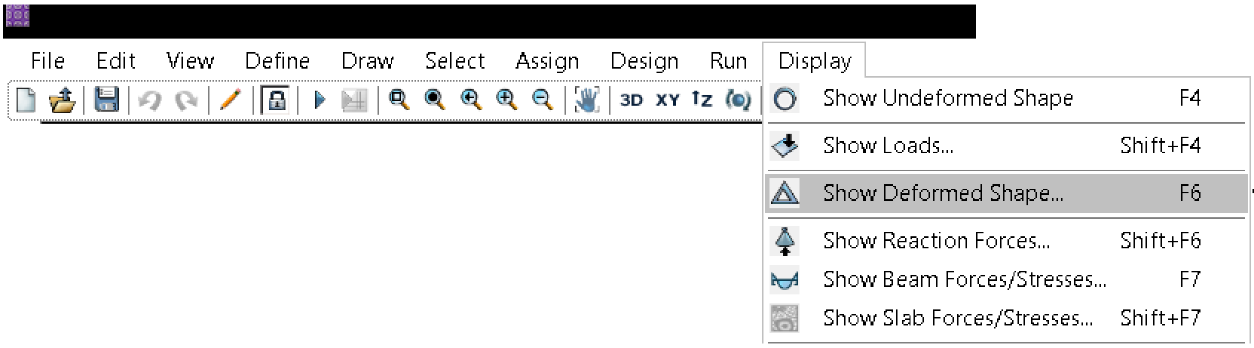
در تعریف مقطع تیرچه امکان تعریف جزئیات میلگرد آن وجود ندارد. برای معرفی مساحت میلگردها مطابق شکل زیر عمل کنید:

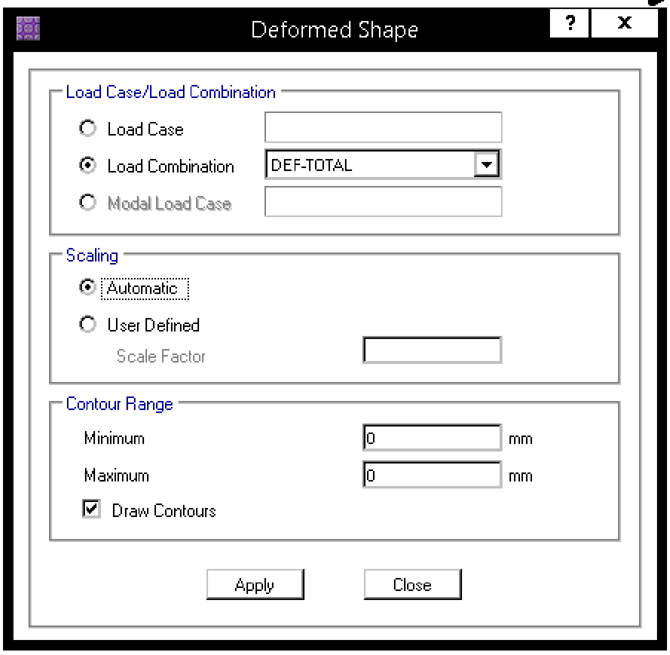


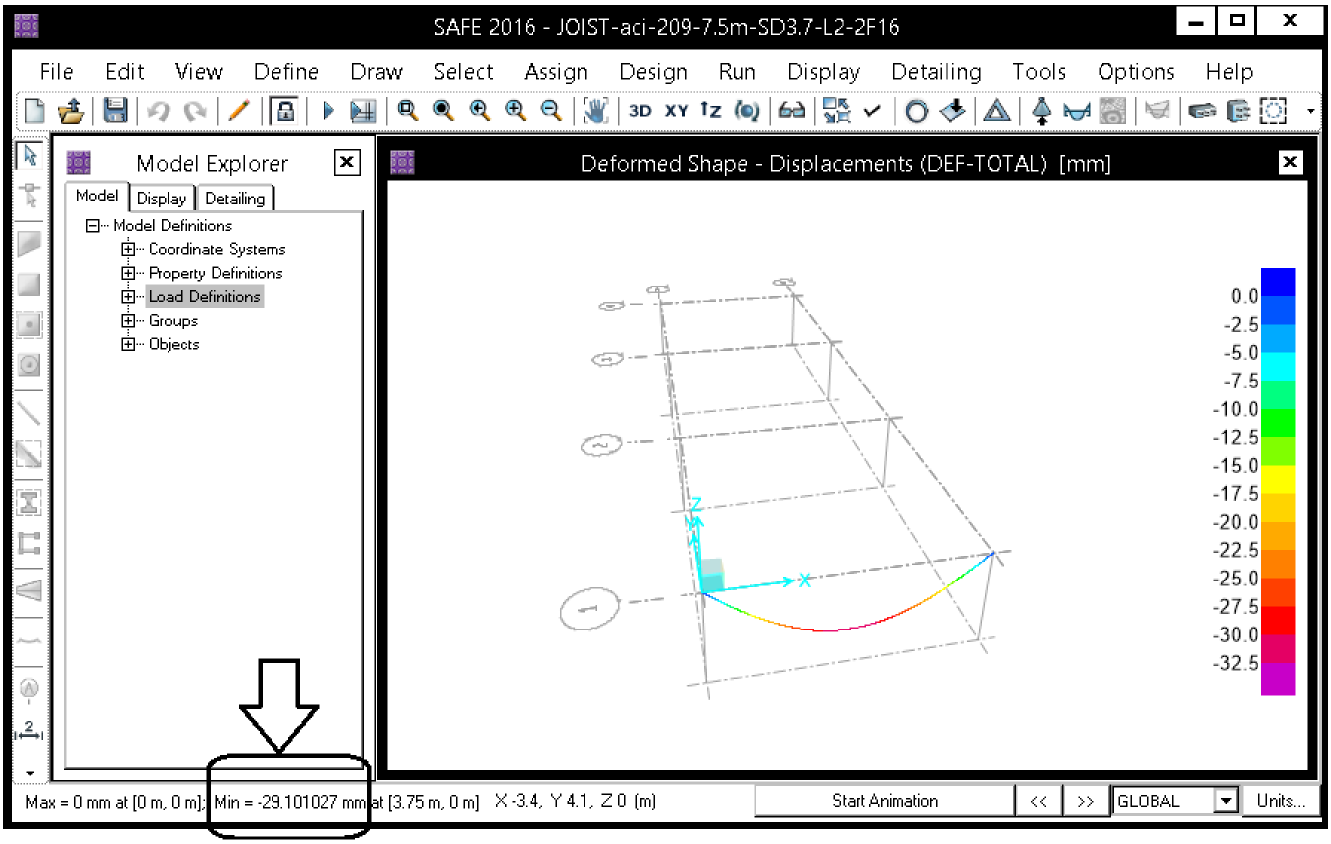
همانطور که در بند قبلی نیز اشاره کردم، محاسبات SAFE در رابطه با ممان اینرسی ترک خورده مقطع تیر (BEAM ELEMENT) در مواردی که تار خنثی در بال مقطع قرار نگیرد، دارای خطا میباشد (قابل اغماض). بر همین اساس و بر اساس تجربیات مدلسازی اینجانب، توصیه میشود از تعریف و مشخص کردن میلگرد فشاری در شکل فوق صرف نظر شود.

توجه شود که هنگام تحلیل و طراحی خود نرم افزار میلگرد خمشی کششی را محاسبه میکند (بر اساس ترکیب بارهایی که اتوماتیک در قسمت load combination تحت عنوان DCON و یا UDCON می سازد). میلگرد خمشی محاسبه شده توسط نرم افزار را میتوانید از طریق منوی Display/Show beam design… میتوانید مشاهده کنید. اگر میلگرد خمشی محاسبه شده توسط نرم افزار بیش از مقدار وارد شده در شکل فوق باشد، در محاسبه میزان خیز از مقدار محاسباتی استفاده میکند. در تیرچه های بلند معمولا میلگرد خمشی محاسبه شده کمتر از مقدار لازم برای کنترل خیز میباشد و به عبارت دیگر در هنگام کنترل عموما همین مقداری که در شکل فوق وارد کرده ایم، در محاسبات منظور میشود.

۱۰- مشاهده خیز







خیز تیرچه تحت بار زنده و کل تغییرشکل بلند که پس از اتصال اجزای غیرسازه ای ایجاد میشود، برابر ۲۹.۱ mm بدست آمد.

به همین ترتیب تغییرشکل ناشی از بار زنده نیز برابر mm ۳.۶۷ بدست میاید.

۱۱- کنترل تغییر شکل

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز کنند.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان مورد نظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن ها را نگه‌داری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کفها		$\frac{l}{360}$	
۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگه‌داری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن ها را نگه‌داری میکنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمیکند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیر سازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود؛ و در حقیقت تفاضل تغییر مکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی میشود.

کنترل خیز بلند مدت:

$$\text{تغییر مکان کل} < \begin{cases} \frac{L}{240} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد نمیکند} \\ \frac{L}{480} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد میکند} \end{cases}$$

$$\text{تغییر مکان بار زنده} < \frac{L}{360}$$

با فرض اینکه تغییر شکل زیاد در قطعات غیر سازه ای آسیب ایجاد نمی کند:

$$\Delta_{\text{بار زنده+تغییرمکان درازمدت}} = 31.427 \leq \left(\frac{L}{240} = \frac{7500}{240} = 31.25\ mm\right)\ OK$$

$$\Delta_L = 3.69 < \left(\frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83\ mm\right)\ OK$$

- طبق بند ۹-۱۹-۲-۴-۲ از مبحث نهم (ویرایش ۹۹) که در شکل فوق نیز نمایش داده شده، برای ساختمانهای متعارف مسکونی و اداری و تجاری رعایت محدودیت L/240 کفایت میکند. توجه شود که مشابه این بند در ACI-318-19 مطرح نشده است.

۲۵-۳- محاسبه خیز دقیق بر اساس روش **ACI209**

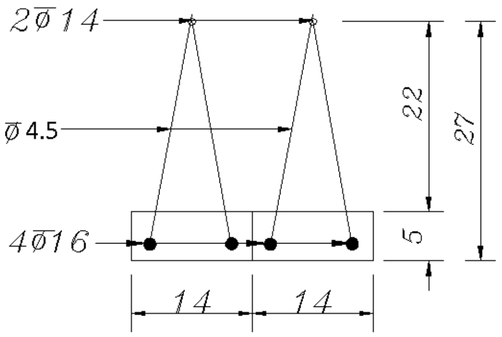
- بررسی های انجام شده بنده نشان میدهد **محاسبات SAFE در رابطه با ممان اینرسی ترک خورده مقطع تیر (BEAM ELEMENT) در مواردی که تار خنثی در بال مقطع قرار نگیرد، دارای خطا میباشد.** به همین جهت در این قسمت محاسبات دستی کنترل خیز ارائه شده است.
- مرجع نرم افزار SAFE جهت محاسبه تغییر شکل ناشی از ترک خوردگی و نیز اثرات بلند مدت ACI-209 و نیز کتاب "Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition " نوشته Ghali و همکارن میباشد.

طول تیرچه: ۷.۵m

میلگرد تحتانی هر یک از تیرچه ها: $2\times\varphi 16$،

میلگرد فوقانی هر کدام از تیرچه ها: $1\times\varphi 14$،

رده بتن:C20، رده فولاد طولی: S300



وزن مترمربع بتن تیرچه ها: $D = 3.0357\frac{kN}{m^2}$

وزن کفسازی +تیغه بندی: $SD + P = 3\frac{kN}{m^2}$

بار زنده: $L = 2\frac{kN}{m^2}$

۱- محاسبه لنگر ترک خوردگی (Mcr)

۹-۱۹-۲-۲ محاسبه‌ی تغییر مکانهای آنی و دراز مدت در تیرها و دالهای یک‌طرفه

جدول ۹-۱۹-۱ ممان اینرسی مؤثر، I_e

ممان اینرسی مؤثر، I_e	لنگر سرویس
I_g	$M_a \le \frac{2}{3}M_{cr}$
$\dfrac{I_{cr}}{1-\left(\frac{\frac{2}{3}M_{cr}}{M_a}\right)^2\left(1-\frac{I_{cr}}{I_g}\right)}$	$M_a > \frac{2}{3}M_{cr}$

در روابط جدول ۹-۱۹-۱، M_{cr} لنگر خمشی ترک خوردگی مقطع بوده و بر اساس رابطه‌ی (۹-۱۹-۱) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \qquad (۹-۱۹-۱)$$

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f_c'} \qquad (۹-۳-۱)$$

۹-۳-۶ مدول الاستیسیته‌ی بتن، E_c

۹-۳-۶-۱ مدول الاستیسیته بتن را می‌توان از یکی از دو رابطه‌ی (۹-۳-۲-الف) و یا (۹-۳-۲-ب) محاسبه نمود:

- ضریب الاستیسیته بتنهای با چگالی بتن w_c بین ۱۴۴۰ و ۲۵۶۰ کیلو گرم بر متر مکعب:

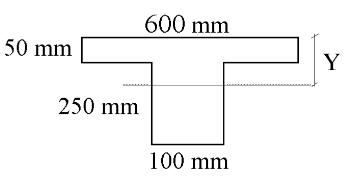
$$E_c = 0.043w_c^{1.5}\sqrt{f_c'} \qquad (۹-۳-۲- \text{الف})$$

- رابطه فوق برای بتن های معمولی با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، به صورت زیر نوشته می شود:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'} \qquad (۹-۳-۲- \text{ب})$$

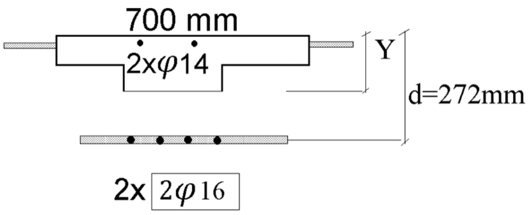
$$Y_1 = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175}{700 \times 50 + 250 \times 200} = 113.23\ mm$$

$$I_g = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50(113.23 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 113.23)^2 = 730943630\ mm^4$$



$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{0.62\sqrt{20} \times 730.9436 \times 10^6}{300 - 113.23} = 10.85165\ kN.m$$

۲- محاسبه ممان اینرسی ترک خورده مقطع (Icr)



$$n = \frac{2 \times 10^5}{4700\sqrt{20}} = 9.515$$
$$nA_s = 9.515 \times 2 \times (2 \times \varphi 16) = 7652.5\ mm^2$$
$$(n-1)A'_s = 8.515 \times (2\varphi 14 + \varphi 8) = 3050\ mm^2$$
$$(500 \times 50) \times (Y_2 - 25) + (200 \times Y_2) \times \frac{Y_2}{2} + 3050 \times (Y - 23) = 7652.5 \times (277 - Y_2)$$
$$Y_2 = 66.469\ mm$$

$$I_{cr} = \frac{500 \times 50^3}{12} + (50 \times 500) \times (Y_2 - 25)^2 + \frac{200 \times Y_2^3}{3} + nA_s(d - Y_2)^2 + (n-1)A'_s(Y_2 - d')^2$$
$$= 412.7275 \times 10^6\ mm^4$$

۳- محاسبه مقدار بار وارد بر تیرچه در طول زمان

در این مثال فرض می شود:

کل بار مرده کف سازی و تیغه بندی بعد از اتصال قطعات غیر سازه ای اعمال میشود ($\alpha = ۰$)

با توجه به اینکه کاربری سازه مسکونی می باشد، فرض می شود ۲۵ درصد بار زنده دائمی می باشد ($\beta = ۰.۲۵$)

در آیین نامه ها و نشریه ها پیشنهادی برای این فرض ارائه نشده است. بسته به نظر طراح و کاربری سازه ممکن است عددی بین صفر درصد تا ۱۰۰ درصد برای این موارد در نظر گرفته شود.

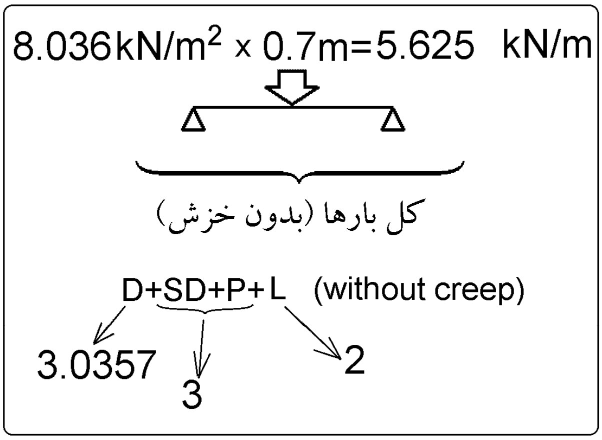
اگر بخواهیم در جهت اطمینان عمل کنیم، می توانیم فرض کنیم ۱۰۰ درصد بار مرده کف سازی پس از اتصال قطعات غیرسازه ای اعمال می شود.

$$q_{Dead} = 3.0357\ \frac{kN}{m^2}$$
$$q_{SDead} + q_{Part} = 3\ \frac{kN}{m^2}$$
$$q_{Live} = 2\ \frac{kN}{m^2}$$

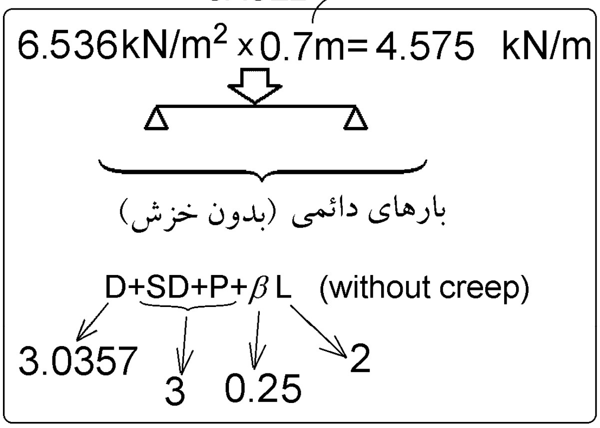
$$\Delta = (CASE1-CASE2)+(CASE3-CASE4)$$

فاصله تیرچه ها 0.7m می باشد

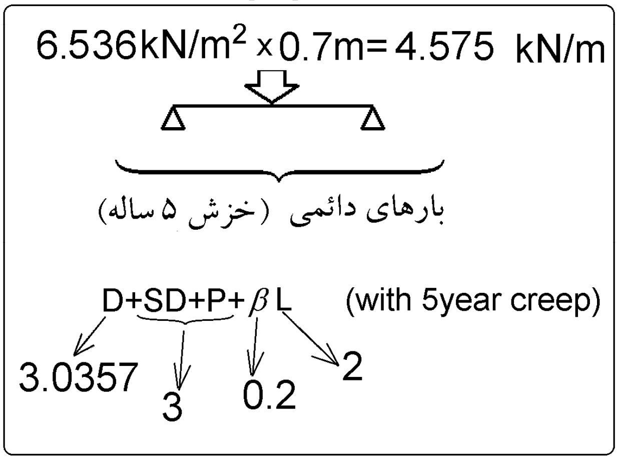
CASE1



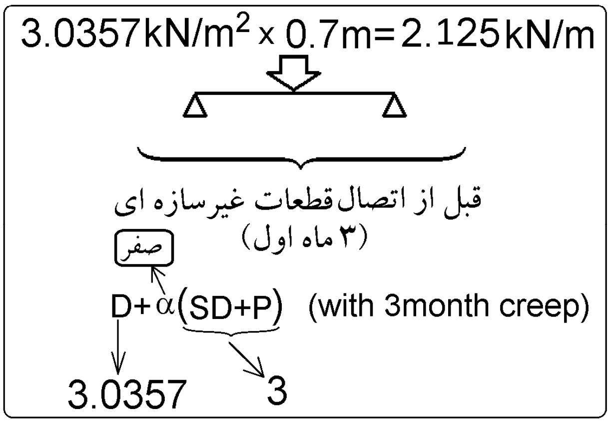
CASE2



CASE3



CASE4



۴- محاسبه پارامترهای مربوط به خزش و جمع شدگی

محاسبات زیر بر اساس ACI-209 به صورت خلاصه تهیه شده اند:

creep coefficient $=\varphi(t, t_0)=\dfrac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$

زمان بارگذاری (روز)

$\varphi_u=2.35\gamma_c$

$\boxed{\gamma_c=\gamma_{la}\cdot\gamma_{\lambda}\cdot\gamma_{vs}\cdot\gamma_{s}\cdot\gamma_{\Psi}\cdot\gamma_{a}}$

Shrinkage strain $=(\varepsilon_{sh})_t=\dfrac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$

زمان بارگذاری (روز)

$(\varepsilon_{sh})_u=780\times10^{-6}\gamma_{sh}$

$\boxed{\gamma_{sh}=\gamma_{cp}\cdot\gamma_{\lambda}\cdot\gamma_{vs}\cdot\gamma_{s}\cdot\gamma_{\Psi}\cdot\gamma_{c}\cdot\gamma_{a}}$

Loading age = 7 days $\Longrightarrow \gamma_{la}=1$

Loading age > 7 days $\Longrightarrow \gamma_{la}=1.25(t_{la})^{-0.118}$

در جهت اطمینان γ_{la} میتوان را برابر یک در نظر گرفت

Moist cured during a period of 7 days $\Longrightarrow \gamma_{cp}=1$

Table 2.5.3 Shrinkage Correction Factors for Initial Moist Curing

Moist curing duration, days	Shrinkage γ_{cp}
1	1.2
3	1.1
7	1.0
14	0.93
28	0.86
90	0.75

Relative humidity in percent

λ = 40 percent $\Longrightarrow \gamma_{\lambda}=1$

λ > 40 percent $\Longrightarrow \gamma_{\lambda}=1.27-0.0067\lambda$

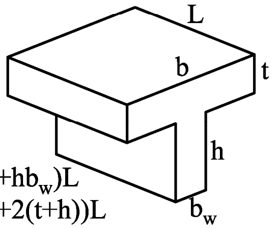
Relative humidity in percent

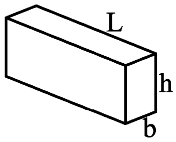
$40\le\lambda\le80 \Longrightarrow \gamma_{\lambda}=1.4-0.0102\lambda$

$80\le\lambda\le100 \Longrightarrow \gamma_{\lambda}=3-0.030\lambda$

در اکثر موارد رطوبت نسبی حداقل ۴۰ درصد میباشد و در جهت اطمینان میتوان γ_{λ} را برابر یک گرفت

Size effect : $\gamma_{vs}=\frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\ V/S))$





V=(bh)L

S=(2b+2h)L

$V=(bt+hb_w)L$

S=(2b+2(t+h))L

Size effect : $\gamma_{vs}=1.2(\exp(-0.00472\ V/S))$

Observed slump in mm

Slump: $\gamma_s=0.82+0.00264s$

Observed slump in mm

Slump: $\gamma_s=0.89+0.041s$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

Fine aggregate percentage: $\gamma_{\Psi}=0.88+0.0024\Psi$

Ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage

$\Psi\le50$ percent $\Longrightarrow \gamma_{\Psi}=0.3+0.014\Psi$

$\Psi>50$ percent $\Longrightarrow \gamma_{\Psi}=0.9+0.002\Psi$

Cement content in kg/m³

Cement content: $\gamma_c=0.75+0.00061c$

air content in percent

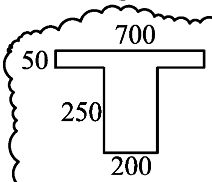
Air content: $\gamma_\alpha=0.46+0.09\alpha\ge1$

air content in percent

Air content: $\gamma_\alpha=0.95+0.008\alpha\ge1$

زمان شروع بارگذاری = ۷ روز $\Longrightarrow \gamma_{la}=1$

رطوبت نسبی هوا= ۴۰ درصد $\Longrightarrow \gamma_{\lambda}=1$



$\dfrac{V}{S}=\dfrac{(bt+hb_w)L}{(2b+2(t+h))L}$

$=\dfrac{700\times50+250\times200}{2\times700+2\times300}=42.5$ mm

creep:

$\gamma_{vs}=\frac{2}{3}(1+1.13\exp(-0.0213\ V/S))\cong1$

Shrinkage:

$\gamma_{vs}=1.2(\exp(-0.00472\ V/S))\cong1$

فرض $\Longrightarrow \gamma_s=1$ فرض $\Longrightarrow \gamma_c=1$

فرض $\Longrightarrow \gamma_{\Psi}=1$ فرض $\Longrightarrow \gamma_a=1$

creep coefficient $=\varphi(t, t_0)=\dfrac{(t)^{0.6}}{10+(t)^{0.6}}\varphi_u$

(t=∞) ضریب خزش بلند مدت $=\dfrac{(\infty)^{0.6}}{10+(\infty)^{0.6}}2.35=2.35$

(t=90) ضریب خزش ۳ ماهه $=\dfrac{(90)^{0.6}}{10+(90)^{0.6}}2.35=1.4$

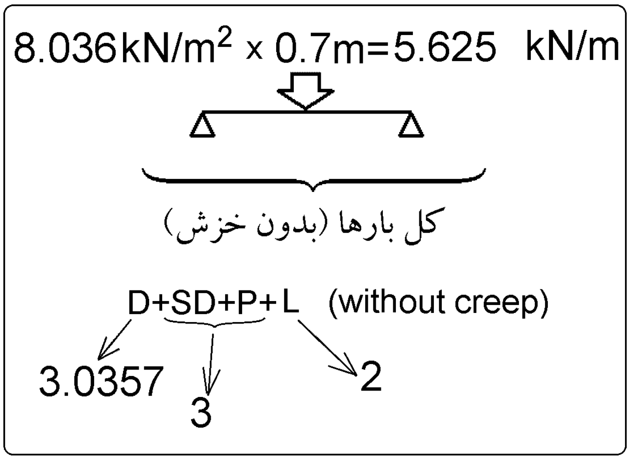
Shrinkage strain $=(\varepsilon_{sh})_t=\dfrac{t}{35+t}(\varepsilon_{sh})_u$

(t=∞) ضریب جمع شدگی بلند مدت $=\dfrac{(\infty)}{35+(\infty)}780\times10^{-6}=780\times10^{-6}$

(t=90) ضریب جمع شدگی ۳ ماهه $=\dfrac{(90)}{35+(90)}780\times10^{-6}=562\times10^{-6}$

۵- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE1

CASE1



محاسبات این بخش مشابه مثال ۸.۴ در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition، صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

$$\left.\begin{array}{c} M_a = \dfrac{qL^2}{8} = \dfrac{5.625 \times 7.5^2}{8} = 39.5508\ kN.m \\ M_{cr} = 10.85165\ kN.m \\ \beta = 1 \end{array}\right\} \xi = 1 - \beta\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 = 1 - \left(\frac{10.85165}{39.5508}\right)^2 = 0.9247$$

حالت ۱

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_cI = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13}\quad N.mm^2$$
$$STAT1:\quad \psi_1(t_0) = \frac{M_a}{EI} = \frac{39.5508 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 2.5743 \times 10^{-6}\ \frac{1}{mm}$$

حالت ۲

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_cI_{cr} = 21019 \times 412.7275 \times 10^6 = 0.867512 \times 10^{13}\quad N.mm^2$$
$$STAT2:\quad \psi_1(t_0) = \frac{M_a}{EI} = \frac{39.5508 \times 10^6}{0.867512 \times 10^{13}} = 4.559 \times 10^{-6}\ \frac{1}{mm}$$

درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

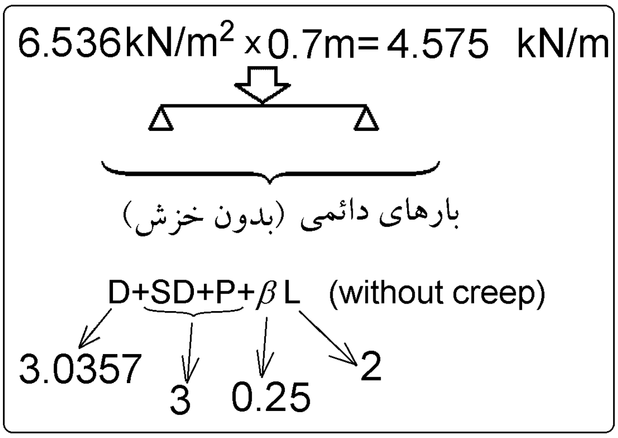
$$\psi = \xi \times \psi_2(t_0) + (1-\xi)\psi_1(t_0) = 0.9247 \times 4.559 \times 10^{-6} + 0.0753 \times 2.5743 \times 10^{-6} = 4.40955 \times 10^{-6}\ \frac{1}{mm}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت Ma نشان میدهد. مسلما در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE1} = \Delta_{\mathrm{D+SD+P+L}} = \frac{5}{48}\psi L^2 = \frac{5}{48} \times 4.40955 \times 10^{-6} \times 7500^2 = 25.83720703\ mm$$

۶- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE2

CASE2



محاسبات این بخش مشابه مثال ۸.۴ در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition، صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

$$\left.\begin{array}{c} M_a = \dfrac{qL^2}{8} = \dfrac{4.575 \times 7.5^2}{8} = 32.168\ kN.m \\ M_{cr} = 10.85165\ kN.m \\ \beta = 1 \end{array}\right\} \xi = 1 - \beta\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 = 1 - \left(\frac{10.85165}{32.168}\right)^2 = 0.8862$$

حالت ۱

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_c I = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13} \quad N.mm^2$$
$$STAT1: \quad \psi_1(t_0) = \frac{M_a}{EI} = \frac{32.168 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 2.09377 \times 10^{-6} \quad \frac{1}{mm}$$

حالت ۲

محاسبه انحنای مقطع تحت بار CASE1 با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_c I_{cr} = 21019 \times 412.7275 \times 10^6 = 0.867512 \times 10^{13} \quad N.mm^2$$
$$STAT2: \quad \psi_1(t_0) = \frac{M_a}{EI} = \frac{32.168 \times 10^6}{0.867512 \times 10^{13}} = 3.708 \times 10^{-6} \quad \frac{1}{mm}$$

درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

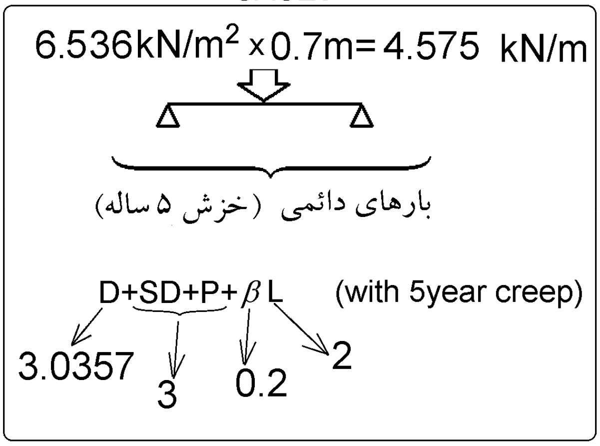
$$\psi = \xi \times \psi_2(t_0) + (1-\xi)\psi_1(t_0) = 0.8862 \times 3.708 \times 10^{-6} + 0.1138 \times 2.09377 \times 10^{-6} = 3.524 \times 10^{-6} \quad \frac{1}{mm}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت Ma نشان میدهد. مسلما در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE2} = \Delta_{\mathrm{D+SD+0.25L}}(No\ creep, No\ Shrinkage) = \frac{5}{48}\psi L^2 = \frac{5}{48} \times 3.5243 \times 10^{-6} \times 7500^2 = 20.65\ mm$$

۷- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE3

CASE3



محاسبات این بخش مشابه مثال ۸.۴ در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition، صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

حالت ۱ (فرض مقطع نخورده)

محاسبه انحنای مقطع با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

در محاسبه مشخصات مقطع ترک نخورده (در زمان ۰) در جهت اطمینان از اثر میلگردها صرف نظر شده است. میتوان این محاسبات را با احتساب میلگردها انجام داد.

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_c I_1 = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13} \quad N.mm^2$$
$$Y_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175}{700 \times 50 + 250 \times 200} = 113.23\ mm$$

$$I_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50(113.23 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 113.23)^2 = 730943630\ mm\text{^}4$$

$$STATE1: \quad \psi_{1(t=0)} = \frac{M_a}{EI} = \frac{32.168 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 2.09377 \times 10^{-6} \quad \frac{1}{mm}$$

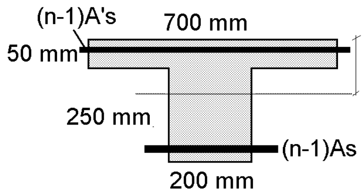
محاسبه مدول الاستیسیته بتن پس از گذر زمان:

Age adjusted modulus of elasticity of concrete:

$$\left.\begin{array}{r} creep\ coefficient = \phi(t,t_0) = 2.35 \\ \chi = 0.8 \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019 \end{array}\right\} \quad \overline{\mathrm{E}}_{\mathrm{c}}(t,t_0) = \frac{E_c}{1 + \chi \times creep\ coefficient} = 7298.277\ MPa$$

$$\bar{n} = \frac{E_s}{\overline{\mathrm{E}}_{\mathrm{c}}(t,t_0)} = \frac{200000}{7298.277} = 27.4$$

محاسبه مشخصات مقطع تبدیل یافته پس از گذر زمان در حالت ۱ (با فرض عدم ترک خوردن مقطع):



$$\bar{n} = \frac{E_s}{\overline{E_c}(t,t_0)} = \frac{200000}{7298.277} = 27.4$$
$$(n-1)A_s = 26.4 \times 2 \times (2 \times \varphi 16) = 21235.14\; mm^2$$
$$(n-1)A'_s = 26.4 \times (2\varphi 14 + \varphi 8) = 9456.27\; mm^2$$

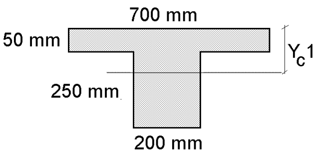
$$Y_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 + 21235.14 \times 277 + 9456.27 \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 + 21235.14 + 9456.27} = 135.92\; mm$$

$I_{1(t=\infty)}$

$$= \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (135.92\; - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 135.92\;)^2$$
$$+ 21235.14 \times (277 - 135.92)^2 + 9456.27 \times (135.92 - 23)^2 = 1317915499\; mm\text{^}4$$

محاسبه مرکز سطح بتن در حالت ۱ (بدون میلگرد):

$$Y_{c1} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 - A_s \times 277 - A'_s \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 - A_s - A'_s} = 112.0498\; mm$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} = 112.0498 - 135.92 = -23.87\; mm$$

I_{c1}

$$= \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (135.92\; - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 135.92\;)^2 - A_s \times (277 - 135.92)^2$$
$$- A'_s \times (135.92 - 23)^2 = 754105084\; mm^4$$

$$A_{c1} = 700 \times 50 + 200 \times 250 - A_s - A'_s = 83837.611\; mm^2$$
$$r_{c1}^2 = \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = \frac{754105084}{83837.611} = 8994.830341\;\; mm^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنا (رابطه ۳.۱۸ در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

$$\left.\begin{aligned}
\kappa &= \frac{I_{c1}}{I_{c1(t=\infty)}} = \frac{754105084}{1317915499} = 0.572195323 \\
Creep\ Coefficient &= \phi(t,t_0) = 2.35 \\
\psi_1(t_0) &= 2.09377 \times 10^{-6} \\
\varepsilon_0(t_0) = \psi_{1(t=0)} \times \left(Y_{1(t=\infty)} - Y_{1(t=0)}\right) &= 2.09377 \times 10^{-6} \times (135.92 - 113.23) = 4.751 \times 10^{-5} \\
Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} &= -23.87 \\
r_{c1}^2 = \frac{I_{c1}}{A_{c1}} &= 8994.830341 \\
\varepsilon_{cs}(t,t_0) &= -0.00078
\end{aligned}\right\}$$

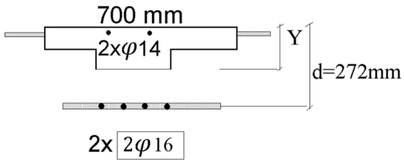
$$\Delta\psi_1 = \kappa\left[\phi(t,t_0)\left(\psi_1(t_0) + \varepsilon_0(t_0)\frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right) + \varepsilon_{cs}(t,t_0)\frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right]$$

$$= 0.572195323\left[2.35 \times \left(2.09377 \times 10^{-6} + 4.751 \times 10^{-5}\frac{-23.87}{8994.830341}\right) - 0.00078\frac{-23.87}{8994.830341}\right] = 3.83027 \times 10^{-6}$$

$$\psi_{1(t=\infty)} = \psi_{1(t=0)} + \Delta\psi_1 = 2.09377 \times 10^{-6} + 3.83027 \times 10^{-6} = 5.92403 \times 10^{-6}$$

حالت ۲

انحنای مقطع در زمان (t=0) و با فرض ترک خوردن مقطع:



$$n=\frac{2\times 10^5}{4700\sqrt{20}}=9.515$$

$$nA_s=9.515\times 2\times(2\times\varphi 16)=7652.5\ mm^2$$

$$(n-1)A_s'=8.515\times(2\varphi 14+\varphi 8)=3050\ mm^2$$

$$(500\times 50)\times(Y_2-25)+(200\times Y_2)\times\frac{Y_2}{2}+3050\times(Y-23)=7652.5\times(277-Y_2)$$

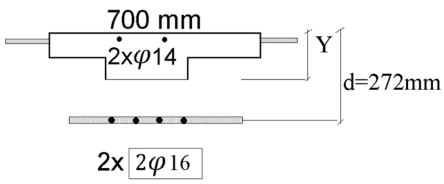
$$Y_{2(t=0)}=66.469\ mm$$

$$I_{2(t=0)}=\frac{500\times 50^3}{12}+(50\times 500)\times(Y_2-25)^2+\frac{200\times Y_2^3}{3}+nA_s(d-Y_2)^2+(n-1)A_s'(Y_2-d')^2$$
$$=412.7275\times 10^6\ mm^4$$

$$E_cI_{2(t=0)}=21019\times 412.7275\times 10^6=0.867512\times 10^{13}\quad N.mm^2$$

$$STATE2:\quad \psi_{2(t=0)}=\frac{M_a}{EI}=\frac{32.168\times 10^6}{0.867512\times 10^{13}}=3.708\times 10^{-6}\ \frac{1}{mm}$$

با فرض ترک خوردن مقطع:



$$\bar{n}=\frac{E_s}{\overline{E_c}(t,t_0)}=\frac{200000}{7298.277}=27.4$$

$$(n)A_s=27.4\times 2\times(2\times\varphi 16)=22039.3847\ mm^2$$

$$(n-1)A_s'=26.4\times(2\varphi 14+\varphi 8)=9456.27\ mm^2$$

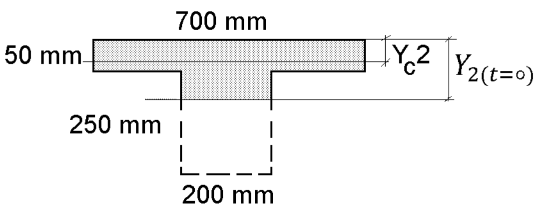
$$(500\times 50)\times(Y_2-25)+(200\times Y_2)\times\frac{Y_2}{2}+9456.27\times(Y_2-23)=22039.3847\times(277-Y_2)$$

$$Y_{2(t=\infty)}=103.8739119\ mm$$

$$I_{2(t=\infty)}=\frac{500\times 50^3}{12}+(50\times 500)\times(Y_2-25)^2+\frac{200\times Y_2^3}{3}+nA_s(d-Y_2)^2+(n-1)A_s'(Y_2-d')^2$$
$$=957.8824\times 10^6\ mm^4$$

محاسبه مرکز سطح بتن (بدون میلگرد):

$$Y_{c2}=\frac{500\times 50\times 25+66.469\times 200\times\frac{66.469}{2}-A_s'\times 23}{500\times 50+66.469\times 200-A_s'}=27.904\ mm$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c2}-Y_{2(t=\infty)}=27.904-103.8739=-75.969\ mm$$

$$I_{c2}=\frac{500\times 50^3}{12}+500\times 50\times(103.8739\ -25)^2+$$
$$+\frac{200\times 66.469^3}{12}+200\times 66.469\times\left(103.8739-\frac{66.469}{2}\right)^2-A_s'\times(103.8739-23)^2=229.622\times 10^6\ mm^4$$

$$A_{c2}=500\times 50+200\times 66.469-A_s'=37935.656\ mm^2$$

$$r_{c2}^2=\frac{I_{c2}}{A_{c2}}=\frac{229622783}{37935.656}=6052.95\ mm^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنا (رابطه ۳.۱۸ در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

$$\left.\begin{array}{c}\kappa_2=\frac{I_{c2}}{I_{2(t=\infty)}}=\frac{229.622\times10^6}{957.8824\times10^6}=0.2397\\ Creep\ Coefficient=\phi(t,t_0)=2.35\\ \psi_2(t_0)=3.708\times10^{-6}\\ \varepsilon_0(t_0)=\psi_{2(t=0)}\times\left(Y_{2(t=\infty)}-Y_{2(t=0)}\right)=3.708\times10^{-6}\times(103.87-66.469)=0.00013868\\ Y_{c2}-Y_{2(t=\infty)}=-75.969\\ r_{c2}^2=\frac{I_{c2}}{A_{c2}}=\frac{229.622\times10^6}{37935.656}=6052.95\\ \varepsilon_{cs}(t,t_0)=-0.00078\end{array}\right\}$$

$$\Delta\psi_2=\kappa_2\left[\phi(t,t_0)\left(\psi_2(t_0)+\varepsilon_0(t_0)\frac{Y_{c1}-Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right)+\varepsilon_{cs}(t,t_0)\frac{Y_{c1}-Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right]$$

$$=0.2397\left[2.35\times\left(3.708\times10^{-6}+0.00013868\frac{-75.969}{6052.95}\right)-0.00078\frac{-75.969}{6052.95}\right]=3.455\times10^{-6}$$

$$\psi_{2(t=\infty)}=\psi_{2(t=0)}+\Delta\psi_2=3.708\times10^{-6}+3.455\times10^{-6}=7.16307E-06$$

درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

$$\left.\begin{array}{c}M_a=\frac{qL^2}{8}=\frac{4.575\times7.5^2}{8}=32.168\ kN.m\\ M_{cr}=10.85165\ kN.m\\ \beta=0.5\end{array}\right\}\xi=1-\beta\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2=1-0.5\left(\frac{10.85165}{32.168}\right)^2=0.9431$$

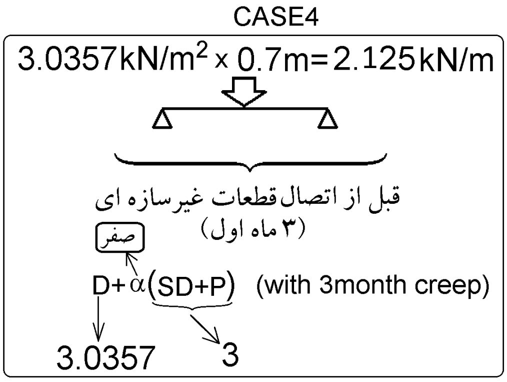
$$\left.\begin{array}{c}\xi=0.9431\\ \psi_{2(t=\infty)}=7.16307\times10^6\\ \psi_{2(t=0)}=5.92403\times10^{-6}\end{array}\right\}$$

$$\psi=\xi\times\psi_{2(t=\infty)}+(1-\xi)\psi_{2(t=0)}=0.9431\times7.16307\times10^6+0.0569\times5.92403\times10^{-6}=7.09257\times10^{-6}\ \frac{1}{mm}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت Ma نشان میدهد. مسلما در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE3}=\Delta_{\mathrm{D+SD+0.25L}}(including\ Long\ term\ creep\ \&\ shrinkage)=\frac{5}{48}\psi L^2=\frac{5}{48}\times7.09257\times10^{-6}\times7500^2=41.558\ mm$$

۸- محاسبه تغییر شکل ناشی از CASE3



محاسبات این بخش مشابه مثال ۸.۴ در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition، صفحه ۲۸۵ نوشته است. علاقه مندان میتوانند برای اطلاعات بیشتر به مرجع اصلی مراجعه کنند.

حالت ۱ (فرض مقطع نخورده)

محاسبه انحنای مقطع با فرض عدم ترک خوردن مقطع:

در محاسبه مشخصات مقطع ترک نخورده (در زمان ۰) در جهت اطمینان از اثر میلگردها صرف نظر شده است. میتوان این محاسبات را با احتساب میلگردها انجام داد.

$$E_c = 4700\sqrt{20} = 21019$$
$$E_c I_1 = 21019 \times 730943630 = 1.53637 \times 10^{13} \quad N.mm^2$$
$$Y_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175}{700 \times 50 + 250 \times 200} = 113.23\ mm$$

$$I_{1(t=0)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50(113.23 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 113.23)^2 = 730943630\ mm\text{^}4$$

$$STATE1: \quad \psi_{1(t=0)} = \frac{M_a}{EI} = \frac{14.941 \times 10^6}{1.53637 \times 10^{13}} = 9.725 \times 10^{-7}\ \frac{1}{mm}$$

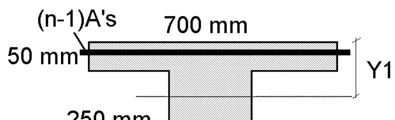
محاسبه مدول الاستیسیته بتن پس از گذر زمان:

Age adjusted modulus of elasticity of concrete:

$$\left.\begin{array}{c} creep\ coefficient = \phi(t,t_0) = 1.4 \\ \chi = 0.8 \\ E_c = 4700\sqrt{20} = 21019 \end{array}\right\} \quad \overline{E_c}(t,t_0) = \frac{E_c}{1 + \chi \times creep\ coefficient} = 9914.6\ MPa$$

$$\bar{n} = \frac{E_s}{\overline{E_c}(t,t_0)} = \frac{200000}{9914.6} = 20.17$$

محاسبه مشخصات مقطع تبدیل یافته پس از گذر زمان در حالت ۱ (با فرض عدم ترک خوردن مقطع):



$$\bar{n} = \frac{E_s}{\overline{\mathrm{E_c}}(t,t_0)} = \frac{200000}{9914.6} = 20.17$$

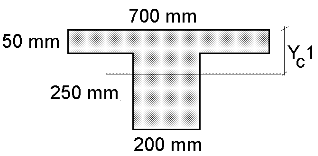
$$(n-1)A_s = 19.17 \times 2 \times (2 \times \varphi 16) = 15419.19\ mm^2$$
$$(n-1)A'_s = 19.17 \times (2\varphi 14 + \varphi 8) = 6866.36\ mm^2$$

$$Y_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 + 15419.19 \times 277 + 6866.36 \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 + 15419.19 + 6866.36} = 131\ mm$$

$$I_{1(t=\infty)} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (131 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 131)^2 + 15419.19 \times (277 - 131)^2 + 6866.36 \times (131 - 23)^2 = 1166532940\ mm\text{^}4$$

محاسبه مرکز سطح بتن در حالت ۱ (بدون میلگرد):

$$Y_{c1} = \frac{700 \times 50 \times 25 + 250 \times 200 \times 175 - A_s \times 277 - A'_s \times 23}{700 \times 50 + 250 \times 200 - A_s - A'_s} = 112.0498\ mm$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} = 112.0498 - 131 = -18.946\ mm$$

$$I_{c1} = \frac{700 \times 50^3}{12} + 700 \times 50 \times (131 - 25)^2 + \frac{200 \times 250^3}{12} + 200 \times 250(175 - 131)^2 - A_s \times (277 - 131)^2 - A'_s \times (131 - 23)^2 = 736436813\ mm^4$$

$$A_{c1} = 700 \times 50 + 200 \times 250 - A_s - A'_s = 83837.611\ mm^2$$
$$r_{c1}^2 = \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = \frac{736436813}{83837.611} = 8784.08\ \ mm^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنا (رابطه ۳.۱۸ در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

$$\left.\begin{array}{c} \kappa = \frac{I_{c1}}{I_{1(t=\infty)}} = \frac{736436813}{1166532940} = 0.6313 \\ Creep\ Coefficient = \phi(t,t_0) = 1.4 \\ \psi_1(t_0) = 9.725 \times 10^{-7} \\ \varepsilon_0(t_0) = \psi_{1(t=0)} \times \left(Y_{1(t=\infty)} - Y_{1(t=0)}\right) = 9.725 \times 10^{-7} \times (131 - 113.23) = 1.7281 \times 10^{-5} \\ Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)} = -18.946 \\ r_{c1}^2 = \frac{I_{c1}}{A_{c1}} = 8784.09 \\ \varepsilon_{cs}(t,t_0) = -0.000562 \end{array}\right\}$$

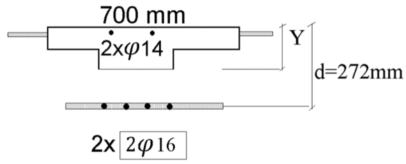
$$\Delta\psi_1 = \kappa\left[\phi(t,t_0)\left(\psi_1(t_0) + \varepsilon_0(t_0)\frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right) + \varepsilon_{cs}(t,t_0)\frac{Y_{c1} - Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right]$$

$$= 0.6313\left[1.4 \times \left(9.725 \times 10^{-7} + 1.7281 \times 10^{-5}\frac{-18.946}{8784.09}\right) - 0.000562\frac{-18.946}{8784.09}\right] = 1.5918 \times 10^{-6}$$

$$\psi_{1(t=\infty)} = \psi_{1(t=0)} + \Delta\psi_1 = 9.725 \times 10^{-7} + 1.5918 \times 10^{-6} = 2.564 \times 10^{-6}$$

حالت ۲

انحنای مقطع در زمان (t=0) و با فرض ترک خوردن مقطع:



$$n=\frac{2\times 10^5}{4700\sqrt{20}}=9.515$$

$$nA_s=9.515\times 2\times(2\times\varphi 16)=7652.5\;mm^2$$

$$(n-1)A'_s=8.515\times(2\varphi 14+\varphi 8)=3050\;mm^2$$

$$(500\times 50)\times(Y_2-25)+(200\times Y_2)\times\frac{Y_2}{2}+3050\times(Y-23)=7652.5\times(277-Y_2)$$

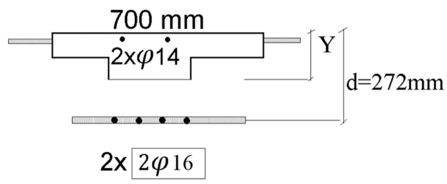
$$Y_{2(t=0)}=66.469\;mm$$

$$I_{2(t=0)}=\frac{500\times 50^3}{12}+(50\times 500)\times(Y_2-25)^2+\frac{200\times Y_2^3}{3}+nA_s(d-Y_2)^2+(n-1)A'_s(Y_2-d')^2$$
$$=412.7275\times 10^6\;mm^4$$

$$E_cI_{2(t=0)}=21019\times 412.7275\times 10^6=0.867512\times 10^{13}\quad N.mm^2$$

$$STATE2:\quad \psi_{2(t=0)}=\frac{M_a}{EI}=\frac{14.941\times 10^6}{0.867512\times 10^{13}}=1.722\times 10^{-6}\;\frac{1}{mm}$$

با فرض ترک خوردن مقطع:



$$\bar{n}=\frac{E_s}{\overline{\mathrm{E_c}}(t,t_0)}=\frac{200000}{9914.6}=20.17$$

$$(n)A_s=20.17\times 2\times(2\times\varphi 16)=16223\;mm^2$$

$$(n-1)A'_s=19.17\times(2\varphi 14+\varphi 8)=6866\;mm^2$$

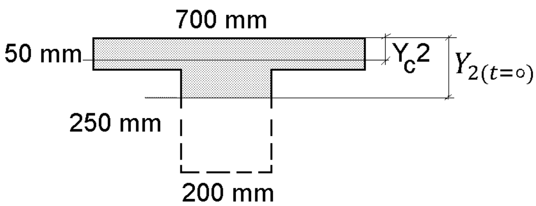
$$(500\times 50)\times(Y_2-25)+(200\times Y_2)\times\frac{Y_2}{2}+6866\times(Y_2-23)=16223\times(277-Y_2)$$

$$Y_{2(t=\infty)}=92.09\;mm$$

$$I_{2(t=\infty)}=\frac{500\times 50^3}{12}+(50\times 500)\times(Y_2-25)^2+\frac{200\times Y_2^3}{3}+nA_s(d-Y_2)^2+(n-1)A'_s(Y_2-d')^2$$
$$=757.28\times 10^6\;mm^4$$

محاسبه مرکز سطح بتن (بدون میلگرد):

$$Y_{c2}=\frac{500\times 50\times 25+66.469\times 200\times\frac{66.469}{2}-A'_s\times 23}{500\times 50+66.469\times 200-A'_s}=27.904\;mm$$



اختلاف مرکز سطح بتن ترک نخورده و مرکز سطح مقطع ترک نخورده تبدیل یافته برابر است با:

$$Y_{c2}-Y_{2(t=\infty)}=27.904-92.09=-64.188\;mm$$

$$I_{c2}=\frac{500\times 50^3}{12}+500\times 50\times(92.09\;-25)^2+$$
$$+\frac{200\times 66.469^3}{12}+200\times 66.469\times\left(92.09-\frac{66.469}{2}\right)^2-A'_s\times(92.09-23)^2=166.98\times 10^6\;mm^4$$

$$A_{c2}=500\times 50+200\times 66.469-A'_s=37935.656\;mm^2$$

$$r_{c2}^2=\frac{I_{c2}}{A_{c2}}=\frac{166.98\times 10^6}{37935.656}=4401.713\;\;mm^2$$

محاسبه ضریب کاهش انحنا (رابطه ۳.۱۸ در کتاب Concrete Structures Stresses and Deformations, Third Edition):

$$\left.\begin{array}{c} \kappa_2 = \frac{I_{c2}}{I_{2(t=\infty)}} = \frac{166.98\times10^6}{757.28\times10^6} = 0.2205 \\ Creep\ Coefficient = \phi(t,t_0) = 1.4 \\ \psi_2(t_0) = 1.722\times10^{-6} \\ \varepsilon_0(t_0) = \psi_{2(t=0)}\times\left(Y_{2(t=\infty)} - Y_{2(t=0)}\right) = 1.722\times10^{-6}\times(92.09-66.469) = 4.412\times10^{-5} \\ Y_{c2} - Y_{2(t=\infty)} = -64.188 \\ r_{c2}^2 = \frac{I_{c2}}{A_{c2}} = \frac{166.98\times10^6}{37935.656} = 4401 \\ \varepsilon_{cs}(t,t_0) = -0.000562 \end{array}\right\}$$

$$\Delta\psi_2 = \kappa_2\left[\phi(t,t_0)\left(\psi_2(t_0)+\varepsilon_0(t_0)\frac{Y_{c1}-Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right)+\varepsilon_{cs}(t,t_0)\frac{Y_{c1}-Y_{1(t=\infty)}}{r_{c1}^2}\right]$$

$$= 0.2205\left[1.4\times\left(1.722\times10^{-6}+4.412\times10^{-5}\frac{-64.188}{4401}\right)-0.000562\frac{-64.188}{4401}\right] = 2.1401\times10^{-6}$$

$$\psi_{2(t=\infty)} = \psi_{2(t=0)} + \Delta\psi_2 = 1.722\times10^{-6} + 2.1401\times10^{-6} = 3.862\times10^{-6}$$

درون یابی بین حالت ۱ و ۲:

$$\left.\begin{array}{c} M_a = \frac{qL^2}{8} = \frac{2.125\times7.5^2}{8} = 14.941\ kN.m \\ M_{cr} = 10.85165\ kN.m \\ \beta = 0.5 \end{array}\right\} \xi = 1-\beta\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 = 1-0.5\left(\frac{10.85165}{14.941}\right)^2 = 0.736$$

$$\left.\begin{array}{c} \xi = 0.736 \\ \psi_{2(t=\infty)} = 3.862\times10^{-6} \\ \psi_{2(t=0)} = 2.564\times10^{-6} \end{array}\right\}$$

$$\psi = \xi\times\psi_{2(t=\infty)} + (1-\xi)\psi_{2(t=0)} = 0.736\times3.862\times10^{-6} + 0.264\times2.564\times10^{-6} = 3.52\times10^{-6}\ \frac{1}{mm}$$

مقدار فوق انحنا در وسط تیر را تحت Ma نشان میدهد. مسلما در نقاط دیگر لنگر وارد شده کمتر بوده و انحنا نیز کمتر است. با فرض اینکه تغییرات انحنا در طول تیر به صورت سهمی شکل باشد (همانند دیاگرام لنگر تیر دوسرمفصل تحت بار گسترده)، میتوان مقدار خیز را بدست آورد:

$$\Delta_{CASE4} = \Delta_{\mathrm{D}}(including\ 3\ month\ creep\ \&\ shrinkage) = \frac{5}{48}\psi L^2 = \frac{5}{48}\times3.52\times10^{-6}\times7500^2 = 20.625\ mm$$

۹- کنترل تغییر شکل

۹-۱۹-۲-۴-۱ تغییر مکان‌های ایجاد شده در تیرها و دال ها نباید از مقادیر مشخص شده در جدول ۹-۱۹-۳ تجاوز کنند.

جدول ۹-۱۹-۳ حداکثر تغییر مکان مجاز

انواع عضو	تغییر مکان مورد نظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه‌ای متصل نیستند یا آن ها را نگه‌داری نمی‌کنند؛ و بنا بر این تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمی‌کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کفها		$\frac{l}{360}$	
۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن‌ها را نگه‌داری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیبی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه‌ای متصل هستند یا آن ها را نگه‌داری میکنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیبی در این اعضا ایجاد نمیکند.		$\frac{l}{240}$	تبصره ۲

تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به اعضای غیر سازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به این محدودیت را می توان افزایش داد.

تبصره ۲- حد تعیین شده نباید از حد روا داری قطعات غیر سازه‌ای تجاوز کند.

تبصره ۳- اضافه تغییر مکان دراز مدت شامل آن قسمت از تغییر مکان که قبل از اتصال به اعضای غیرسازه‌ای ایجاد شده است، نمی‌شود؛ و در حقیقت تفاضل تغییر مکان، قبل و بعد از اتصال این اعضا می‌باشد.

۹-۱۹-۲-۴-۲ در ساختمان‌های متعارف مسکونی، اداری و تجاری رعایت محدودیت‌های شماره‌های ۲ و ۴ از جدول ۹-۱۹-۳ کافی تلقی میشود.

کنترل خیز بلند مدت:

$$\text{تغییر مکان کل} < \begin{cases} \frac{L}{240} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد نمیکند} \\ \frac{L}{480} & \text{اگر تغییر شکل زیاد در قطعات غیرسازه ای آسیب ایجاد میکند} \end{cases}$$

$$\text{تغییر مکان بار زنده} < \frac{L}{360}$$

با فرض اینکه تغییر شکل زیاد در قطعات غیر سازه ای آسیب ایجاد نمی کند:

$$\Delta_{CASE1} = \Delta_{\mathrm{D+SD+P+L}}(\,No\ creep, No\ Shrinkage) = 25.83720703\ mm$$
$$\Delta_{CASE2} = \Delta_{\mathrm{D+SD+0.25L}}\ (No\ creep, No\ Shrinkage) = 20.65\ mm$$
$$\Delta_{CASE3} = \Delta_{\mathrm{D+SD+0.25L}}(including\ Long\ term\ creep\ \&\ shrinkage) = 41.558\ mm$$
$$\Delta_{CASE4} = \Delta_{\mathrm{D}}(including\ 3\ month\ creep\ \&\ shrinkage) = 20.625\ mm$$

$$\Delta_{\text{بار زنده+ تغییرمکان درازمدت}} = (CASE1 - CASE2) + (ASE3 - CASE4) = 26.12 \le \left(\frac{L}{240} = \frac{7500}{240} = 31.25\ mm\right)\ OK$$

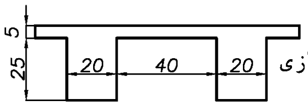
- مقدار ۲۶.۱۲ *mm* با بررسی لنگر وسط تیر و با فرض اینکه دیاگرام انحنا در طول تیر سهمی درجه دو باشد بدست آمده است (تقریب دارد). در شیت اکسل که برای این منظور نوشته شده است و در طول تیر دقیق انتگرال گیری میکند مقدار دقیق برابر ۲۸.۰۵۳ *mm* بدست می آید.

$$\Delta_L = 5.263 < \left(\frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83\ mm\right)\ OK$$

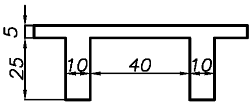
- طبق بند ۹-۱۹-۲-۴-۲ از مبحث نهم (ویرایش ۹۹) که در شکل فوق نیز نمایش داده شده، برای ساختمانهای متعارف مسکونی و اداری و تجاری رعایت محدودیت L/240 کفایت میکند. توجه شود که مشابه این بند در ACI-318-19 مطرح نشده است.

در جداول زیر چند نمونه از نتایج تیرچه های کنترل شده با روش پیشنهاد نشان داده شده است.

رده بتن C20، رده میلگردهای طولی S300، و مدول الاستیسیته بتن $Ec = 4700\sqrt{20} = 21019\ MPa$ فرض شده است.

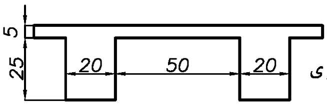


بتن تیرچه 375 kg/m^2
کفسازی + زیرسازی 300 kg/m^2
تیغه بندی 100 kg/m^2
زنده 200 kg/m^2

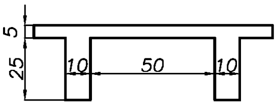


بتن تیرچه 250 kg/m^2
کفسازی + زیرسازی 300 kg/m^2
تیغه بندی 100 kg/m^2
زنده 200 kg/m^2

تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	8	2(2Ø16+1Ø16)	2Ø14	Ø4.5
دوبل	7.5	2(2Ø16+1Ø8)	2Ø14	Ø4.5
تک	7.5	2Ø16+2Ø14	1Ø14	Ø4.5
تک	7	2Ø16+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6.5	2Ø14+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6	2Ø12+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	5	2Ø8+1Ø14	1Ø8	Ø4.5
تک	4.5	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
تک	4	2Ø10	1Ø8	Ø4.5
تک	3	2Ø8	1Ø8	Ø4.5

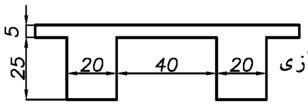


بتن تیرچه 304 kg/m^2
کفسازی + زیرسازی 200 kg/m^2
تیغه بندی 100 kg/m^2
زنده 200 kg/m^2

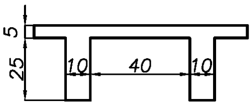


بتن تیرچه 229 kg/m^2
کفسازی + زیرسازی 200 kg/m^2
تیغه بندی 100 kg/m^2
زنده 200 kg/m^2

تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	8	2(2Ø16+1Ø12)	2Ø14	Ø4.5
دوبل	7.5	2(2Ø16)	2Ø14	Ø4.5
تک	7.5	2Ø16+2Ø14	1Ø14	Ø4.5
تک	7	2Ø16+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6.5	2Ø14+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6	2Ø12+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	5	2Ø8+1Ø14	1Ø8	Ø4.5
تک	4.5	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
تک	4	2Ø10	1Ø8	Ø4.5
تک	3	2Ø8	1Ø8	Ø4.5

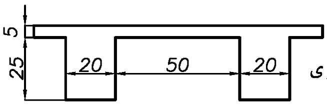


بتن تیرچه 375 kg/m^2
کفسازی + زیرسازی 300 kg/m^2
تیغه بندی 150 kg/m^2
زنده 250 kg/m^2

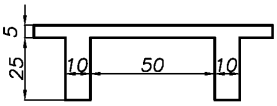


بتن تیرچه 250 kg/m^2
کفسازی + زیرسازی 300 kg/m^2
تیغه بندی 150 kg/m^2
زنده 250 kg/m^2

تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	7.5	2(2Ø16+1Ø16)	1Ø14	Ø4.5
تک	7	2Ø16+2Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6.5	2Ø16+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	6	2Ø12+1Ø16	1Ø10	Ø4.5
تک	5	2Ø10+1Ø12	1Ø8	Ø4.5
تک	4.5	2Ø10+1Ø10	1Ø8	Ø4.5
تک	4.2	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
تک	3.5	2Ø10	1Ø8	Ø4.5



بتن تیرچه 304 kg/m^2
کفسازی + زیرسازی 300 kg/m^2
تیغه بندی 150 kg/m^2
زنده 250 kg/m^2



بتن تیرچه 229 kg/m^2
کفسازی + زیرسازی 300 kg/m^2
تیغه بندی 150 kg/m^2
زنده 250 kg/m^2

تیرچه	طول تیرچه	آرماتور پائینی	آرماتور بالایی	آرماتور زیگزاگ
دوبل	7	2(2Ø16+1Ø12)	1Ø10	Ø4.5
تک	6.5	2Ø16+1Ø16	1Ø10	Ø4.5
تک	6	2Ø16+1Ø10	1Ø10	Ø4.5
تک	5	2Ø10+1Ø14	1Ø10	Ø4.5
تک	4.5	2Ø8+1Ø14	1Ø8	Ø4.5
تک	4	2Ø10+1Ø8	1Ø8	Ø4.5
تک	3.5	2Ø10	1Ø8	Ø4.5