

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

سرشناسه	:	
عنوان و نام پدیدآور	:	
مشخصات نشر	:	
مشخصات ظاهری	:	
شابک	:	
وضعیت فهرست نویسی	:	
موضوع	:	
موضوع	:	
موضوع	:	
موضوع	:	
شناسه افزوده	:	
شناسه افزوده	:	
رده بندی کنگره	:	
رده بندی دیویی	:	
شماره کتابشناسی ملی	:	

عنوان اصلی کتاب (عنوان فرعی)

■ مولفین:

■ مترجمین:

■ ناشر:

■ صفحه آرا:

■ طراح جلد:

■ سال و نوبت چاپ:

■ شمارگان: نسخه

ISBN: 978-622-0000-00-0

شابک: ۹۷۸-۶۲۲-۰۰۰۰-۰۰-۰

حق چاپ جهت ناشر محفوظ است.

دفتر انتشارات:

تلفن:

سایت انتشارات:

«فهرست»

فصل اول: مفاهیم و کلیات

۱۲	مقدمه
۱۲	منظور از عضو بتن آرمه چیست؟
۱۳	بتن
۱۷	دامنه کاربرد بتن در طراحی اعضای بت‌آرمه
۱۷	جمع شدگی و خزش در بتن
۱۸	آرماتورهای فولاد
۱۸	نمودار تنش و کرنش فولاد
۲۱	مشخصات موردنیاز آرماتورها در طراحی
۲۵	پوشش روی آرماتورها
۲۷	فرآیند طراحی یک سازه بتن آرمه
۲۹	مدل سازه‌های معادل بیمار
۲۹	نکات مدل سازی
۲۹	مشخصات مقطع اعضا در مدلسازی
۳۲	دهانه موثر
۳۴	بارگذاری معادل تشخیص بیماری
۳۵	تحلیل سازه معادل تحلیل مدارک بیمار
۳۶	تحلیل الاستیک مرتبه اول
۳۷	بازپخش لنگرها در اعضای خمشی ممتد
۳۸	نکات مربوط به بازپخش لنگرها در اعضای خمشی ممتد
۴۰	تحلیل الاستیک مرتبه دوم
۴۰	تحلیل غیر الاستیک
۴۱	تحلیل به روش اجزا محدود
۴۱	روشهای ساده شده تحلیل های الاستیک
۴۴	طراحی معادل درمان

فصل دوم: طراحی تیرها

۵۰	مقدمه
۵۰	روش طرح مقاومت
۵۵	طراحی خمشی تیرها
۷۱	محاسبه لنگر خمشی مقاوم مقطع تیر بتن آرمه با یک ردیف آرماتور کششی
۷۲	محاسبه عمق تار فشاری و آرماتورهای کششی لازم در لحظه مقاومت نهایی مقطع
۸۱	درصد آرماتور
۸۸	شکل پذیری در تیرهای بتن آرمه
۸۹	عوامل موثر در شکل پذیری
۹۰	آرماتور فشاری
۹۴	حالت شکست بالانس در آرماتورهای فشاری
۹۶	بررسی جاری شدن یا نشدن آرماتورهای فشاری
۹۹	تیرهای T شکل
۱۰۲	طراحی خمشی تیر T شکل
۱۰۶	محدودیت مساحت آرماتورهای طول خمشی کششی
۱۰۶	حداکثر آرماتور طولی کششی

۱۰۷	حداقل آرماتور طولی کششی
۱۱۵	ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله بخش اول
۱۱۵	سطوح شکل پذیری سازه
۱۱۶	ضوابط شکل پذیری متوسط در خصوص طراحی خمشی تیرها (۲-۵-۲۰-۹)
۱۱۸	ضوابط شکل پذیری زیاد (ویژه) در خصوص طراحی خمشی تیرها (۲-۶-۲۰-۹)
۱۲۳	ضوابط مربوط به فاصله حداقل میلگردهای طولی در تیرها
۱۲۴	گروه میلگردها
۱۲۶	برش در تیرها
۱۲۸	طراحی برشی تیرها
۱۳۵	محاسبه مقاومت برشی تامین شده توسط آرماتورهای عرضی
۱۴۶	نکات طراحی برشی تیرها
۱۴۷	فواصل بین آرماتورهای برشی
۱۵۱	برش دو محوره
۱۵۵	برش در اعضای بتنی مرکب
۱۵۶	برش اصطکاکی
۱۶۲	پیچش
۱۶۲	طراحی پیچشی تیرهای بتن آرمه
۱۶۸	نکاتی در خصوص طراحی پیچشی تیرهای بتن آرمه
۱۶۸	اثر مشترک برش و پیچش
۱۷۴	اثر مشترک خمش و پیچش
۱۷۶	نحوه ساخت و بکارگیری خاموتها، دورگیرها و تنگها
۱۷۸	ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله بخش دوم
۱۷۹	ضوابط شکل پذیری کم در خصوص آرماتورهای عرضی تیرها (۳-۲۰-۹)
۱۷۹	ضوابط شکل پذیری متوسط در خصوص آرماتورهای عرضی و حداقل مقاومت برشی تیرها (۳-۲-۵-۲۰-۹)(۴-۲-۵-۲۰-۹)
۱۸۱	ضوابط شکلی پذیری زیاد در خصوص آرماتورهای عرضی و حداقل نیروی برشی طراحی تیرها (۳-۲-۵-۲۰-۹)(۴-۲-۵-۲۰-۹)
۱۸۶	مقاومت اتکایی (لهیدگی)
۱۸۹	مهار و وصله آرماتورهای طولی
۱۹۰	قلاب استاندارد در آرماتورهای طولی
۱۹۱	طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیمهای آجدار در کشش
۱۹۵	میلگرد آجدار با قلاب استاندارد در کشش
۱۹۷	میلگرد آجدار سردار در کشش
۲۰۰	طول گیرایی میلگردهای آجدار مهار شده با وسایل مکانیکی در کشش
۲۰۰	طول گیرایی میلگردهای آجدار و سیمهای آجدار در فشار
۲۰۱	کاهش طول گیرایی برای آرماتور اضافی
۲۰۲	طول گیرایی گروه میلگردها
۲۰۲	ضوابط لرزهای در خصوص طول گیرایی (۵-۵-۶-۲۰-۹)
۲۰۵	وصله میلگردها
۲۰۵	انواع وصله ها
۲۰۶	وصله پوششی (۲-۴-۲۱-۹)
۲۰۶	وصله پوششی میلگردهای آجدار و سیمهای آجدار در کشش
۲۰۷	وصله پوششی میلگردهای آجدار در فشار (۵-۴-۲۱-۹)
۲۰۷	استفاده از وصله پوششی در چه مواردی مجاز است؟

۲۰۸	وصله اتکایی میلگردهای آجدار در فشار
۲۰۸	وصله مکانیکی و جوشی میلگردهای آجدار در کشش و فشار (۷-۴-۲۱-۹)
۲۰۹	وصله گروه میلگردها
۲۰۹	الزامات بهره برداری
۲۱۰	کنترل خیز
۲۱۰	خیز آنی در تیرها (آنی) Δ
۲۱۱	خیز دراز مدت در تیرها (دراز مدت) Δ
۲۱۲	خیز کلی تیر (کل) Δ
۲۱۵	کنترل تغییر مکان
۲۱۷	کنترل ارتعاش (لرزش) سازه
۲۱۹	توزیع آرماتور خمشی و کنترل عرض ترک
۲۲۲	نکات تکمیلی در خصوص آرماتورهای خمشی در تیرها

فصل سوم: طراحی ستونها

۲۳۳	مقدمه
۲۳۳	انواع ستونها از نظر شکل
۲۳۳	مرکز پلاستیک مقطع ستونها
۲۳۵	طراحی ستون زمانی که تنها تحت نیروی محوری قرار دارد
۲۳۹	طراحی ستون زمانی که تنها تحت لنگر خمشی قرار دارد
۲۴۰	طراحی ستون زمانی که همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی قرار دارد
۲۴۴	مقطع ستون تحت حالت خمش دو محوره
۲۴۶	محدودیت آرماتورهای طولی در ستونهای بتن آرمه
۲۴۷	ضوابط لرزه‌های آرماتورهای طولی و ابعاد هندسی ستونهای بتن آرمه
۲۴۹	طراحی برشی ستونهای بتن آرمه
۲۵۱	حداقل مقدار و حداکثر فاصله بین آرماتورهای برشی در ستونهای بتن آرمه
۲۵۲	طراحی پیچشی ستونهای بتن آرمه
۲۵۲	ضوابط لرزه‌های طراحی برشی و پیچشی ستونهای بتن آرمه
۲۵۲	شکل پذیری کم
۲۵۳	شکل پذیری متوسط
۲۵۷	شکل پذیری زیاد
۲۶۹	ستونهای لاغر
۲۶۹	مفهوم لاغری در ستونها
۲۷۵	طراحی ستونهای لاغر
۲۷۷	قابهای مهار شده
۲۷۸	قابهای مهار نشده
۲۸۴	نکات تکمیلی ستونها

فصل چهارم: طراحی دالها

۲۸۹	مقدمه
۲۸۹	به چه دالهایی یکطرفه و به چه دال هایی دو طرفه می گوییم؟
۲۹۰	طراحی دالهای یکطرفه
۲۹۲	حداقل آرماتور خمشی در دال های یکطرفه
۲۹۲	حداقل و حداکثر فاصله آرماتورهای طولی دال های یکطرفه
۲۹۳	حداقل آرماتور برشی در دال های یکطرفه
۲۹۳	کنترل خیز دالهای یکطرفه
۲۹۵	کنترل ترک در دالها و آرماتورهای حرارت و جمع شدگی

طول گیرایی و وصله آرماتورهای خمشی	۲۹۵
قطع آرماتورهای خمشی	۲۹۶
آرماتورهای یکپارچگی سازه‌های در دالهای یک طرفه درجا ریز	۲۹۷
دالهای دو طرفه	۲۹۷
تحلیل دالها به روش مستقیم	۳۰۰
سهم برشی تیرها	۳۰۹
محدودیت‌های روش تحلیل مستقیم دالهای دو طرفه	۳۱۰
تحلیل به روش قاب معادل	۳۱۱
ممان اینرسی اعضا در قاب معادل	۳۱۲
محاسبه سختی خمشی ستونها در قاب معادل	۳۱۳
تحلیل پلاستیک دالهای دو طرفه	۳۱۴
انتقال لنگر خمشی ضریب دار در اتصالات دال به ستون	۳۱۵
مقاومت برشی دالهای دو طرفه	۳۱۷
مقاومت برشی دو طرفه	۳۱۷
تنش برشی دو طرفه نامتعادل ناشی از برش و لنگر ضریب‌دار منتقل شده به ستون	۳۲۲
کتیبه دالها	۳۲۴
ضوابط آرماتورگذاری در دالهای دو طرفه	۳۲۶
فاصله آرماتورهای خمشی در دالهای دو طرفه	۳۲۷
مهار آرماتورها در دال و ضوابط قطع آن	۳۲۷
اثر گوشه در دالها	۳۲۹
آرماتورهای انسجام در دالها	۳۳۰
کنترل خیز دالهای دو طرفه	۳۳۰

فصل پنجم: طراحی دیوارها

مقدمه	۳۳۵
طراحی دیوارهای بتنازمه برای بار محوری و لنگر خمشی داخل و خارج صفحه	۳۳۵
طراحی دیوارها در برابر نیروی برشی	۳۳۹
طراحی دیوارها برای برش خارج صفحه	۳۳۹
طراحی دیوارها برای برش داخل صفحه	۳۴۳
حداقل ضخامت دیوارها	۳۴۷
محدودیت مقادیر آرماتورها	۳۴۸
محدودیت فاصله آرماتورها	۳۵۳
تحلیل خارج از صفحه دیوارها	۳۵۵
لنگر تشدید یافته (ضریب‌دار)	۳۵۶
تغییر شکل خارج از صفحه - بارهای بهره برداری	۳۵۸
ضوابط لرزه‌های دیوارها	۳۶۰
اجزای دیوار برشی	۳۶۰
قطعات قائم و افقی دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد	۳۶۱
ضوابط طراحی دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری ویژه در خمش و بار محوری	۳۶۲
ضوابط طراحی دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری ویژه در برش	۳۶۲
محدودیت‌های هندسی دیوارهای با شکل پذیری زیاد	۳۶۶
ضوابط آرماتورهای قائم و افقی دیوارهای با شکل پذیری زیاد	۳۶۷
دیوار پایه‌ها در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد	۳۷۱
اجزای مرزی در دیوارهای سازه‌ای با شکل پذیری زیاد	۳۷۳
تیرهای همبند در دیوارهای همبسته	۳۸۳

فصل ششم: طراحی شالوده‌های بتن آرمه

۳۹۳		مقدمه
۳۹۳		انواع شالوده ها
۳۹۶		طراحی شالوده
۳۹۷		شالوده سطحی مرکب یکطرفه و نواری
۳۹۸		شالوده های سطحی منفرد دو طرفه
۳۹۹		شالوده سطحی مرکب دو طرفه و گسترده
۳۹۹		مقاطع بحرانی برای محاسبه M_u و V_u در شالوده‌های سطحی
۴۰۵		طراحی شالوده های عمیق
۴۰۵		طراحی شمع ها
۴۰۵		طراحی سازه‌های شمع به روش مقاومت مجاز
۴۰۸		طراحی شمع ها به روش طرح مقاومت
۴۱۰		طراحی سر شمع ها
۴۱۱		طراحی تیرهای روی زمین و باسکولی
۴۱۲		طراحی کلاف های رابط شالوده های سطحی
۴۱۳		ضوابط لرزه ای شالوده ها
۴۱۳		ضوابط لرزه ای شالوده های تکی، نواری، سراسری، و سر شمع ها
۴۱۶		تیرهای در تراز پی و دال های متکی به زمین
۴۱۷		کلاف های لرزه ای در شالوده
۴۱۹		شالوده های عمیق
۴۲۵		نکات تکمیلی ضوابط لرزه‌های شمع ها

فصل هفتم: طراحی به روش خریایی (بست و بند)

۴۲۹		مقدمه
۴۲۹		تعریف ناحیه D و ناحیه B
۴۳۰		روش طراحی ناحیه D
۴۳۲		طراحی به روش بست و بند
۴۳۴		تعیین ابعاد گره در مدل خریایی
۴۳۵		روند طراحی اعضای بتنی به روش خریایی
۴۳۵		طراحی بندها، بست ها و گره ها
۴۳۵		تعیین مقاومت بست ها
۴۳۹		تعیین مقاومت بندها
۴۴۰		مقاومت ناحیه گره
۴۴۳		آرماتور توزیعی کنترل ترک در بسته‌های داخلی
۴۴۵		جزئیات آرماتورگذاری طولی بسته‌ها
۴۴۶		جزئیات آرماتورگذاری بندها
۴۴۷		گره‌های خم میلگرد
۴۵۱		طرم مقاوم در برابر زلزله با استفاده از طراحی به روش بست و بند (خریایی)
۴۵۱		جزئیات آرماتوربندی بست ها



فصل اول:

مفاهیم و کلیات





مقدمه

داستان طراحی یک سازه بتن‌آرمه با مدل سازی شروع شده، سپس تحت بارگذاری قرار گرفته، و در ادامه تحلیل و طراحی می‌شود. نویسنده این داستان، مهندس طراحی است که بر روی مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، استاندارد ۲۸۰۰، تحلیل سازه‌ها و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تسلط کافی دارد. در واقع مهندس طراح^۱ به شخصیت حقیقی یا حقوقی اطلاق می‌گردد که مسئولیت طراحی سازه را عهده‌دار بوده و دارای صلاحیت یا رتبه بندی از وزارت راه و شهرسازی است. در این کتاب سعی می‌کنیم شما مهندسين عزيز را با ضوابطی که یک مهندس طراح باید از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان بداند آشنا سازیم.

این فصل از کتاب طرح و اجرای سازه‌های بتن‌آرمه ACE به بیان مفاهیم اولیه از ضوابط مبحث نهم پرداخته که ابزار کار شما در فصول آتی خواهد بود. با ما همراه باشید تا مراحل طراحی اعضای سازه‌های بتن‌آرمه را به صورت گام به گام همراه با سوالات آزمون محاسبات نظام مهندسی و تالیفی در این فصل و فصول بعدی مورد بررسی قرار دهیم.

منظور از عضو بتن‌آرمه چیست؟

عضو بتن‌آرمه عضوی است که از ترکیب بتن و آرماتور تشکیل شده است، اما چرا بتن و آرماتور؟ برای پاسخ به این سوال باید بدانید بتن ماده با مقاومت فشاری قابل قبولی است، بنابراین استفاده از آن برای قطعات تحت فشار مانند ستون‌ها و دیوارها مناسب است. اما به سبب مقاومت کمی که تحت نیروی کششی دارد، استفاده از آن برای قطعاتی که تماماً یا بطور موضعی تحت کشش هستند (تیر، دال، فونداسیون) محدود می‌گردد. برای رفع این محدودیت، اعضای بتنی که کل مقطع آن‌ها و یا قسمتی از آن تحت کشش هستند را با قرار دادن فولاد در ناحیه کششی مقطع تقویت می‌نمایند. البته می‌توان در صورت نیاز با قرار دادن فولاد در ناحیه فشاری اعضای بتنی (تیر، ستون، دیوار). مقاومت فشاری آن را نیز بهبود بخشید. اما چرا برای جبران نقص بتن در مقاومت کششی و بهبود مقاومت فشاری آن از فولاد استفاده می‌شود؟ پاسخ این است: به دو دلیل چسبندگی بالا و ضرایب انبساط حرارتی تقریباً یکسانی که بین بتن و آرماتور وجود دارد، در اثر بارهای وارده و تغییرات دما این دو ماده تغییر شکل تقریباً یکسانی داشته و لغزشی بین آنها رخ نمی‌دهد.

$$\text{ضریب انبساط حرارتی بتن} \cong 10^{-6} \times 10$$

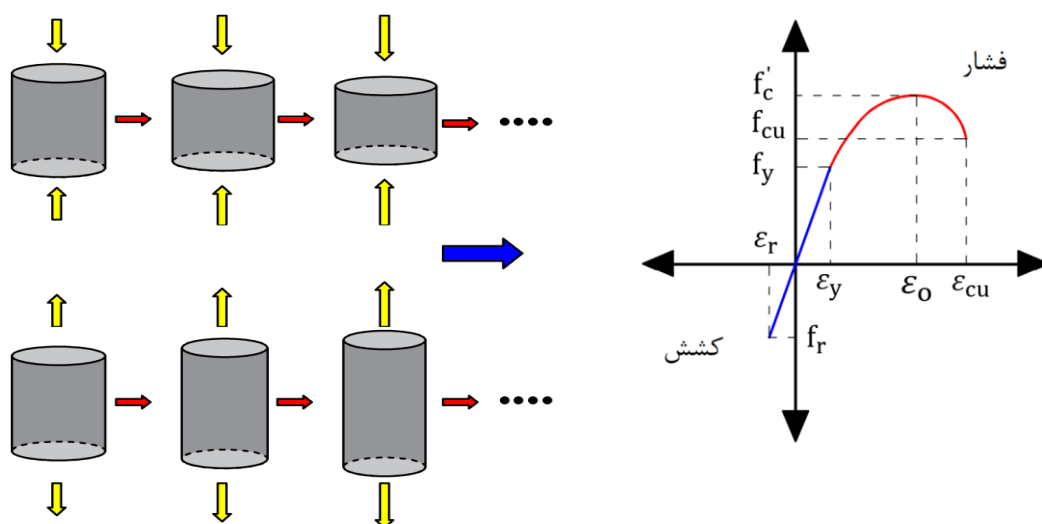
$$\text{ضریب انبساط حرارتی فولاد} \cong 12 \times 10^{-6}$$

در ادامه نگاهی به مدل رفتاری بتن و فولاد خواهیم داشت. با ما همراه باشید.

^۱. شرح وظایف و حدود اختیارات مهندس طراح مطابق ضوابط مبحث دوم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود.

بتن

بطور کلی بتن به هر محصولی که از یک ماده چسبنده با خاصیت سیمانی شدن تشکیل شده باشد اطلاق می‌گردد. در مفهوم خاص‌تر منظور از بتن در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ماده‌ای است که از سیمان، ماسه، شن و آب تشکیل شده است. چنانچه یک نمونه بتنی تحت یک بازه پیوسته از تنش‌های فشاری و کششی قرار گیرد و کرنش نظیر هر تنش تعیین گردد، نموداری که از مولفه‌های تنش و کرنش این آزمایش بدست می‌آید، نمودار تنش و کرنش بتن نام خواهد داشت. در زیر نمودار کیفی از تنش و کرنش یک نمونه بتنی نشان داده شده که در ادامه به معرفی نواحی و نقاط مهم آن می‌پردازیم. (شکل ۱-۱)



شکل ۱-۱ نمودار تنش کرنش بتن

بند ۹-۳-۶: با دقت در نمودار تنش کرنش بتن، نمودار در قسمت فشاری از دو بخش رفتار خطی و رفتار غیر خطی تشکیل شده است. در قسمتی که نمودار خطی بوده، رفتار نمونه بتنی، یک رفتار ارتجاعی و شیب نمودار در این ناحیه برابر با مدول الاستیسیته بتن (E_c) است. (الف) چنانچه چگالی بتن (w_c) بین ۱۴۴۰ تا ۲۵۶۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد مدول الاستیسیته بتن از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad \text{رابطه (۱)}$$

(ب) چنانچه بتن معمولی و با چگالی ۲۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب باشد، مدول الاستیسیته بتن از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad \text{رابطه (۲)}$$

w_c : چگالی بتن ($\frac{Kg}{m^3}$)

f'_c : مقاومت مشخصه بتن (MPa)

E_c : مدول الاستیسیته بتن (MPa)



در مرحله بعدی، بتن تحت فشار، وارد مرحله رفتار غیرخطی شده و حد بیشینه مقاومت آن برابر با مقاومت فشاری مشخصه بتن f'_c است. پس از آن بتن دچار یک افت مقاومت شده و به گسیختگی کامل می‌رسد. کرنش معادل نقطه گسیختگی، ϵ_{cu} بوده که مقدار آن مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای انواع بتن برابر ۰.۰۰۳ است.

اکنون بر روی رفتار کششی بتن توجه کنید، با توجه به نمودار شکل ۱-۱ حد نهایی مقاومت بتن در کشش برابر f_r بوده و از رفتار غیر خطی بتن در کشش صرف نظر می‌گردد. مقدار مقاومت نهایی کششی بتن f_r براساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$f_r = 0.162 \lambda \sqrt{f'_c} \quad \text{رابطه (۳)}$$

λ : ضریب اصلاحی است که با توجه به نوع بتن تعیین می‌شود. در ادامه به توضیح این ضریب خواهیم پرداخت.



فانوس ۱:

ضریب پواسون بتن (ν) برای بتن معمولی برابر با ۰/۲ و برای بتن سبک از آزمایش به دست می‌آید.

مثال ۱

نسبت مدول الاستیسیته بتنی با مقاومت فشاری مشخصه ۲۵ مگاپاسکال و وزن مخصوص

۱۵ کیلونیوتن بر متر مکعب به مدول الاستیسته بتنی با مقاومت فشاری ۵۰ مگاپاسکال و وزن مخصوص

۲۰ کیلونیوتن بر متر مکعب کدام است؟ (تایفی ACE)

الف) ۲۰.۱۷ (ب) ۰.۳۲ (ج) ۱.۴۲ (د) ۰.۴۶



حل:

با توجه به رابطه شماره یک داریم:

$$\frac{E_{c1}}{E_{c2}} = \left(\frac{w_{c1}}{w_{c2}} \right)^{1/5} \times \sqrt{\frac{f'_{c1}}{f'_{c2}}} = \left(\frac{15}{20} \right)^{1/5} \times \sqrt{\frac{25}{50}} \cong 0.46$$

گزینه (د) صحیح است.

در نمودار شکل ۱-۱ مقدار مقاومت فشاری مشخصه بتن f'_c مهم‌ترین پارامتری هست که از آن بسیار در روابط طراحی استفاده می‌شود. طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان بتن‌های با رده مقاومت فشاری مشخصه‌های مختلف به صورت عبارت CN نمایش داده می‌شوند، بگونه‌ای که C حرف اول کلمه Concrete بوده و N نشان دهنده مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال است. برای مثال C۲۵، یعنی بتنی که دارای مقاومت فشاری مشخصه ۲۵ مگاپاسکال است.

بند ۹-۳-۴-۱ رده بندی بتن براساس مقاومت مشخصه آن معمولاً به ترتیب زیر است.



C_{10} C_{12} C_{16} C_{20} C_{25} C_{30} C_{35} C_{40} C_{45} C_{50} C_{55} C_{60} C_{65} C_{70}
 بند ۹-۳-۲ برای منظور کردن مشخصات بتن‌های سبک، برخی روابطی که در این کتاب از پارامتر $\sqrt{f'_c}$ استفاده شده است در ضریب λ مطابق جداول ۱-۱ و ۲-۱ ضرب می‌گردد. ضریب λ در جدول ۱-۱ با توجه به ترکیب سنگدانه‌های معمولی و سبک به ترتیب مطابق استانداردهای ملی ۳۰۲ و ۴۹۸۵، یا در جدول ۱-۲ با توجه به چگالی تعیین می‌شود.

جدول ۱-۱ ضریب اصلاح λ با توجه به ترکیب دانه‌ها

بتن	ترکیب دانه‌ها	λ
تمام سبک دانه	ریزدانه و درشت‌دانه: سبک	۰.۷۵
نیمه سبک دانه [۱]	ریزدانه: ترکیب معمولی و سبک درشت‌دانه: سبک	۰.۷۵ تا ۰.۸۵
	ریزدانه: معمولی درشت‌دانه: سبک	۰.۸۵
	ریزدانه: معمولی درشت‌دانه: ترکیب معمولی و سبک	۰.۸۵ تا ۱.۰۰
معمولی	ریزدانه و درشت‌دانه: معمولی	۱.۰۰

[۱] برای بتن‌های نیمه سبکدانه ترکیبی، مقدار λ از درون‌یابی خطی بین ۰.۷۵ و ۰.۸۵ با توجه به نسبت حجم ریزدانه معمولی به حجم کل سنگدانه و بین ۰.۸۵ تا ۱.۰۰ با توجه به نسبت حجم درشت‌دانه معمولی به حجم کل مواد سنگی به دست می‌آید.

جدول ۲-۱ ضریب اصلاح λ با توجه به چگالی بتن

چگالی بتن w_c ، کیلوگرم بر مترمکعب	λ
$w_c \leq 1600$	۰.۷۵
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.00046w_c \leq 1.00$
$w_c > 2160$	۱.۰۰

فانوس ۲:



در مواردی که در سوالات آزمون محاسبات نوع و یا چگالی بتن مشخص نشده بود و یا از لفظ بتن معمولی در صورت سوال استفاده شده بود مقدار عدد ۱ برای ضریب λ در نظر گرفته شود.



یک گام فراتر :

مقدار ضریب λ را می‌توان از طریق انجام آزمایش مقاومت کششی دو نیمه شدن و به کمک رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{0.56\sqrt{f'_c}} \leq 1$$

f_{ct} مقاومت کششی است که از طریق آزمایش دو نیمه شدن به دست آمده و براساس واحد مگاپاسکال در رابطه قرار داده می‌شود.

جهت کسب اطلاعات بیشتر در مورد نحوه انجام آزمایش دو نیمه شدن به کتب مرجع مراجعه نمایید.

مثال ۲

نسبت مقاومت کششی یک نمونه بتنی که از مصالح شن و ماسه سبک تهیه شده و دارای

مقاومت فشاری مشخصه ۲۵ مگاپاسکال است، به مقاومت کششی یک نمونه بتنی با وزن مخصوص

۱۹/۴ کیلونیوتن بر متر مکعب و مقاومت فشاری مشخصه ۳۰ مگاپاسکال کدام است؟ (تایفی ACE)

الف) ۰/۷۵ ب) ۱/۳۳ ج) ۰/۵۵ د) ۱/۸۱

حل:

رابطه محاسبه مقاومت کششی یک نمونه بتنی براساس رابطه (۳) محاسبه می‌گردد.

$$f_r = 0.162\lambda\sqrt{f'_c}$$

نمونه اول:

چون درشت دانه و ریزدانه هر دو سبک هستند λ با توجه به جدول ۱-۱ برابر با ۰/۷۵ خواهد بود.

نمونه دوم:

وزن مخصوص نمونه دوم برابر با ۱۹/۴ کیلونیوتن بر متر مکعب است لذا چگالی آن برابر خواهد بود با:

$$w_c = \frac{19/4 \times 1000}{9/8} = 1979/59 \frac{Kg}{m^3}$$

با توجه به جدول ۱-۲ مقدار λ از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$0.00046w_c = 0.00046 \times 1979/59 = 0/91 \leq 1$$

بنابراین برای محاسبه نسبت مقاومت کششی نمونه ۱ به نمونه ۲ خواهیم داشت:

$$\frac{f_{r1}}{f_{r2}} = \frac{\lambda_1}{\lambda_2} \times \sqrt{\frac{f'_{c1}}{f'_{c2}}} = \frac{0/75}{0/91} \times \sqrt{\frac{25}{30}} = 0/752$$

گزینه الف صحیح است.



دامنه کاربرد بتن در طراحی اعضای بتن آرمه

- مطابق بند ۹-۳-۳ محدودیت‌های زیر در خصوص مقدار مقاومت فشاری مشخصه بتن (f'_c) در طرح و اجرای سازه‌های بتن آرمه باید رعایت شود.
- حداقل مقدار f'_c برای انواع بتن‌های معمولی و سبک برابر با ۲۰ مگاپاسکال و حداکثر مقدار آن ۵۰ مگاپاسکال است. (برای سازه‌های با شکل پذیری^۱ کم)
 - در ساختمان‌های بلندتر از ۲۰ طبقه از روی شالوده، در صورتی که بتوان با پیش‌بینی تدابیر ویژه برای کنترل کیفیت بتن، نشان داده شود که بدست آوردن چنین مقاومتی در اجرا امکان پذیر است، می‌توان حداکثر مقاومت را در بتن‌های معمولی تا ۷۰ مگاپاسکال افزایش داد.
 - در سازه‌های بتن آرمه با شکل پذیری ویژه حداقل مقدار f'_c برای بتن‌های معمولی و سبک ۲۵ مگاپاسکال و حداکثر مقدار آن برای بتن‌های سبک ۳۵ مگاپاسکال می‌باشد.
 - در کلیه موارد حداقل مقدار f'_c نباید از آنچه که برای دوام بتن در پیوست ۹-پ-۱ مبحث نهم مقررات ملی آمده است، کمتر در نظر گرفته شود.

مثال ۳

کدام یک از گزینه‌های زیر صحیح است؟

- الف) برای طرح و اجرای یک سازه بتن آرمه با شکل پذیری کم می‌توان از بتن با رده مقاومتی ۱۶ مگاپاسکال استفاده نمود.
- ب) برای طرح و اجرای یک بیمارستان با شکل پذیری ویژه می‌توان از بتن سبک C۴۰ استفاده نمود.
- پ) برای طراحی و اجرای ستون‌های یک مجتمع تجاری با شکل پذیری متوسط می‌توان از بتن معمولی C۳۰ استفاده نمود.
- ج) همه موارد صحیح است.

حل: 

با توجه به توضیحات ارائه شده گزینه پ صحیح است

جمع شدگی و خزش در بتن^۲

 **بخش ۹-۳-۹:** در نمودار شکل ۱-۱ رابطه بین تنش و کرنش بتن تابعی از زمان است، بطوری که یک عضو بتنی تحت فشار به مرور زمان دچار تغییر شکلی علاوه بر آنچه که اثر مستقیم بار وارد بر عضو است

^۱ در خصوص ضوابط لرزه‌ای و شکل‌پذیری در فصول آتی صحبت خواهد شد.

^۲ Shrinkage



می‌شود. افزایش کرنش عضو بتنی تحت بارگذاری ثابت فشاری، پس از گذشت زمانی مشخص را خزش می‌نامند. عواملی همچون عدم کیفیت مناسب جنس مصالح سنگی، میزان کم مصالح سنگی، افزایش سن، مقاومت فشاری کم، رطوبت و دمای پایین محیط و شدت بالای تنش فشاری منجر به افزایش پدیده خزش در اعضای بتنی می‌شود. این پدیده به ویژه در سازه‌های بلند مرتبه قابل ملاحظه بوده و اثرات ناشی از آنها باید در طراحی سازه‌های بتن‌آرمه لحاظ گردد.

آرماتورهای فولاد

آرماتورهای فولادی، المان‌های میله‌ای شکلی هستند که در ترکیب با بتن منجر به بهبود مقاومت کششی، فشاری، برشی و پیچشی آن می‌شوند. آرماتورهای فولادی شامل میلگردهای فولادی و سیم‌های فولادی می‌باشند. آرماتورهای فولادی گرم نوردیده شده را میلگرد فولادی و آرماتورهای سرد نوردیده شده یا سرد اصلاح شده را سیم‌های فولادی می‌گویند. (شکل ۲-۱)



شکل ۲-۱ الف: سیم فولادی ب: میلگرد فولادی

نام گذاری آرماتورها به صورت ΦN بوده که در آن N میزان قطر آرماتور برحسب میلی‌متر را مشخص می‌کند. برای مثال منظور از آرماتور $\Phi ۱۶$ ، آرماتور نمره ۱۶ و با قطر ۱۶ میلی‌متری است.

نمودار تنش و کرنش فولاد

اگر یک نمونه آرماتور فولادی را همانند نمونه بتنی تحت تنش‌های پیوسته (فشاری یا کششی) از مقدار کم تا مقدار مشخصی که منجر به گسیختگی فولاد شود قرار دهیم و همچنین کرنش‌های نظیر هر کدام از تنش‌ها را نیز مشخص نماییم. نموداری که با مولفه قائم تنش و مولفه افقی کرنش به دست می‌آید، نمودار تنش کرنش فولاد خواهد بود.



۲- نقاط مختلف تیر را بر اساس خمش ناشی از بار q_2 طراحی نماید، در این حالت در صورتی که بار گسترده q_2 بر روی تیر قرار گیرد، در هیچ یک از نقاط تیر مفصل تشکیل نشده و مقاطع نسبت به حالت اول مقاومت خمشی بیشتری دارند.

نتیجه این که تیر طراحی شده مطابق دیدگاه اول نسبت به تیر طراحی شده مطابق دیدگاه دوم اقتصادی تر و در عین حال جوابگوی نیاز طراحی می‌باشد و در یک جمله طراحی بهینه‌تری است.

به این موضوع که عضو برای خمش، پیچش، ... کمتری طراحی شود تا امکان ایجاد مفصل در عضو وجود داشته باشد، امکان باز پخش گفته می‌شود.

نکات مربوط به بازپخش لنگرها در اعضای خمشی ممتد

بند ۹-۶-۵-۵-: در حالتی که الگوی بارگذاری بار زنده در تحلیل‌های خطی و دالهای دو طرفه اعمال شود، می‌توان مقادیر لنگرهای مثبت یا منفی حداکثر را برای هر گونه چیدمان بارگذاری کاهش داد، بشرط آنکه شرایط زیر تامین شده باشند.

الف) اعضای خمشی بصورت ممتد باشند

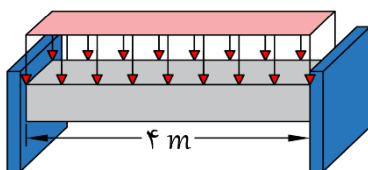
ب) در مقطعی که لنگر کاهش داده می‌شود، مقدار کرنش نهایی در پایین ترین آرماتورهای کششی بیش از 0.0075 باشد.

ج) درصد کاهش لنگر در مقاطعی که لنگر کاهش داده می‌شود، نباید از کمترین دو مقدار $(\epsilon_t \times 100)$ درصد و یا ۲۰ درصد بیشتر باشد. $(\epsilon_t$: کرنش نهایی در دورترین آرماتور کششی)

د) مقادیر لنگرهای بازپخش شده در طول دهانه باید با استفاده از مقادیر لنگرهای کاهش یافته و با رعایت شرایط تعادل استاتیکی برای هر ترتیب بارگذاری در دهانه‌ها محاسبه شوند، ضابطه این بند باید در مورد برش‌ها و عکس‌العمل‌های تکیه گاهی رعایت شود.

مثال ۱۰

تیر بتن‌آرمه دو سر گیردار زیر، به ابعاد 450×400 mm دارای ۵ آرماتور نمره ۱۸ بوده که در هنگام بارگذاری کرنشی برابر با 0.018 را متحمل می‌شوند. با فرض اینکه بتوان بیشترین مقدار کاهش لنگر را در تکیه‌گاه اعمال نمود، میزان برش در فاصله یک متری از تکیه‌گاه چه میزانی خواهد بود؟ (شدت بار گسترده اعمالی برابر با ۵ کیلونیوتن بر متر مربع است) (تالیفی ACE)



الف) ۲ کیلونیوتن

ب) $1/35$ کیلونیوتن

ج) $1/64$ کیلونیوتن

د) $2/54$ کیلونیوتن



حل: 

ابتدا بار گسترده در واحد سطح را با ضرب در ضخامت تیر به بار گسترده در واحد طول تبدیل میکنیم:

$$q = 5 \times 0.4 = 2 \frac{KN}{m}$$

همانطور که میدانید هنگامی که یک تیر دو سر گیردار تحت یک بار گسترده خطی قرار می‌گیرد، مقدار لنگر ایجاد شده در تکیه‌گاه‌ها برابر است با:

$$M = \frac{ql^2}{12}$$

بنابراین لنگر ایجاد شده در تکیه‌گاه برابر است با:

$$M = \frac{2 \times 4^2}{12} \approx 2.67 \text{ KN} \cdot m$$

بیشترین مقدار کاهش لنگر براساس آنچه که پیش‌تر بیان شده برابر است با:

$$\text{Min}\{2\% \cdot 1000 \cdot \varepsilon_t\} = \text{Min}\{2\% \cdot (1000 \times 0.018)\} = 18\%$$

بنابراین می‌توان به میزان ۱۸ درصد از مقدار لنگر در تکیه‌گاه‌ها کاهش داد:

$$M_k = 2.67 - 0.18 \times 2.67 = 2.1894 \text{ KN} \cdot m$$

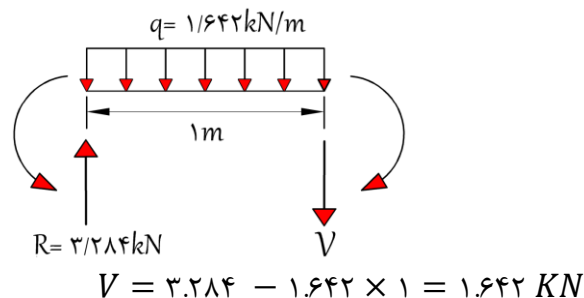
حال مجدد باری که منجر به ایجاد چنین لنگری می‌شود را محاسبه می‌کنیم:

$$2.1894 = \frac{q \times 4^2}{12} \Rightarrow q \approx 1.642 \frac{KN}{m}$$

با توجه به بار گسترده به دست آمده میزان عکس العمل تکیه‌گاهی برابر است با:

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{1.642 \times 4}{2} = 3.284 \text{ KN}$$

حال به محاسبه برش در فاصله یک متری از تکیه‌گاه بر اساس روابط تحلیل سازه‌ها (تعادل در راستای قائم) می‌پردازیم:



گزینه (ج) صحیح است.



تحلیل الاستیک مرتبه دوم

تحلیل الاستیک مرتبه دوم تحلیلی است که نیروهای داخلی براساس روابط تحلیل سازه‌ها حساب شده ولی در آن اثرات بارهای محوری، وجود ترک در طول اعضا و مدت زمان وارد شدن بار در نظر گرفته می‌شود. در خصوص تحلیل الاستیک مرتبه دوم می‌توان به نکات زیر اشاره نمود:

- ۱- مدل‌سازی اعضا براساس هرآنچه که در قسمت مدل‌سازی گفته شد انجام می‌شود.
- ۲- اثرات لاغری بر اساس روش تشدید لنگر در نظر گرفته می‌شود. (در فصل ستون‌ها به این موضوع پرداخته خواهد شد).
- ۳- امکان باز پخش لنگرهایی که از تحلیل الاستیک مرتبه دوم محاسبه شده اند مجاز است.

تحلیل غیر الاستیک

تحلیل غیر الاستیک هم همانند تحلیل الاستیک به دو روش تحلیل مرتبه اول و دوم می‌باشد. در تحلیل غیر الاستیک رفتار غیر خطی مصالح در تحلیل منظور می‌گردد. تفاوت بین تحلیل غیر الاستیک مرتبه اول و دوم بدین صورت است که در تحلیل غیر الاستیک مرتبه اول، تعادل در وضعیت تغییر شکل نیافته تامین شده اما در تحلیل غیر الاستیک مرتبه دوم تعادل را در وضعیت تغییر شکل یافته تامین می‌شود. در خصوص تحلیل غیر الاستیک به نکات زیر دقت نمایید:

- ۱- اثرات لاغری باید لحاظ گردد.
- ۲- باز پخش لنگر در تحلیل غیر الاستیک مجاز نمی‌باشد.

امکان باز پخش لنگر در کدام یک از تحلیل‌های زیر مجاز نمی‌باشد. (تالیفی ACE)

مثال ۱۱

الف) تحلیل غیرخطی مرتبه اول

ب) تحلیل خطی مرتبه اول

ج) تحلیل خطی مرتبه دوم

د) در کلیه تحلیل‌ها امکان باز پخش لنگر مجاز است.

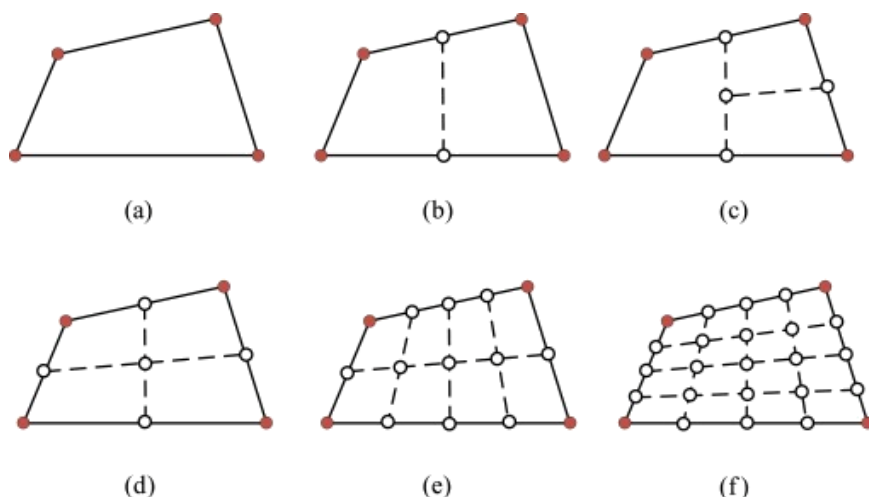
پاسخ: حل:

براساس نکات بیان شده امکان باز پخش لنگر در هیچ یک از تحلیل‌های غیر خطی مرتبه اول و دوم مجاز نمی‌باشد. بنابراین گزینه الف پاسخ صحیح مثال است.

تحلیل به روش اجزا محدود^۱

در تحلیل به روش اجزا محدود عضو مورد تحلیل به قسمت های کوچکی که اصطلاحاً به آنها مش گفته می شود تقسیم می شود، در هر یک از این مش ها روابط تعادل بین نیروها و سازگاری تغییر مکان ها بررسی شده و از کنار هم قرار دادن تحلیل این مش ها به تحلیل کل عضو می رسیم. در این روش نیز عضو را می توان به هر دو روش خطی و غیر خطی تحلیل نمود. (روش تحلیلی مورد استفاده برای تحلیل دالها و دیوار برشی)

شکل ۱-۱۴



شکل ۱-۱۴ تحلیل سازه در نرم افزار آباکوس به روش اجزا محدود

در خصوص تحلیل به روش اجزا محدود به نکات زیر توجه کنید:

- ۱- در تحلیل غیر خطی با این روش اصل جمع آثار قوا مجاز نبوده و باید برای هر ترکیب بار تحلیل جداگانه ای صورت گیرد.
- ۲- باز پخش لنگرها در اعضای تحلیل شده به روش اجزا محدود مجاز نیست.
- ۳- استفاده از متوسط گیری پاسخ ها در طول محدودی از عضو در تحلیل به روش اجزا محدود مجاز می باشد.

روش های ساده شده تحلیل های الاستیک

در کنار همه روش های گفته شده در خصوص تحلیل سازه های بتن آرمه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ویرایش پنجم روشی ساده جهت تحلیل برخی اعضا با شرایط خاص ارائه نموده است.

بند ۹-۶-۱-۱: در صورتی که شرایط (الف) تا (ث) زیر موجود باشد، لنگرهای خمشی و تلاش های برشی را می توان در مقاطع مختلف با استفاده از جدول ۱-۱۰ تعیین نمود.



¹ Finite element method



- الف) تیر یا دال حداقل دو دهانه داشته باشد.
- ب) هر یک از اعضا در طول خود دارای مقطع ثابت باشند.
- پ) طول دهانه‌ی بزرگتر از دو دهانه مجاور، از ۲۰ درصد طول دهانه 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.

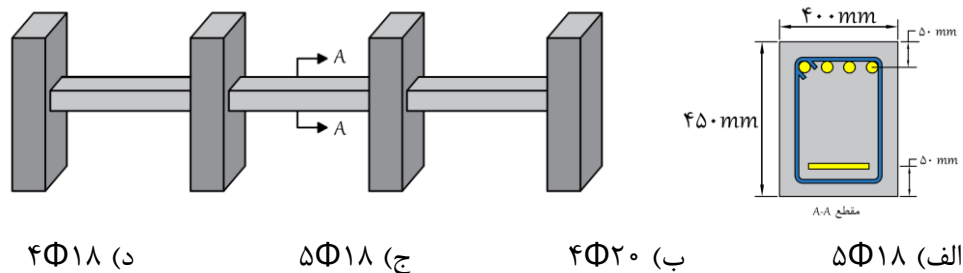
جدول ۱-۱۰ مقادیر تقریبی لنگرها و برش‌ها در تیرها و دالهای یکطرفه‌ی ممتد

۱- لنگر مثبت	
$\frac{w_u l^2}{11}$	دهانه‌های انتهایی الف) با انتهای غیر ممتد به صورت ساده (غیر گیردار)
$\frac{w_u l^2}{14}$	دهانه‌های انتهایی ب) با انتهای غیر ممتد، به صورت یکپارچه با تکیه‌گاه
$\frac{w_u l^2}{16}$	دهانه‌های داخلی
۲- لنگر منفی	
$\frac{w_u l^2}{9}$	لنگر منفی در وجه خارجی اولین تکیه‌گاه داخلی الف) دو دهانه
$\frac{w_u l^2}{10}$	لنگر منفی در وجه خارجی اولین تکیه‌گاه داخلی الف) بیش از دو دهانه
$\frac{w_u l^2}{11}$	لنگر منفی در وجوه دیگر تکیه‌گاه‌های داخلی
۳- لنگر منفی در موارد خاص	
$\frac{w_u l^2}{12}$	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 بیش از ۸ متر است.
$\frac{w_u l^2}{24}$	ب) لنگر منفی در وجه داخلی تمام تکیه‌گاه‌های خارجی برای اعضایی که با تکیه‌گاه‌های خود به صورت یک‌پارچه ساخته شده باشد. در مواردی که تکیه‌گاه یک تیر لبه باشد.
$\frac{w_u l^2}{16}$	ب) لنگر منفی در وجه داخلی تمام تکیه‌گاه‌های خارجی برای اعضایی که با تکیه‌گاه‌های خود به صورت یک‌پارچه ساخته شده باشد. در مواردی که تکیه‌گاه ستون باشد.
۴- برش در تیرهای ممتد	
$1.15 \frac{w_u l}{2}$	برش در اعضای انتهایی در وجه اولین تکیه‌گاه داخلی
$\frac{w_u l}{2}$	برش در وجوه سایر تکیه‌گاه‌ها



مثال ۲۱

تیر بتن‌آرمه شکل زیر به طول دهانه‌های ۴ متر و ابعاد $400 \times 450 \text{ mm}$ تحت بار گسترده مرده ($q_D = 60 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$) و بار گسترده زنده ($q_L = 50 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$) قرار دارد. چنانچه بتن مصرفی در تیر از رده C۲۵ و فولاد مصرفی از رده S۴۰۰ باشد. با استفاده از تحلیل الاستیک تقریبی، تعیین نمایید برای تحمل لنگر خمشی مثبت در محل مقطع A-A کدام یک از موارد زیر برای آرماتورگذاری در محل نشان داده شده در ناحیه کششی تیر از نظر تامین مقاومت و اقتصادی قابل قبول است. (مقطع کشش کنترل است. فرض کنید آرماتورهای فشاری جاری شده‌اند در ناحیه فشاری از آرماتور نمره ۱۸ استفاده شده است.)



حل:

پس از ترکیب بارهای مرده و زنده براساس ترکیب بارهای فصل اول، لنگر مثبت ایجاد شده در مقطع A-A را با استفاده از جدول ۱۰-۱ محاسبه نموده و بعد از آن براساس روش طرح مقاومت به محاسبه آرماتورهای کششی می‌پردازیم:

$$q_u = \max \begin{cases} 1.4q_D = 1.4 \times 60 = 84 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ 1.2q_D + 1.6q_L = 1.2 \times 60 + 1.6 \times 50 = 152 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{cases}$$

براساس جدول ۱۰-۱ لنگر خمشی مثبت ماکزیمم در مقطع A-A برابر است با:

$$M^+_{A-A} = \frac{w_u l^2}{16} = \frac{96 \times 4^2}{16} \approx 96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$A'_s = 4 \times \frac{\pi \times 18^2}{4} = 1017/87 \text{ mm}^2$$

براساس روش طرح مقاومت داریم:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0.9 \times \left[\alpha_s f'_c (\beta_c \times b) \times \left(d - \frac{\beta_c}{2} \right) + A'_s (f_s - \alpha_s f'_c) \times (d - d') \right] \geq M_u$$

عمق تار فشاری ویتنی را از رابطه تعادل محاسبه نموده و در رابطه فوق جایگذاری می‌نماییم.

$$A_s f_y = \alpha_s f'_c (\beta_c \times b) + A'_s (f_s - \alpha_s f'_c)$$



$$\beta_c = \frac{A_s f_y - A'_s (f_s - \alpha_s f'_c)}{\alpha_s f'_c b}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times \left[\alpha_s f'_c \left(\frac{A_s f_y - A'_s (f_s - \alpha_s f'_c)}{\alpha_s f'_c b} \times b \right) \times \left(d - \frac{A_s f_y - A'_s (f_s - \alpha_s f'_c)}{2 \alpha_s f'_c b} \right) + A'_s (f_s - \alpha_s f'_c) \times (d - d') \right] \geq M_u$$

$$\alpha_s = 0.85$$

$$\beta = 0.85$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 0.85 \times 25 \times \left(\frac{400 A_s - 1017.87 \times (400 - 0.85 \times 25)}{0.85 \times 25 \times 400} \times 400 \right) \times (400 - \frac{400 A_s - 1017.87 (400 - 0.85 \times 25)}{2 \times 0.85 \times 25 \times 400}) + 0.9 \times 1017.87 \times (400 - 0.85 \times 25) \times (400 - 50) \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0.9 \times (400 A_s - 385518.26) \times \left(422.67 - \frac{A_s}{42.5} \right) + 121438252 \geq M_u$$

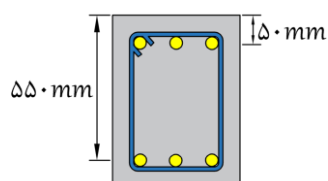
$$A_s \geq 1178/75 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_s = n \times \frac{\pi \times 18^2}{4} \geq 1178/75$$

$$\Rightarrow n \geq 4.63 \Rightarrow \text{use } 5\Phi 18$$

گزینه (الف) صحیح است.

مثال ۲۲

چنانچه کرنش در محل آرماتورهای کششی مقطع تیر شکل زیر در لحظه شکست برابر با ۰.۰۱۲ باشد، وضعیت آرماتورهای فشاری را تعیین نمایید. (فولاد مصرفی از رده S۴۰۰ و بتن مصرفی از رده C۲۵ می باشد).



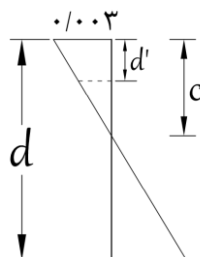
(الف) از حد جاری شدن عبور نموده اند.

(ب) جاری نشده اند.

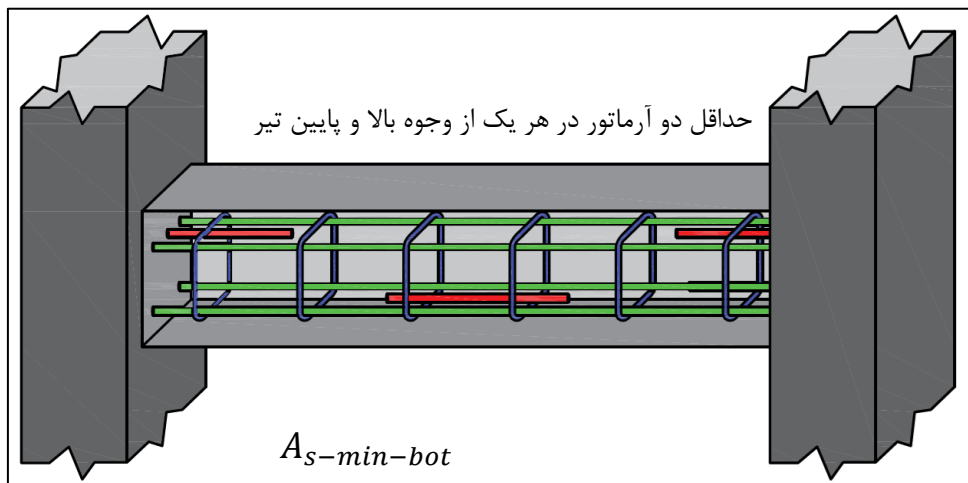
(ج) در حد جاری شدن قرار دارند.

(د) داده های مساله برای تعیین وضعیت آرماتورهای فشاری کافی نیست.

حل:



در این مثال با کمک توزیع خطی کرنش ها و نوشتن یک تشابه و یک رابطه تالس می توان کرنش در محل آرماتورهای فشاری را تعیین نموده، و با توجه به کرنش ایجاد شده به نوع رفتار آرماتور فشاری پی برد.



شکل ۲-۲۴ ضوابط آرماتور طولی برای تیر با شکل پذیری کم

ضوابط شکل‌پذیری متوسط در خصوص طراحی خمشی تیرها (۲-۵-۲۰-۹)

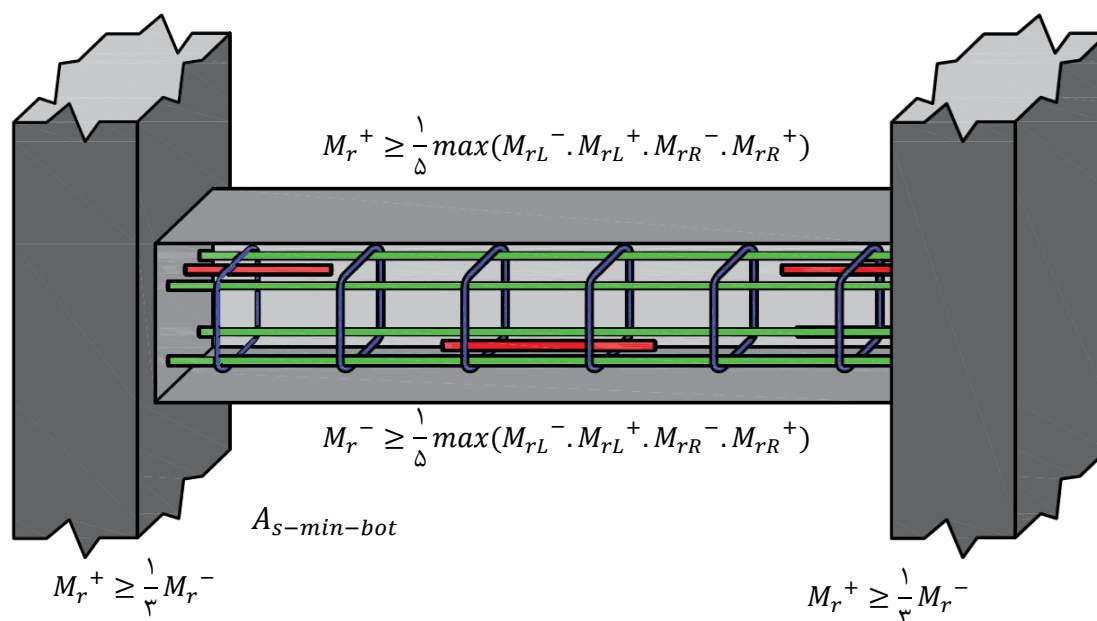
پس از طراحی اولیه خمشی تیر برای این که تیر شکل‌پذیری متوسط تحت بار زلزله داشته باشد، باید در هر یک از دو وجه فوقانی و تحتانی تیر حداقل دو آرماتور سراسری بکار برده شود. سطح مقطع آرماتورهای پایین نباید در هیچ مقطع از یک چهارم بیشترین مقدار سطح مقطع آرماتورهای تحتانی در طول دهانه تیر، کمتر باشد. این آرماتورها باید با فرض ایجاد تنش تسلیم در بر تکیه‌گاه مهار شوند.

همچنین براساس بند ۲-۲-۲-۲۰-۹ در هر طرف تیر در بر تکیه‌گاه، مقاومت خمشی مثبت^{۱۴} نباید از یک سوم مقاومت خمشی منفی^{۱۵} 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 تکیه‌گاه در دو انتهای تیر کمتر باشد.

شکل ۲-۲۵

^{۱۴} مقاومت خمشی مثبت یعنی مقاومت خمشی تحت لنگر خمشی مثبت، در این حالت آرماتورهای پایین کششی و آرماتورهای بالا فشاری هستند.

^{۱۵} مقاومت خمشی منفی یعنی مقاومت خمشی تحت لنگر خمشی منفی، در این حالت آرماتورهای بالا کششی و آرماتورهای پایین فشاری هستند.



شکل ۲-۲۵ ضوابط آرماتور طولی برای تیر با شکل پذیری متوسط

همچنین برای اینکه تیری دارای شکل پذیری متوسط باشد با محدودهای هندسی (الف) تا (پ) رعایت شود.

شکل ۲-۲۶

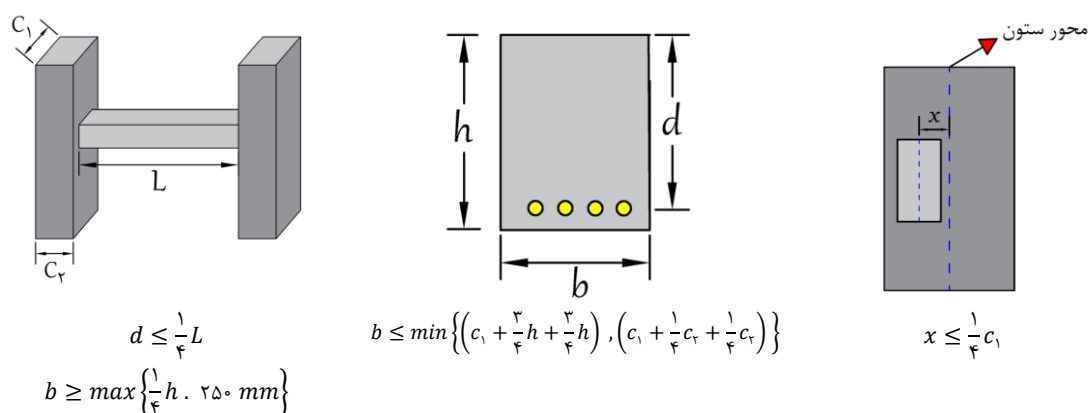
(الف) ارتفاع موثر مقطع نباید بیش تر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

(ب) عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی متر باشد.

(پ) عرض مقطع نباید بیش تر از دو مقدار زیر باشد:

■ عرض عضو تکیه گاهی در صفحه عمود بر محور طولی تیر، به اضافی سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف عضو تکیه گاهی؛

■ عرض عضو تکیه گاهی به اضافی یک چهارم بعد دیگر مقطع در هر طرف عضو تکیه گاهی.



شکل ۲-۲۶ ضوابط هندسی برای تیر با شکل پذیری متوسط



ضوابط شکل‌پذیری زیاد (ویژه) در خصوص طراحی خمشی تیرها (۹-۲۰-۶-۲)

پس از طراحی اولیه خمشی تیر برای این که تیر شکل‌پذیری زیاد تحت بار زلزله داشته باشد، باید در تمامی مقاطع تیر نسبت سطح مقطع آرماتور به مقطع موثر بتن، هم در پایین و هم در بالا از مقدار حداقل آرماتور طولی مطابق زیر بیشتر باشد.

$$\rho_w \geq \max \left\{ 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot \frac{1.4}{f_y} \right\}$$

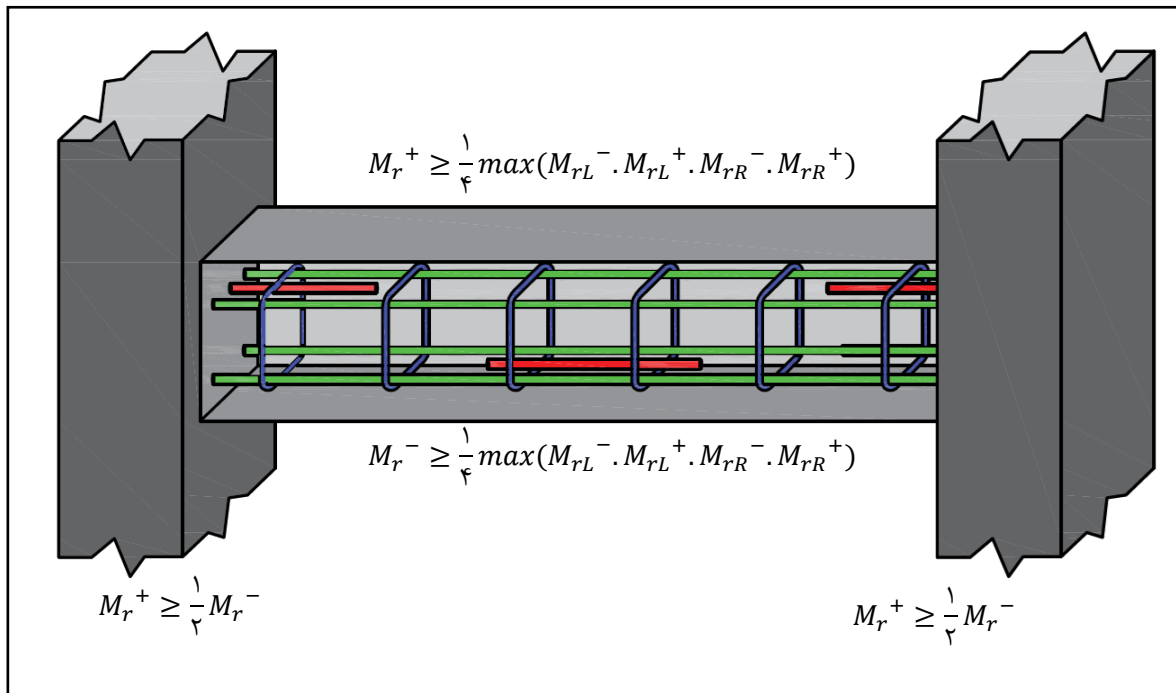
$$\rho' \geq \max \left\{ 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot \frac{1.4}{f_y} \right\}$$

برای اینکه تیر بتن‌آرمه دارای شکل‌پذیری زیاد باشد باید 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 ۰.۰۲ اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلی‌متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول پیش‌بینی شوند.

$$\rho_w \leq 0.025 \quad f_y \leq 420 \text{ Mpa}$$

$$\rho_w \leq 0.02 \quad f_y = 520 \text{ Mpa}$$

مورد بعدی جهت رسیدن به شکل‌پذیری زیاد برای تیر این‌که؛ در برتکیه‌گاه‌های تیر، مقاومت خمشی مثبت مقطع در هر تکیه‌گاه باید حداقل برابر نصف مقاومت خمشی منفی همان مقطع باشد. همچنین مقاومت خمشی مثبت و منفی هر مقطع در سراسر طول تیر نباید کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت خمشی در مقطع بر تکیه‌گاهی در دو انتهای عضو باشد. شکل ۲-۲۷



شکل ۲-۲۷ ضوابط آرماتور طولی برای تیر با شکل‌پذیری زیاد

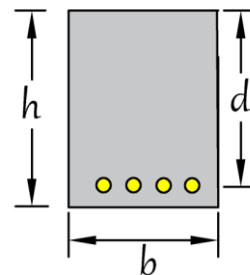
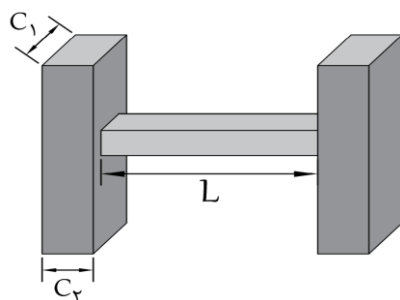


در خصوص ضوابط هندسی که باید در تیر با شکل پذیری زیاد رعایت شود، به موارد (الف) تا (پ) می‌توان اشاره نمود.

(الف) ارتفاع موثر مقطع نباید بیش از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

(ب) عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

(پ) عرض مقطع نباید بیش‌تر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافی کوچکترین C_1 و $0.75C_2$ در هر طرف عضو تکیه‌گاهی باشد. شکل ۲-۲



$$d \leq \frac{1}{4}L$$

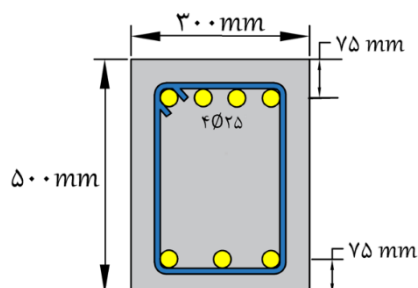
$$b \leq c_1 + 2 \min\{c_1 \text{ \& } 0.75c_2\}$$

$$b \geq \max\left\{\frac{3}{10}h \text{ \& } 250 \text{ mm}\right\}$$

شکل ۲-۲ ضوابط هندسی برای تیر با شکل‌پذیری زیاد

مثال ۳۶

در یک قاب خمشی بتنی با شکل‌پذیری متوسط، یک تیر بتنی درجا در محل تکیه‌گاه دارای مقطعی با جزئیات شکل زیر می‌باشد. در صورتی که قسمت بالای تیر تحت کشش باشد، با در نظر گرفتن ضوابط طراحی در برابر زلزله، حداقل مقدار مساحت میلگردهای قسمت پایین مقطع، بدون توجه به مقدار محاسباتی به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ ($f_c = 25 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$ ، همچنین در محاسبه مقاومت خمشی مقطع از اثر آرماتورهای فشاری صرف نظر شود).



(الف) ۵۶۰ میلی‌متر مربع

(ب) ۵۸۵ میلی‌متر مربع

(ج) ۴۰۰ میلی‌متر مربع

(د) ۶۸۰ میلی‌متر مربع

محاسبات ۹۸

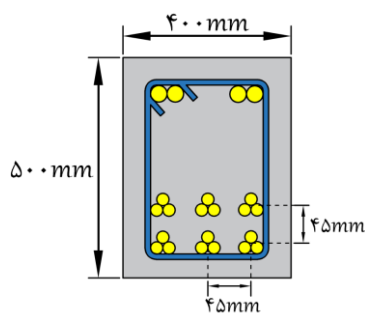


در کنترل محدودیت‌های فاصله، حداقل پوشش و موارد دیگری که نیاز به مشخص بودن قطر آرماتور است، باید قطر میلگرد معادل گروه میلگردها مبنای محاسبه قرار گیرد. برای محاسبه قطر میلگرد معادل فرض می‌شود که سطح مقطع کل میلگردهای گروه برابر با سطح مقطع میلگرد معادل گروه است و مرکز ثقل آن منطبق بر مرکز ثقل گروه میلگرد است.

$$\text{مجموع مساحت گروه آرماتورها} = \frac{\pi d_{\text{معادل}}^2}{4}$$

مثال ۱۴

تیر بتن‌آرمه‌ای در تماس دائم با هوا قرار دارد، در مقطع تیر از گروه میلگرد های سه تایی به عنوان میلگرد کششی و گروه میلگرد دوتایی به عنوان میلگرد فشاری استفاده شده است، قطر تمامی میلگردهای طولی ۱۸ و میلگردهای عرضی ۱۲ میلی‌متر می‌باشد. وضعیت جایگذاری آرماتورهای طولی را طبق بند ۹-۲۱-۱-۲ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین نمایید. (اندازه قطر بزرگترین سنگدانه ۲۲ میلی‌متر در نظر گرفته شود).



الف) حداقل فاصله آرماتورها در یک سفره رعایت شده است.

ب) حداقل فواصل در بین آرماتورها در راستای افق و قائم رعایت نشده است.

ج) در تیرها حداکثر تعداد میگردهایی که میتوان به صورت گروهی به کار برد ۲ عدد می‌باشد.

د) آرماتور گذاری تیر صحیح می‌باشد.

حل:

محاسبه قطر آرماتور معادل:

$$\text{مجموع مساحت گروه آرماتورها} = \frac{\pi d_{\text{معادل}}^2}{4} = 3 \times \frac{\pi \times 18^2}{4} \Rightarrow d_{\text{معادل}-1} = 31.177$$

$$\text{مجموع مساحت گروه آرماتورها} = \frac{\pi d_{\text{معادل}}^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 18^2}{4} \Rightarrow d_{\text{معادل}-1} = 25.45$$

بررسی حداقل فاصله میلگردها از یکدیگر در یک سفره: همانطور که در شکل مشخص است کمترین فاصله میلگردها در پایین ترین سفره است که این مقدار باید از بیشترین مقدار: ۲۵ میلی‌متر و قطر بزرگترین میلگرد و ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بیشتر باشد.

$$d_1 \geq \max \{ 25 \text{ mm}, \text{ قطر بزرگترین سنگدانه}, \text{ مقدار } 1.33 \}$$

$$(45 - 31.177) = 13.82 \not\geq \max \{ 25 \text{ mm}, 18 \text{ mm}, 29.26 \text{ mm} \}$$

$$= 29.26 \text{ mm NOT OK}$$

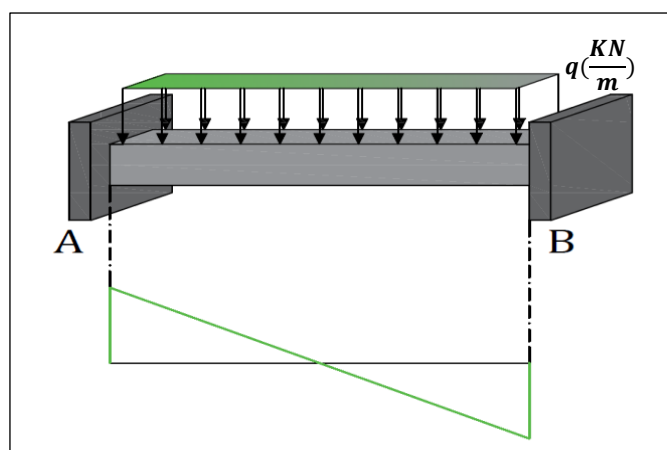


همچنین با توجه به بند ب بخش ۹-۲-۲ در تیرها فاصله آزاد بین دو سفره نباید کمتر از ۲۵ میلی‌متر باشد که با توجه به شکل سوال کمترین فاصله بین سفره‌ها بین سفره اول و دوم (۱۳.۲۳ میلی‌متر) بوده که کمتر از ۲۵ میلی‌متر است.

گزینه (ب) صحیح است.

برش در تیرها

پس از طراحی خمشی تیرها نوبت به طراحی تیرها در برابر نیروی برشی می‌رسد. در این بخش به بیان مفهوم برش، بررسی ضوابط طراحی برشی تیرها و نکات مربوط به آن خواهیم پرداخت. برای آشنایی با مفهوم برش به تیر شکل ۲-۲۹ توجه کنید؛ تیر دو سر گیردار AB تحت بار گسترده و یکنواخت q قرار داشته و نمودار نیروی برشی در آن مطابق شکل می‌باشد. همانطور که در نمودار برش تیر AB مشخص است، میزان برش تحت بار گسترده یکنواخت در نزدیکی محل تکیه‌گاه بیشترین مقدار را داشته و در وسط دهانه این مقدار برابر با صفر است.

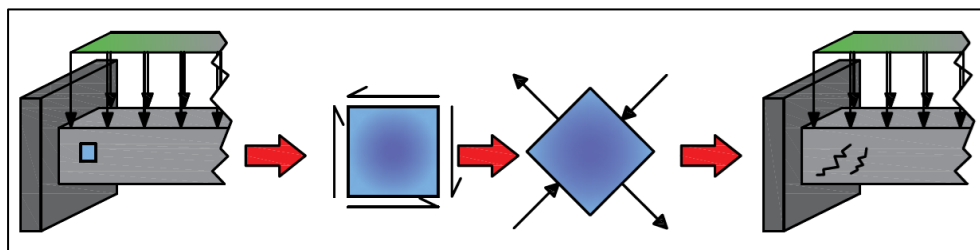


شکل ۲-۲۹ نمودار برشی تیر تحت بار گسترده یکنواخت

اما برش ایجاد شده در مقطع تیر چه اثری دارد؛ برای بیان بهتر این مفهوم به شکل ۲-۳۰ نگاه کنید. یک المان مربعی کوچک از نزدیکی تکیه‌گاه و در وسط ارتفاع تیر را در نظر بگیرید. با صرف نظر کردن از اثر نیروی محوری، این المان ناشی از بار گسترده q تحت تنش برشی خالص قرار دارد. با مراجعه به دایره مور و چرخش ۹۰ درجه‌ای در دایره مور به المانی که نسبت به المان اصلی چرخش ۴۵ درجه‌ای داشته خواهیم رسید که این المان طبق مفاهیم مقاومت مصالح، المان اصلی است. همانطور که در این المان مشاهده می‌کنید، در یک راستا تنش‌ها به صورت کششی و در راستای دیگر تنش‌ها به صورت فشاری عمل می‌کنند. به دلیل آنکه بتن تحت تنش کششی مقاومت قابل ملاحظه‌ای ندارد، لذا تنش‌های کششی منجر به ایجاد ترک‌هایی عمود بر راستای



تنش‌های کششی در المان می‌شوند. بنابراین این ترک‌ها که به آن‌ها ترک‌های برشی گفته می‌شود، همواره به صورت مورب با زاویه تقریباً ۴۵ درجه به سمت تکیه‌گاه‌ها گسترش می‌یابند.

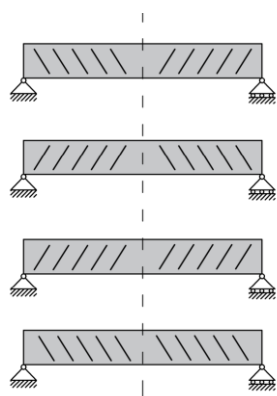


شکل ۲-۳ ترک برشی در تیرهای بتن‌آرمه

برای جلوگیری از بازشدگی بیش از حد ترک‌ها و همچنین گسترش آنها می‌توان آرماتورهایی را عمود بر این ترک‌ها قرار داد که البته در بیشتر مواقع به سبب مشکلات اجرایی که در قرار دادن آرماتورهای مورب در مقطع تیر بتن‌آرمه وجود دارد، برای کنترل ترک‌های برشی، آرماتورها را عمود بر محور تیر قرار می‌دهند که اصطلاحاً به آن‌ها آرماتور عرضی یا برشی و یا خاموت^{۱۸۱۷} می‌گویند.

مثال ۱۴۲

برای تیر با تکیه‌گاه ساده تحت اثر بار گسترده ثقیلی یکنواخت از نظر آرایش آرماتورهای برشی، گزینه صحیح را انتخاب نمایید.



(a)

الف) (a)

(b)

ب) (b)

(c)

ج) (c)

(d)

د) (d)

مسابقات ۹۳

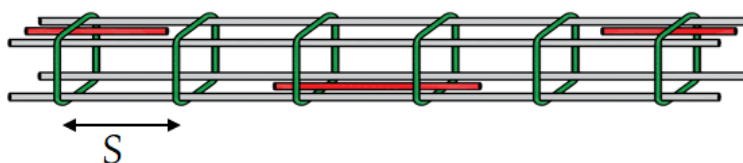
حل:

با توجه به اینکه ترک‌های برشی به صورت مورب و به سمت تکیه‌گاه‌ها هستند، برای کنترل آنها آرماتور گذاری (a) مناسب است.

گزینه (الف) صحیح است.

¹⁷ stirrup

¹⁸ در بیشتر منابع علمی به آرماتورهای عرضی تیرها خاموت، ستون‌ها تنگ و ناحیه اتصال تیر و ستون را دورگیر می‌گویند.



شکل ۳۱-۲ خاموت عرضی در تیرها

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

رابطه (۲۳)

A_v : مساحت دو ساق خاموت $(2 \times \frac{\pi d^2}{4})$

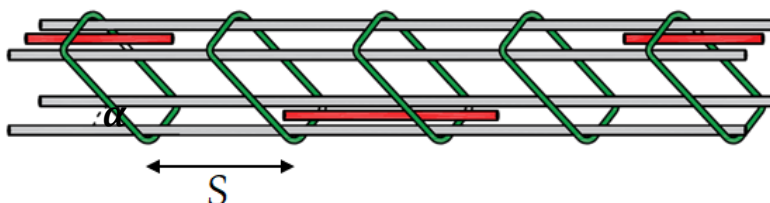
f_{yt} : تنش تسلیم خاموت (Mpa)

d : عمق موثر تیر (mm)

s : فاصله بین خاموت‌ها (mm)

ب) فولادهای عرضی مورب نسبت به محور طولی عضو

در شکل ۳۲-۲ چگونگی قرار گیری این نوع از آرماتورهای برشی نشان داده شده و براساس رابطه (۲۴) مقاومت برشی تامین شده توسط آرماتور عرضی محاسبه می‌شود.



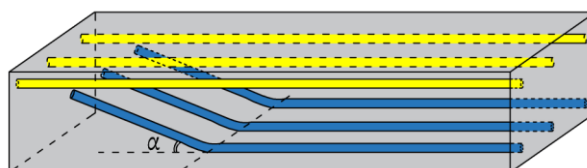
شکل ۳۲-۲ آرماتور برشی مایل در تیرها

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

رابطه (۲۴)

ج) فولادهای طولی خم شده با شروع خم یکسان

در شکل ۳۳-۲ چگونگی قرار گیری این نوع از آرماتورهای برشی نشان داده شده و براساس رابطه (۲۵) مقاومت برشی تامین شده توسط آرماتور عرضی محاسبه می‌شود.



شکل ۳۳-۲ فولادهای طولی خم شده با شروع خم یکسان



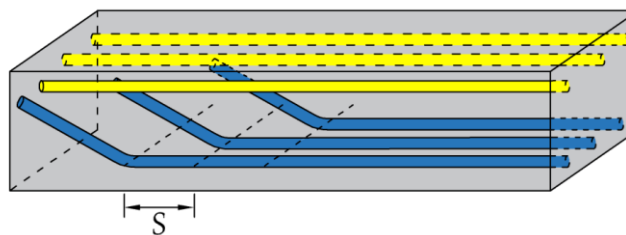
$$V_s = \min \left\{ \frac{A_v f_y \sin \alpha}{\frac{1}{\phi} \sqrt{f'_c} b_w d} \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \right. \quad \text{رابطه (۲۵)}$$



بهتر است که شما در سوالاتی که مربوط به حالت ج از آرماتورهای برشی است ابتدا چک کنید که مقدار $\frac{V_u}{\phi} - V_c$ از مقدار $\frac{1}{\phi} \sqrt{f'_c} b_w d$ کوچکتر باشد، در صورتی که کوچکتر بود مقاومت برشی تامین شده توسط آرماتور از رابطه $A_v f_y \sin \alpha$ محاسبه می‌شود، در غیر این صورت باید ابعاد مقطع باید افزایش داده شود تا مقدار $\frac{V_u}{\phi} - V_c$ از مقدار $\frac{1}{\phi} \sqrt{f'_c} b_w d$ کوچکتر شود.

د) فولادهای طولی خم شده با شروع خم‌های متفاوت

در شکل ۲-۳۴ چگونگی قرار گیری این نوع از آرماتورهای برشی نشان داده شده و براساس رابطه (۲۶) مقاومت برشی تامین شده توسط آرماتور عرضی محاسبه می‌شود.



شکل ۲-۳۳ فولادهای طولی خم شده با شروع خم‌های متفاوت

$$V_s = \frac{A_v f_y (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{رابطه (۲۶)}$$

α : زاویه آرماتورهای طولی خم شده با افق، این زاویه نباید کمتر از ۳۰ درجه باشد.

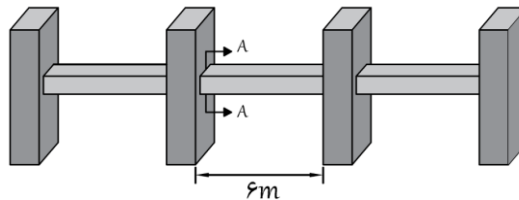
مثال ۴۷

تیر ممتد زیر به ابعاد $450 \times 500 \text{ mm}^2$ تحت بار گسترده و یکنواخت $70 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ و بار محوری فشاری ۸۵ کیلونیوتن قرار دارد. بتن مصرفی در تیر از رده C۳۰ و فولاد موجود برای طراحی برشی تیر از نوع S۳۴۰ می‌باشد. مهندس طراح پس از طراحی خمشی این تیر ۸ آرماتور نمره ۲۰ از نوع S۳۴۰ را به عنوان آرماتور کششی در این تیر قرار داده است. تعیین نمایید به ترتیب برای هر یک از حالت‌های زیر کدام گزینه آرماتورگذاری برشی مناسب براساس برش ایجاد شده از تحلیل تقریبی الاستیک در مقطع A-A را ارائه نموده است؟ (عمق موثر مقطع برابر با ۴۵۰ میلی‌متر است.)

حالت اول: تامین مقاومت برشی با خاموت قائم



حالت دوم: تامین مقاومت برشی با خاموت مایل با زاویه ۴۵ درجه نسبت به افق
حالت سوم: تامین مقاومت برشی با خم نمودن آرماتور طولی‌های کششی با شروع خم یکسان و با زاویه خم ۴۵ درجه نسبت به افق
حالت چهارم: تامین مقاومت برشی با خم نمودن آرماتور طولی‌های کششی با شروع خم متفاوت و با زاویه خم ۴۵ درجه نسبت به افق



الف) $\Phi 8 @ 190 \text{ mm} - \Phi 8 @ 218 \text{ mm}$ - خم دو آرماتور طولی در یک راستا عرضی - خم دو آرماتور طولی به فاصله ۱.۳۵ متر
ب) $\Phi 8 @ 180 \text{ mm} - \Phi 8 @ 354 \text{ mm}$ - خم دو آرماتور طولی در یک راستا عرضی - خم دو آرماتور طولی به فاصله ۱.۴ متر
ج) $\Phi 8 @ 190 \text{ mm} - \Phi 8 @ 160 \text{ mm}$ - خم سه آرماتور طولی در یک راستا عرضی - خم دو آرماتور طولی به فاصله ۱.۴ متر
د) $\Phi 8 @ 180 \text{ mm} - \Phi 8 @ 218 \text{ mm}$ - خم یک آرماتور طولی در یک راستا عرضی - خم دو آرماتور طولی به فاصله ۱.۳ متر

حل:

ابتدا براساس جدول ۱-۱۰ برش در مقطع A-A را محاسبه می‌کنیم:

$$V_u = \frac{wl}{2} = \frac{70 \times 6}{2} = 210 \text{ KN}$$

براساس تفکر طراحی به روش طرح مقاومت داریم:

$$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) \geq V_u$$

حال باید اجزای مقاومت برشی را محاسبه کنیم:

الف) محاسبه مقاومت برشی تامین شده توسط بتن (V_c):

$$\rho_w = \frac{8 \times \pi \times 20^2}{4 \times 450 \times 450} \approx 0.0124$$

$$V_c = \max \left\{ \begin{aligned} &\left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d \leq 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &\left(0.66 \lambda (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d \leq 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \end{aligned} \right.$$

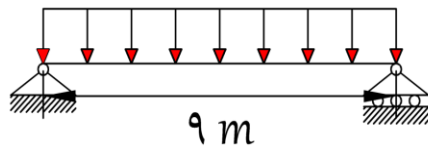


$$s \leq \min \left\{ \frac{540}{2} \cdot 600 \text{ mm} \right\} = 270 \text{ mm}$$

گزینه (ج) صحیح است.

مثال ۵۲

یک تیر دو سر ساده بتن‌آرمه پیش‌ساخته با مقطع مستطیل شکل به طول دهانه ۹ متر، عرض مقطع 400 mm و ارتفاع موثر مقطع 525 mm ، تحت اثر بارگسترده یکنواخت مرده $20 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ (شامل وزن تیر) و بارگسترده زنده $15 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$ قرار خواهد داشت. تعیین کنید به طور نظری حداقل در چند درصد از طول تیر باید آرماتور برشی قرار داده شود؟ (از مولفه قائم زلزله صرف نظر شود و نزدیکترین گزینه به پاسخ انتخاب گردد. همچنین بتن از رده C۲۵ و میلگرد از نوع S۳۴۰ در نظر گرفته شود).



الف) ۱۰۰٪

ب) ۷۱٪

ج) ۵۰٪

د) ۳۰٪

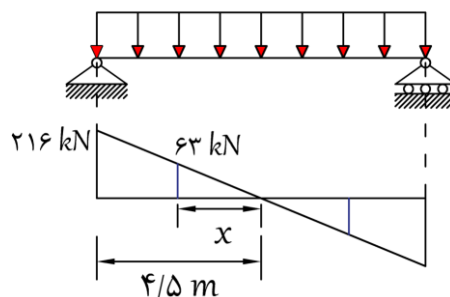
مسابقات ۹۷

حل:

در نقاطی از تیر که برش نهایی وارد بر تیر کمتر از نصف مقاومت برشی تامین شده توسط بتن با احتساب ضریب کاهش مقاومت باشد نیاز به طراحی برشی نمی‌باشد. برای بررسی این موضوع نمودار برش تیر را رسم نموده و نواحی از تیر که برش کمتر از نصف مقاومت برشی تامین شده توسط بتن است را مشخص می‌نماییم:

$$V_u = \max \begin{cases} 1.4V_D = 1.4 \times 20 = 28 \text{ KN} \\ 1.2V_D + 1.6V_L = 1.2 \times 20 + 1.6 \times 15 = 48 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\phi \frac{V_c}{2} = 0.08 \phi \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0.08 \times 0.75 \times \sqrt{25} \times 400 \times 525 = 63000 \text{ N} = 63 \text{ KN}$$



با نوشتن رابطه تالس مقدار X را بدست می‌آوریم:

$$\frac{x}{4.5} = \frac{63}{216} \Rightarrow x = 1.3125 \text{ m}$$

در $2x$ از طول تیر نیاز به قرار دادن آرماتور برشی از لحاظ نظری نمی‌باشد، بنابراین در طول $9-2x$ از طول تیر باید به طور نظری آرماتور برشی قرار داده شود.

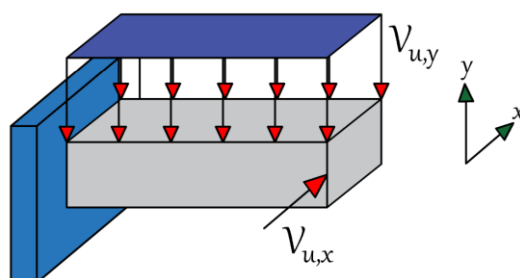
$$9-2x = 6.375 \text{ m}$$

$$\frac{6.375}{9} \times 100 = 70.83\%$$

گزینه (ب) صحیح است.

برش دو محوره

گاهی اوقات ممکن است تیر بتن‌آرمه تحت بار ثقلی و جانبی خارج صفحه به صورت همزمان قرار بگیرد. (شکل ۲-۳۴) در این حالت لازم است علاوه بر اینکه مقاومت برشی تیر در راستای ثقلی و جانبی تامین می‌شود، اثرات اندرکنش اعمال نیروی برشی در دو راستا در محاسبات لحاظ گردد.



شکل ۲-۳۴ برش دو محوره

در صورتی که یکی از شرایط زیر در حالت برش دو محوره تامین شود، می‌توان از اثر متقابل نیروهای برشی که در راستای دو محور متعامد x و y اثر می‌کنند، صرف نظر نمود و در هر راستا بصورت مجزا طراحی برشی نمود.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \leq 0.5 \quad \text{رابطه (۲۷)}$$

$$\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 0.5 \quad \text{رابطه (۲۸)}$$

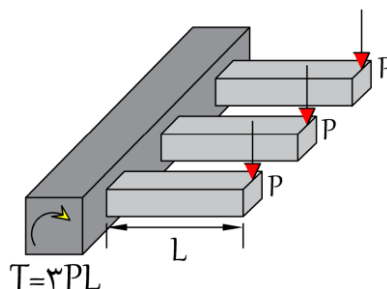
چنانچه هیچ یک از روابط فوق برقرار نشود، جهت در نظر گرفتن اثر متقابل برش‌ها باید رابطه زیر تامین گردد:

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1.5 \quad \text{رابطه (۲۹)}$$



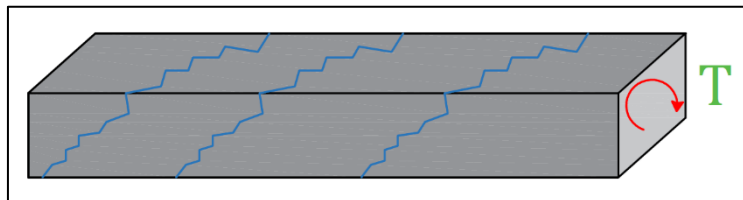
پیچش

مطابق شکل ۳۷-۲ لنگر خمشی ایجاد شده در تیرهای فرعی و یا دال‌ها موجب ایجاد لنگر پیچشی در تیرهای اصلی می‌شود. بنابراین این تیرها علاوه بر اینکه مقاومت خمشی و برشی لازم را دارند، مقاومت لازم پیچشی را نیز باید داشته باشند، تا در فرایند انتقال بار از روی این تیرها دچار گسیختگی پیچشی نشوند.



شکل ۳۷-۲ پیچش در تیر اصلی ناشی از خمش در تیرهای فرعی

مطابق شکل ۳۸-۲ هنگامی که یک تیر بتن‌آرمه تحت لنگر پیچشی قرار می‌گیرد، جریان برشی در وجوه بیرونی تیر ایجاد می‌شود که براساس مفاهیم مقاومت مصالح میزان این تنش‌های برشی در وسط اضلاع به بیشترین مقدار خود می‌رسد. با افزایش لنگر پیچشی، تنش‌ها در وجوه خارجی تیر افزایش یافته که منجر به شکل‌گیری ترک‌های پیچشی به صورت مارپیچ^{۲۱} در طول تیر می‌گردد^{۲۲}.



شکل ۳۸-۲ ترک‌های ناشی از لنگر پیچشی در تیر بتن‌آرمه

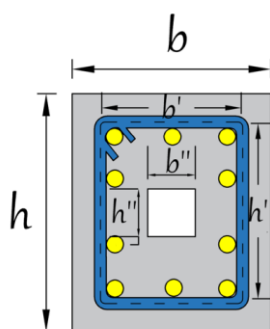
در بخش بعدی به بررسی دستورالعمل‌های طراحی پیچشی تیرها مطابق با ویرایش پنجم مبحث نهم مقررات ملی ساختمان خواهیم پرداخت.

طراحی پیچشی تیرهای بتن‌آرمه

قبل از پرداختن به طراحی پیچشی تیرها لازم است تا براساس شکل ۳۹-۲ با پارامترهای مساحتی که در این بخش مورد استفاده قرار می‌گیرد، آشنا شوید.

^{۲۱} برای کنترل ترک‌های پیچشی هم به آرماتورهای عرضی و هم به آرماتورهای طولی نیاز است.

^{۲۲} پس از دوران المانی کوچک از تیر که تحت تنش‌های ناشی از پیچش قرار دارد، جهت ترک‌ها مطابق شکل ۴۲-۲ مشخص می‌گردد.



$$A_g = bh - b''h''$$

$$A_{cp} = bh$$

$$A_{oh} = b'h'$$

$$A_0 = 0.85b'h' = 0.85A_{oh}$$

$$P_{cp} = 2 \times (b + h)$$

$$P_h = 2 \times (b' + h')$$

شکل ۲-۳۹ پارامترهای مساحتی مورد استفاده در روابط طراحی پیچشی

A_g : سطح مقطع ناخالص یک عضو بتنی. در یک مقطع توخالی فضای خالی منظور نمی‌شود. (میلی متر مربع)

A_{cp} : سطح مقطع عضو محصور به محیط خارجی آن (میلی متر مربع)

A_{oh} : سطح محدود به محورهای بیرونی ترین آرماتور عرضی بسته ی پیچشی (میلی متر مربع)

A_0 : مساحت ناخالص محدود به مسیر جریان برش ناشی از پیچش (میلی متر مربع)

P_{cp} : محیط خارجی سطح مقطع بتن (میلی متر)

P_h : محیط خط میانی بیرونی ترین خاموت بسته است. (میلی متر)

مطابق بند ۹-۸-۶-۱-۲ مبحث نهم چنانچه لنگر پیچشی وارد بر یک تیر بتن آرمه (T_u) از مقدار لنگر آستانه پیچشی ضریبدار (ΦT_{th}) کمتر باشد، تنش ها و اثرات ناشی از پیچش در طول تیر بحرانی نبوده و می توان از طراحی پیچشی تیر صرف نظر نمود. Φ ضریب کاهش مقاومت پیچشی بوده و مطابق جدول ۲-۱ برابر با ۰.۷۵ لحاظ می گردد. T_{th} تحت عنوان لنگر آستانه پیچش شناخته می شود و براساس دو رابطه (۳۳) و (۳۴) محاسبه می گردد.

الف) تیر تحت نیروی محوری نباشد:

$$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad \text{رابطه (۳۳)}$$

ب) تیر تحت نیروی محوری باشد:

$$T_{th} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}} \quad \text{رابطه (۳۴)}$$

λ : ضریب تصحیح جهت انعکاس مشخصات مکانیکی کاهش یافته بتن سبک نسبت به بتن معمولی، در مقاومت

فشاری یکسان. مطابق جداول ۱-۱ و ۲-۱

N_u : نیروی محوری



در هیچ یک از محاسبات بخش پیش‌کش مقدار $\sqrt{f'_c}$ نباید بیش از ۸.۳ مگاپاسکال بیشتر در نظر گرفته شود. با فرض اینکه لنگر پیش‌کش وارد بر مقطع (T_u) از مقدار لنگر آستانه پیش‌کش ضربدر ضریب کاهش مقاومت پیش‌کش (ϕT_{th}) بیشتر باشد، طراحی پیش‌کش سه مسیر برای طراحی را طی می‌کند، مسیر اول بدین صورت است که لنگر پیش‌کش نهایی (T_u) از مقدار لنگر پیش‌کش ترک خوردگی ضربدر ضریب کاهش مقاومت پیش‌کش (ϕT_{cr}) کمتر باشد، در این حالت تیر بتن‌آرمه باید برای لنگر پیش‌کش (T_u) طراحی شود. مسیر دوم بگونه‌ای است که لنگر پیش‌کش نهایی (T_u) از مقدار لنگر پیش‌کش ترک خوردگی ضربدر ضریب کاهش مقاومت پیش‌کش (ϕT_{cr}) بیشتر باشد، و تیر مورد بررسی معین باشد، در این حالت نیز تیر بتن‌آرمه باید برای لنگر پیش‌کش (T_u) طراحی شود. و اما مسیر سوم طراحی پیش‌کش، برای حالتی است که مقدار لنگر پیش‌کش نهایی (T_u) از مقدار لنگر پیش‌کش ترک خوردگی ضربدر ضریب کاهش مقاومت پیش‌کش (ϕT_{cr}) بیشتر بوده و تیر مورد بررسی نامعین باشد، در این حالت تیر بتن‌آرمه برای لنگر (ϕT_{cr}) طراحی می‌گردد. اگر مقدار (T_u) مطابق با توضیحات داده شده، باز توزیع شده باشد، مقادیر برش و لنگر خمشی ضریبدار مورد استفاده در طراحی اعضای مجاور متصل به عضو، باید با پیش‌کش کاهش یافته در تعادل باشد. لنگر ترک خوردگی (T_{cr}) براساس روابط ۳۵ و ۳۶ محاسبه می‌گردد.

الف) تیر تحت نیروی محوری نباشد:

$$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \quad \text{رابطه (۳۵)}$$

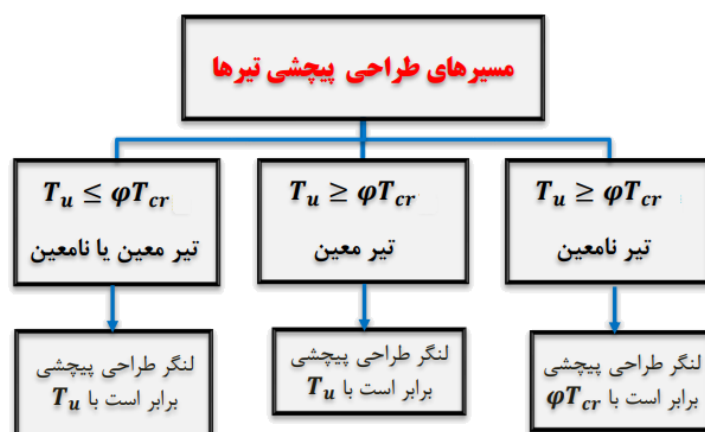
ب) تیر تحت نیروی محوری باشد:

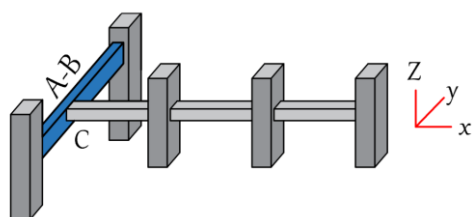
$$T_{cr} = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}} \quad \text{رابطه (۳۶)}$$

ایستگاه نکته تستی:

با کمی دقت می‌توانید متوجه شوید که مقدار لنگر آستانه پیش‌کش برابر یک چهارم لنگر ترک‌خوردگی است:

$$T_{th} = \frac{1}{4} T_{cr}$$





الف) $1300\text{ mm}^2 - 150\text{ mm}$

ب) $1210\text{ mm}^2 - 70\text{ mm}$

ج) $1110\text{ mm}^2 - 50\text{ mm}$

د) $1210\text{ mm}^2 - 200\text{ mm}$

حل:

لنگر خمشی ایجاد شده در قاب افقی در نقطه C در تیر A-B ایجاد لنگر پیچشی می‌کند. مقدار آن براساس جدول ۱۰-۱ برابر است با:

$$T_u = \frac{w_u l^2}{24} = \frac{60 \times 4^2}{24} = 40 \text{ KN.m}$$

محاسبه لنگر پیچش آستانه براساس اینکه نیروی محوری به تیر وارد نمی‌شود:

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}}{P_{cp}} \right)$$

$$A_{cp} = 350 \times 400 = 140000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2 \times (350 + 400) = 1500 \text{ mm}$$

با توجه به اینکه در سوال حرفی از نوع بتن زده نشده است، فرض می‌شود که بتن معمولی بوده و ضریب λ برابر با یک است.

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{30} = 5.47 \text{ MPa} \leq 8.3 \text{ MPa} \quad OK$$

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}}{P_{cp}} \right) = 0.083 \sqrt{30} \left(\frac{140000}{1500} \right) = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 40 \text{ KN.m} \geq \phi T_{th} = 4/455 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{طراحی پیچشی باید انجام شود.}$$

با توجه به اینکه از تحلیل تقریبی برای محاسبه لنگر پیچشی در تیر A-B استفاده شده، امکان باز توزیع و کاهش آن وجود ندارد. در ادامه به طراحی آرماتورهای پیچشی می‌پردازیم:

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\phi T_n = \phi \frac{2 A_0 A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \geq T_u$$

$$A_0 = 0.85 \times (350 - 2 \times 40 - 10) \times (400 - 2 \times 40 - 10) = 68510 \text{ mm}^2$$

$$A_t = \frac{\pi \times 10^2}{4} = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\frac{2 A_0 A_t f_{yt}}{s} \cot \theta = 0.75 \times \frac{2 \times 68510 \times 78.54 \times 340}{s} \cot 45^\circ \geq 40000000$$

$$s \leq 68.6 \text{ mm}$$

$$\phi T_n \geq T_u$$



$$T_n = \phi \frac{2A_0 A_l f_y}{P_h} \tan \theta$$

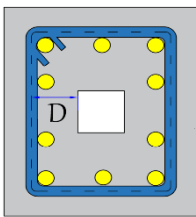
$$P_h = 2 \times [(4000 - 2 \times 40 - 10) + (350 - 2 \times 40 - 10)] = 1140 \text{ mm}$$

$$0.75 \times \frac{2 \times 68510 \times A_l \times 400}{1140} \tan 45^\circ \geq 40000000$$

$$A_l \geq 1109.32 \text{ mm}^2$$

گزینه (ب) صحیح است.

نکاتی در خصوص طراحی پیچشی تیرهای بتن آرمه



• آرماتورهای پیچشی عرضی پس از مقطعی که براساس محاسبه به آرماتور پیچشی نیاز ندارد، باید حداقل به اندازه $b_t + d$ امتداد یابد. b_t : عرض قسمتی از سطح مقطع که خاموت‌های بسته‌ی مقاوم در برابر پیچش را در بر می‌گیرد. عرض مقطع منتهای پوشش بتن روی آرماتورهای عرضی پیچشی بسته از هر دو طرف برابر با b_t می‌شود.

• حداقل فاصله بین آرماتورهای پیچشی برابر است با:

$$s_{min} = \min \left\{ \frac{P_h}{\lambda} \text{ \& } 300 \text{ mm} \right\}$$

• در مقاطع توخالی تحت اثر پیچش، فاصله محوره‌های اضلاع خاموت بسته‌ی پیچشی تا وجه داخلی مقطع نباید کمتر از $0.5 \frac{A_{oh}}{P_h}$ باشد.

$$D \geq 0.5 \frac{A_{oh}}{P_h}$$

اثر مشترک برش و پیچش:

فرض کنید قرار است در یک مسابقه همزمان با دو نفر با نام‌های بروسلی و جکی جان مبارزه کنید. شما قبلاً توانسته بودید هم جکی جان و هم بروسلی را در مسابقات رو در رو شکست دهید. سرانجام روز مبارزه فرا رسیده و شما وارد میدان مسابقه می‌شوید و بر خلاف تصور خود در همان ابتدای کار شکست خورده و از دور مسابقات خارج می‌شوید. شما که قبلاً هر دوی این افراد را شکست داده بودید، پس چرا شکست خوردید؟ علتش این است که شما در تمرینات خود به اثر حمله مشترک بروسلی و جکی جان توجه نکردید و همین موضوع باعث شکست و حذف شما شد. یک تیر بتن‌آرمه هم ممکن است در برابر نیروی برشی به تنهایی یا لنگر پیچشی به تنهایی مقاومت لازم را داشته باشد، اما وقتی که نیروی برشی و یا لنگر پیچشی با یکدیگر به تیر وارد می‌شوند، تیر دچار خرابی می‌شود. برای اینکه اثر مشترک نیروی برشی و لنگر پیچشی در طراحی در نظر گرفته شود؛ اولاً باید آرماتورهای عرضی پیچشی به آرماتورهای عرضی برشی اضافه شود که حداقل مقدار آن برابر است با:



حل:

بایید کمی بر روی این سوال متمرکز شویم. در این سوال بجای آرماتورهای برشی و پیچشی آرماتور نمره ۱۰ با فاصله S را پیشنهاد نموده است، برای فهم بهتر احتمالاً آرماتورهای برشی آرماتور نمره ۱۰ با فاصله S_1 بوده و آرماتورهای عرضی پیچشی آرماتور نمره ۸ با فاصله S_2 بوده است، پس از در نظر گرفتن اثر مشترک برش و پیچش مهندس طراح آرماتور نمره ۱۰ با فاصله S را پیشنهاد نموده است، این یعنی اینکه:

$$\frac{A_v}{S} + 2 \frac{A_t}{S} = 2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4 \times S}$$

که مقدار آن باید از حداقل مقدار آرماتور عرضی باید بیشتر باشد:

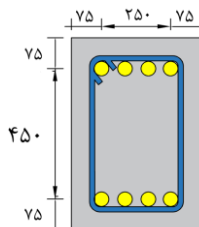
$$2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4 \times S} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.062 \times \sqrt{35} \frac{600}{400} = 0.55 \\ 0.35 \times \frac{600}{400} = 0.525 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow S \leq 285.59 \text{ mm}$$

گزینه (الف) صحیح است.

مثال ۳۳

فرض کنید یک مقطع بتنی به ابعاد $400 \times 600 \text{ mm}$ (مطابق شکل زیر)، تحت اثر توافر برش (V_u) و پیچش (T_u) قرار دارد. اگر مقدار V_u برابر ۵۰٪ حداکثر نیروی برشی مقاوم مقطع (در حالتی که مقطع فقط تحت اثر V_u قرار دارد) باشد، آنگاه در صورت تامین خاموت برشی و پیچشی مورد نیاز، مقدار حداکثر لنگر پیچشی قابل اعمال بر مقطع در حضور نیروی برشی V_u بر حسب کیلونیوتن متر به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک تر است؟ (بتن از رده C۲۵ و میلگرد ها از نوع S۴۰۰ هستند. در محاسبات قطر میلگردهای طولی را برابر ۲۵ میلی‌متر و قطر میلگردهای عرضی را برابر ۱۰ میلی‌متر در نظر بگیرید. ابعاد به میلی‌متر است. همچنین فرض کنید در عضو امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز پخش لنگر های داخلی وجود ندارد).



محاسبات ۹۷

الف) ۲۱۳.۸

ب) ۷۴.۲

ج) ۸۹.۶

د) ۵۶.۹



حل:

این مثال به اثر مشترک برش و پیچش اشاره دارد، و مقدار حداکثر لنگر پیچشی که بطور همزمان با نیروی برشی می‌تواند به تیر وارد می‌شود مورد سوال واقع شده است، با توجه به اینکه مقطع توپر است از رابطه زیر استفاده می‌کنیم:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right)$$

$$V_u = 50\% V_{n \max}$$

$$V_{n \max} = \phi (V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d)$$

محاسبه V_c : با توجه به اینکه در تیرها همواره باید حداقل آرماتور برشی در طول تیر قرار داده شود برای محاسبه مقاومت برشی تامین شده توسط بتن (V_c) خواهیم داشت:

$$\rho_w = \frac{4 \times \pi \times 25^2}{4 \times 400 \times 525} \approx 0.00935$$

$$V_c = \max \left\{ \begin{aligned} &\left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d \leq 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &\left(0.66 \lambda (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 A_g} \right) b_w d \leq 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \end{aligned} \right.$$

$$\frac{N_u}{6 A_g} = \frac{0}{6 \times 400 \times 525} = 0 \leq 0.05 f'_c = 1.25 \text{ OK}$$

$$V_c = \max \left\{ \begin{aligned} &\left(0.17 \sqrt{25} + \frac{0}{6 \times 400 \times 525} \right) \times 400 \times 525 \leq 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\ &\left(0.66 (0.00935)^{\frac{1}{3}} \sqrt{25} + \frac{0}{6 \times 400 \times 525} \right) \times 400 \times 525 \leq 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \end{aligned} \right.$$

$$\Rightarrow V_c = 178500 \text{ N} \leq 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = 0.42 \times \sqrt{25} \times 400 \times 525 = 441000$$

$$\Rightarrow V_c = 178.5 \text{ KN}$$

$$V_{n \max} = 0.75 (178500 + 0.66 \times \sqrt{25} \times 400 \times 525) = 653625 \text{ N}$$

$$\Rightarrow V_{n \max} = 653.625 \text{ KN}$$

$$V_u = 50\% V_{n \max} = 326.81 \text{ KN}$$

$$A_{oh} = (250 + 25 + 10) \times (450 + 25 + 10) = 138225 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2[(250 + 25 + 10) + (450 + 25 + 10)] = 1540 \text{ mm}$$



$$\sqrt{\left(\frac{326810}{400 \times 525}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times 1540}{1.7 \times 138225^2}\right)^2} \leq 0.75 \left(\frac{178500}{400 \times 525} + 0.66\sqrt{25}\right)$$

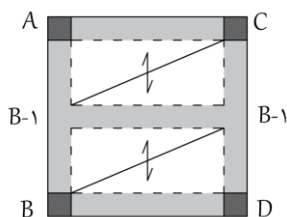
$$\Rightarrow T_u \leq 56851429/54 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow T_u \leq 56/85 \text{ KN.m}$$

گزینه (د) صحیح است.

مثال ۶۴

شکل روبرو پلان تیر ریزی یک ساختمان بتن‌آرمه را نشان می‌دهد. تحلیل سازه نشان می‌دهد که T_u (لنگر پیچشی نهایی) ناشی از بارهای ثقلی در تیرهای ۱-B، 42.5 kN.m است. کمترین لنگر پیچشی نهایی که تیرهای ۱-B را می‌توان برای آن طراحی کرد به کدامیک از گزینه‌های زیر نزدیک‌تر است؟ (مقطع تیرهای ۱-B دارای عرض 400 mm و ارتفاع 500 mm بوده و اثر تعدیل لنگر پیچشی آنها در اعضای مجاور در نظر گرفته خواهد شد. بتن از رده $C25$ با سنگدانه‌های معمولی و میلگرداز نوع $S400$ در نظر گرفته شود).

الف) 42.5 KN.m ب) 27.6 KN.m ج) 31.8 KN.m د) 51.4 KN.m

محاسبات ۹۶

حل:

ابتدا لنگر آستانه پیچشی را محاسبه می‌کنیم تا ببینیم آیا نیاز به طراحی پیچشی هست یا نه:

$$T_{th} = 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) = 0.083 \times \sqrt{25} \times \left(\frac{(400 \times 500)^2}{2(400 + 500)} \right) = 9.22 \text{ KN.m}$$

لنگر اعمالی از لنگر آستانه پیچشی بیشتر است، حال باید بررسی کنیم که براساس سه مسیر طراحی برشی آیا مجاز به باز توزیع لنگر پیچشی هستیم یا نه:

$$T_{cr} = 4T_{th} = 36.88 \text{ KN.m}$$

$$\phi T_{cr} = 0.75 \times 36.88 = 27.66 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 42.5 \text{ KN.m} > \phi T_{cr} = 27.66 \text{ KN.m}$$

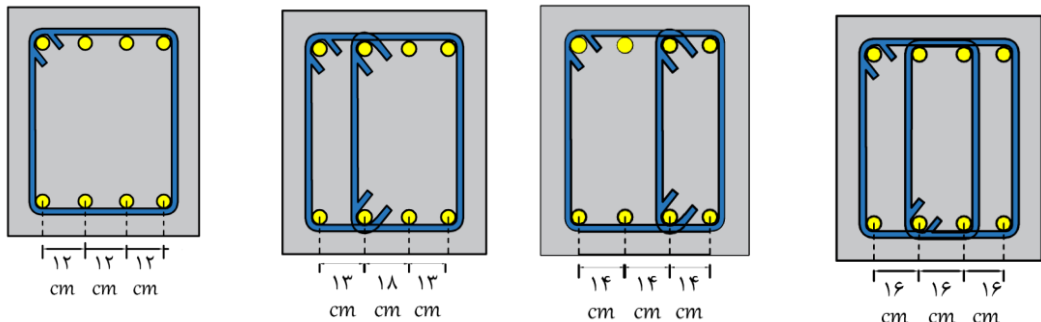
همچنین تیرهای ۱-B نامعین می‌باشند. با توجه به توضیحات داده شده امکان باز توزیع در تیرهای ۱-B وجود دارد و این تیرها بجای لنگر پیچشی T_u می‌توانند برای لنگر پیچشی ϕT_{cr} طراحی شوند.

گزینه (...) صحیح است.



مثال ۶۷

مهندس طراحی پس از محاسبه میزان خاموت مورد نیاز برای طراحی برشی یک تیر بتن-آرمه، چهار مدل خاموت گذاری زیر را پیشنهاد داده است. چنانچه بتن مصرفی در تیرها از رده C۲۵ و آرماتورهای طولی از نوع S۴۰۰ و آرماتورهای عرضی از نوع S۳۴۰ باشند، همچنین قطر آرماتورهای طولی همگی ۲۲ میلی‌کتر باشد. بگویید کدام یک از چهار پیشنهاد مهندس طراح در خصوص آرماتورگذاری تیر قابل قبول می‌باشد.



الف) A (ب) B (ج) C (د) D و C

حل:

در مقطع A شرط یک در میان مهار شدن آرماتورهای طولی رعایت نشده است
در مقطع B فاصله آرماتور طولی مهار نشده تا آرماتور طولی مهار شده توسط سنجاقی بیش از ۱۵ سانتی‌متر است.
در مقطع C فاصله آرماتور طولی مهار نشده تا آرماتور طولی‌های مهار شده از هر دو طرف کمتر از ۱۵ سانتی‌متر است و قابل قبول است.
در مقطع D همه آرماتورهای طولی مهار شده‌اند و قابل قبول است.
گزینه (د) صحیح است.

ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله بخش دوم

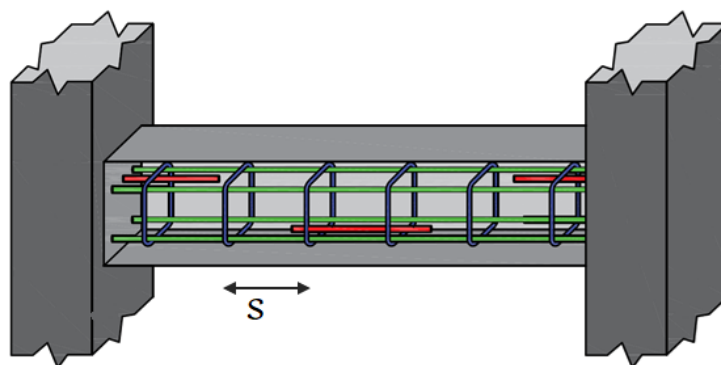
در بخش دوم ضوابط ویژه برای طراحی در برابر زلزله به بررسی ضوابط لرزه‌ای در چینش آرماتورهای عرضی و حداقل مقاومت برشی که باید تیر رعایت شود تا به شکل پذیری مد نظر برسیم خواهیم پرداخت.
قبل از پرداختن به ضوابط لرزه‌ای مذکور کمی بر روی تیر شکل ۲-۲۹ متمرکز شوید. همانطور که در نمودار برش تیر مشخص است، برش وارد بر تیر در نواحی انتهایی تیر نسبت به نواحی میانی تیر مقدار بیشتری را

دارد^{۲۵}. به سبب همین اختلاف میزان برش در مناطق مختلف تیر، ضوابط لرزه‌ای که در خصوص آرماتورهای عرضی اعمال می‌شود تا به شکل پذیری مطلوب تیر برسیم در بخش‌های مختلف تیر متفاوت خواهد بود. در همین راستا مبحث نهم مقررات ملی ساختمان قسمت‌های انتهایی تیر را که یک طول مشخصی دارند، تحت عنوان نواحی بحرانی معرفی نموده و ضوابط لرزه‌ای سختگیرانه‌تری نسبت به نواحی باقی مانده میانی تیر برای آن‌ها در نظر می‌گیرد.

ضوابط شکل‌پذیری کم در خصوص آرماتورهای عرضی تیرها (۳-۲۰-۹)

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در خصوص تیرهای با شکل‌پذیری کم ضوابط خاصی را ارائه ننموده و برای رسیدن یک تیر با شکل‌پذیری کم اعمال همان ضوابط طراحی که در بخش‌های قبلی گفته شده برای کل طول تیر کفایت می‌کند. شکل ۴۱-۲

$$V_s \leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d \Rightarrow s \leq \min \left\{ \frac{d}{4} \text{ \& } 600 \text{ mm} \right\}$$



$$V_s > 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d \Rightarrow s \leq \min \left\{ \frac{d}{4} \text{ \& } 300 \text{ mm} \right\} \text{ و } b \leq \min \left\{ \frac{d}{4} \text{ \& } 300 \text{ mm} \right\}$$

شکل ۴۱-۲ ضوابط آرماتور عرضی برای تیر با شکل‌پذیری کم

ضوابط شکل‌پذیری متوسط در خصوص آرماتور عرضی و حداقل مقاومت

برشی تیرها (۳-۲-۵-۲۰-۹)(۴-۲-۵-۲۰-۹)

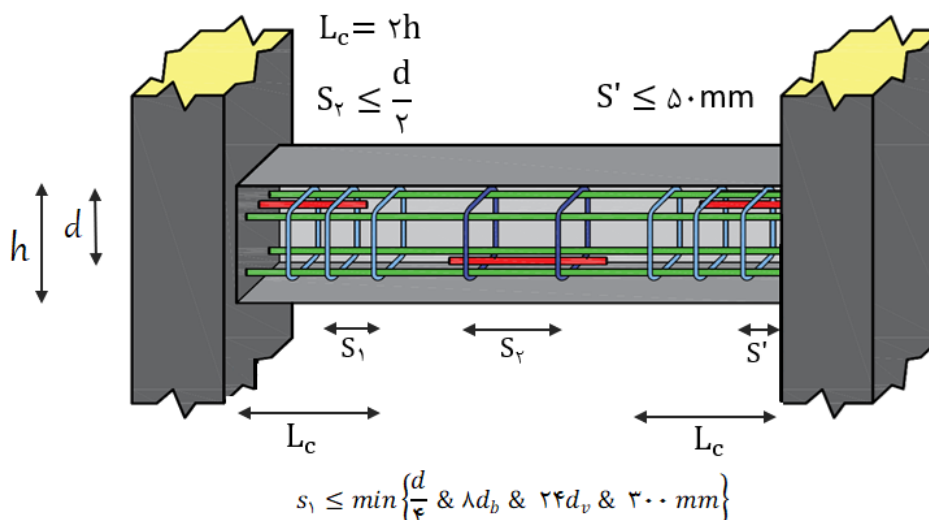
در تیرهای با شکل‌پذیری متوسط ناحیه بحرانی از دو انتهای تیر شروع شده و طولی معادل با دو برابر با ارتفاع تیر دارد. قطر خاموت بکار رفته در این ناحیه حداقل برابر با ۸ میلی‌متر باید باشد و همچنین فاصله خاموتها در این قسمت باید از کمترین مقادیر:

- یک چهارم ارتفاع موثر مقطع $(\frac{d}{4})$ ؛
- ۸ برابر قطر کوچکترین آرماتور طولی $(8d_b)$ ؛

^{۲۵} پیچش در طول تیر معمولاً مقدار ثابتی دارد.



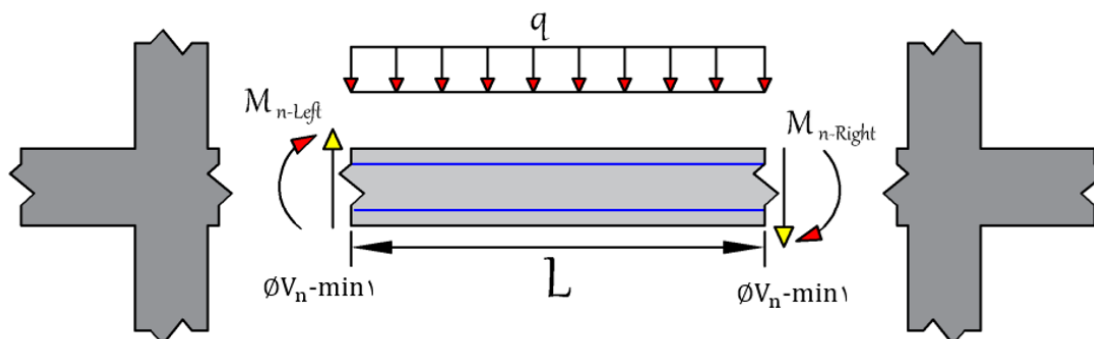
- ۲۴ برابر قطر خاموت ($24d_v$)؛
 - و ۳۰۰ میلیمتر کمتر باشد.
- در باقی طول تیر نیز فاصله آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید بیشتر از نصف ارتفاع موثر مقطع اختیار شود. فاصله اولین خاموت از هر تکیه‌گاه نیز نباید بیش از ۵۰ میلی‌متر باشد. شکل ۲-۴۲



شکل ۲-۴۲ ضوابط آرماتور عرضی برای تیر با شکل‌پذیری متوسط

مطابق بند ۹-۲۰-۵-۴-۱ مبحث نهم مقاومت برشی تیر با شکل‌پذیری متوسط، 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 ضربیدار و مولفه قائم زلزله و نیروی برشی متناظر با ظرفیت خمشی اسمی موجود در دو انتهای مقید تیر با منظور نمودن انحنای خمشی دو جهته^{۲۶} در هر تکیه‌گاه‌ها



^{۲۶} هرگاه لنگرهای اعمالی دو سر تیر و یا ستون هم جهت باشند در عضو تغییر شکل مضاعف ایجاد می‌شود که از آن به انحنای خمشی دو جهته تعبیر می‌شود.



$$\phi V_{n-min1} = \frac{M_{n-left} + M_{n-right}}{L} + \frac{qL}{2}$$

ب) حداکثر برش بدست آمده از ترکیب بارگذاری که در آن‌ها بجای برش ناشی از زلزله E ، مقدار $2E$ جایگزین شده باشد.

$$\phi V_{n-min2} = 1.2V_D + 2.0V_E + 1.0V_L + 0.2V_S$$

$$\Rightarrow \phi V_{n-min} = \min\{\phi V_{n-min1}, \phi V_{n-min2}\}$$

ضوابط شکل‌پذیری زیاد در خصوص آرماتورهای عرضی و حداقل نیروی برشی طراحی تیرها (۳-۲-۶-۲۰-۹)(۴-۲-۶-۲۰-۹)

در تیرهای با شکل‌پذیری زیاد طول ناحیه بحرانی بیشترین دو مقدار (الف) و (ب) است:

الف) دو برابر ارتفاع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

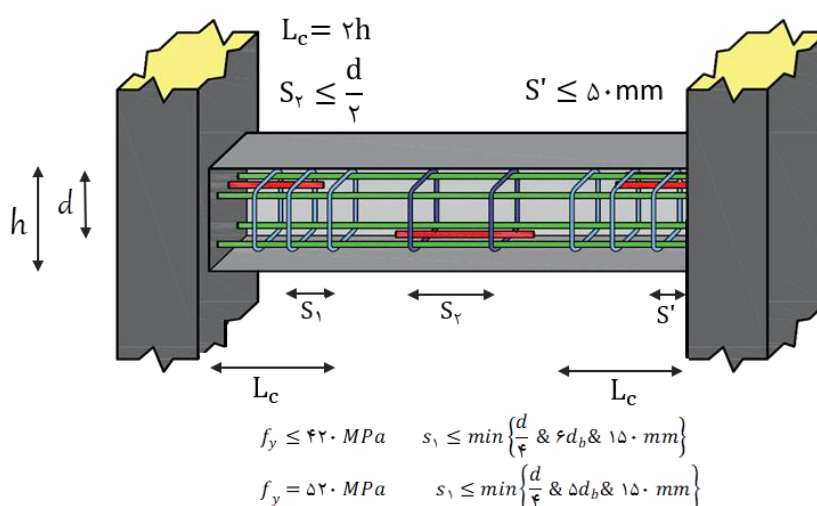
ب) دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیر الاستیک وجود داشته باشد.

حداقل قطر خاموت بکار رفته در ناحیه بحرانی تیر با شکل‌پذیری زیاد، چنانچه قطر میلگردهای طولی بکار رفته در تیر ۳۲ میلی‌متر و یا کوچکتر باشد، برابر ۱۰ میلی‌متر و اگر قطر میلگردهای طولی بکار رفته در تیر ۳۴ میلی‌متر و بزرگتر و یا اینکه از گروه میلگردها استفاده شده باشد، برابر با ۱۲ میلی‌متر است. همچنین خاموت‌ها در ناحیه بحرانی تیرهای با شکل‌پذیری زیاد نباید از مقادیر :

- یک چهارم ارتفاع موثر مقطع $(\frac{d}{4})$ ؛
- ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال و کمتر $(6d_b)$ ؛
- ۵ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی برای میلگردهای با مقاومت تسلیم ۵۲۰ مگاپاسکال (بجر میلگردهای طولی جلدی^{۲۷}) $(5d_b)$ ؛
- ۱۵۰ میلی‌متر کمتر باشد.

در تیرهای با شکل‌پذیری ویژه فاصله اولین خاموت از بر تکیه‌گاه نباید بیش از ۵۰ میلی‌متر باشد. همچنین فاصله خاموت‌ها در نواحی غیر بحرانی باید کمتر و یا مساوی نصف ارتفاع موثر باشد. شکل ۲-۴۳

^{۲۷} میلگردهایی که در وجوه اعضا برای کنترل ترک قرار میگیرند را اصطلاحاً میلگردهای جلدی می‌گویند.



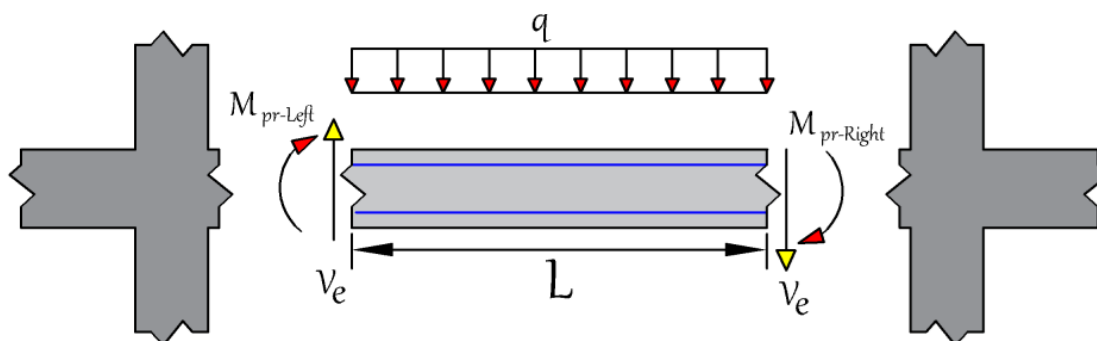
شکل ۲-۴۳ ضوابط آرماتورعرضی برای تیر با شکل‌پذیری زیاد

مطابق بند ۹-۲۰-۶-۲-۴-۱ مبحث نهم، نیروی برشی طراحی تیرهای با شکل‌پذیری زیاد، V_e ، باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم ضربیدار وارد بر تیر و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی تیر با فرض آن‌که در این مقاطع 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.

M_{pr} : مقاومت خمشی محتمل عضو، با یا بدون بار محوری، در بر گره اتصال که با فرض تنش کششی در میلگردهای طولی حداقل برابر با $1.25f_y$ و ضریب کاهش مقاومت ϕ برابر با ۱.۰ محاسبه می‌شود. در مواردی که هر دو شرط (الف) و (ب) زیر برقرار باشند، طراحی آرماتورهای عرضی در مناطق بحرانی، باید با فرض V_c برابر با صفر انجام می‌شود.

الف) بخش لرزه‌ای برش محاسبه شده براساس روش گفته شده در قسمت بالا، بزرگتر یا مساوی نصف مقاومت برشی حداکثر در مناطق بحرانی باشد.

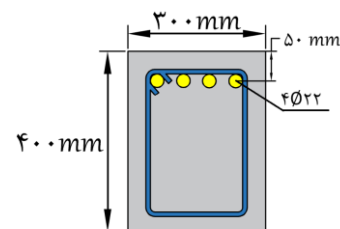
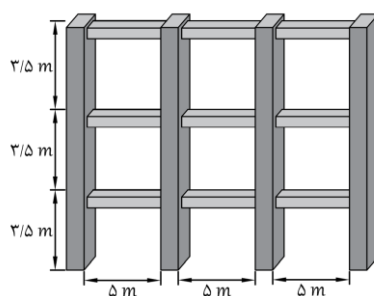
ب) بار محوری فشاری ضربیدار، P_u ، که شامل اثرات زلزله می‌باشد، از $0.05A_g f'_c$ کمتر باشد.



$$V_{u-min} = \phi V_{n-min} = \frac{M_{pr-left} + M_{pr-right}}{L} + \frac{qL}{2}$$

مثال ۶۸

قاب بتن آرمه‌ای با شکل پذیری ویژه، از ۳ طبقه و ۳ دهانه تشکیل شده است، بار گسترده و یکنواخت ۵۰ کیلونیوتن بر متر بر روی تمامی تیرهای این قاب وارد می‌شود. ابعاد همه تیرها $400 \times 300 \text{ mm}^2$ بوده و ارتفاع موثر آن‌های ۳۵۰ میلی‌متر است. با توجه به اینکه قطر آرماتورهای طولی بکار رفته در تیرها همگی ۲۲ میلی‌متر می‌باشد، مهندس طراح آرماتورهای عرضی با قطر ۱۰ میلی‌متر را جهت طراحی برشی این تیرها در نظر گرفته است. چنانچه بتن مصرفی در تیرها و ستون‌های قاب از رده C۳۰ و آرماتورهای طولی و عرضی بکار رفته در آن‌ها از نوع S۴۰۰ باشند؛ کدام یک از گزینه‌های زیر بهینه‌ترین طرح اقتصادی جهت طراحی برشی در ناحیه بحرانی تیر میانی طبقه اول را ارائه می‌دهد. (پس از انجام مدلسازی‌ها و انجام تحلیل با نرم‌افزارهای مهندسی مشخص شد که نتایج تحلیل تقریبی الاستیک تیرها به نتایج تحلیل دقیق مرتبه اول بسیار نزدیک است. همچنین بار محوری تیرها صفر است).



مقطع طراحی شده تیر در محل اتصال به ستون

الف) $10 @ 80 \text{ mm}$ ب) $10 @ 60 \text{ mm}$

ج) $10 @ 100 \text{ mm}$ د) ابعاد تیر برای طراحی برشی تیر در برابر بار وارده قابل قبول نیست.

حل:

ابتدا براساس جدول ۱-۱۰ مقدار برش ماکزیمم وارد بر تیر میانی طبقه اول را در محل اتصال تیر میانی به ستون محاسبه می‌کنیم:

$$V_{u-max} = \frac{wl}{2} = \frac{50 \times 5}{2} = 125 \text{ KN}$$

حال براساس ضوابط لرزه‌ای طراحی برشی تیرها میزان برش طراحی ماکزیمم در محل اتصال تیر میانی به ستون را محاسبه می‌کنیم.

$$M_{pr} = M_{pr-left} = M_{pr-right} = 1.25 f_y A_s \left(d - \frac{1.25 f_y A_s}{2 \alpha f'_c b} \right)$$

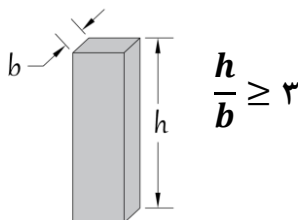
فصل سوم:

طراحی ستونها



مقدمه

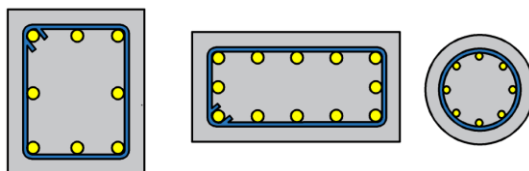
مطابق تعریف ارائه شده در آیین نامه ACI، ستون به عضو قائمی گفته می‌شود که نسبت ارتفاع به بعد کوچکتر آن بزرگتر یا مساوی ۳ بوده و ممکن است تحت اثر بار محوری به تنهایی، لنگر خمشی به تنهایی و یا بار محوری و لنگر خمشی با هم قرار گیرد شکل ۱-۳؛ البته نیروی برشی نیز می‌تواند در کنار هر یک از حالت‌های فوق حضور داشته باشد. بر همین اساس در طراحی ستون‌ها باید ضوابط طراحی در برابر بار محوری به تنهایی، طراحی در برابر لنگر خمشی به تنهایی، طراحی در برابر اعمال همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی و طراحی در برابر نیروی برشی در نظر گرفته شوند. ستون‌ها به دو دسته کوتاه و لاغر تقسیم می‌شوند که با اعمال برخی ضوابط به روابط طراحی ستون‌های کوتاه می‌توان ستون‌های لاغر را نیز طراحی نمود. در این فصل ابتدا پیش-نیازهای لازم و ضوابط طراحی ستون‌های کوتاه بیان شده و در ادامه چگونگی تفکیک ستون‌ها به دسته لاغر و کوتاه شرح داده شده و به بررسی ضوابط طراحی ستون‌های لاغر پرداخته شده است.



شکل ۱-۳ حداقل نسبت ارتفاع به بعد کوچکتر مقطع ستون

انواع ستون‌ها از نظر شکل

ستون‌ها از نظر هندسه ممکن است به صورت مربع، مستطیل و یا دایره باشند. شکل ۲-۳



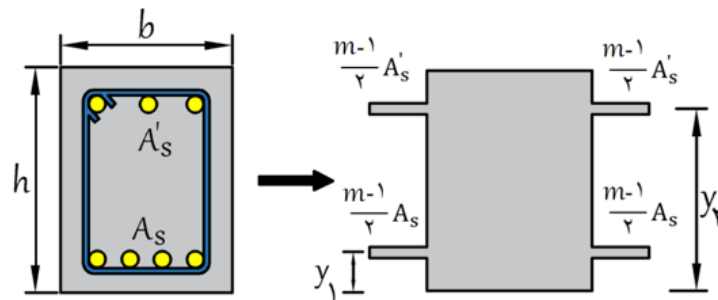
شماره شکل ۲-۳ انواع ستون‌ها از نظر شکل

مرکز پلاستیک مقطع ستون‌ها

هنگامی که رفتار بتن تشکیل دهنده مقطع ستون به مرحله حدنهایی مقاومتی خود می‌رسد، نقطه خنثی مقطع از مرکز الاستیک به مرکز پلاستیک تغییر یافته و از نظر مفهومی مرکز پلاستیک نقطه‌ای از مقطع است که چنانچه نیروی محوری به آن وارد شود کرنش در تمام نقاط مقطع ثابت می‌باشد؛ البته کرنشی که از کرنش مرز بین رفتار خطی و غیر خطی مقطع بیشتر است. نحوه محاسبه مرکز پلاستیک دقیقاً مانند مرکز الاستیک بوده با این تفاوت که برای تبدیل فولاد مقطع به بتن و یکپارچه سازی مقطع، مساحت فولاد بکار رفته در مقطع به



جای ضریب $n = \frac{E_s}{E_c}$ در ضریب $m = \frac{f_y}{\alpha f'_c}$ ضرب می‌گردد. به نحوه محاسبه مرکز پلاستیک مقطع ستون زیر دقت کنید:

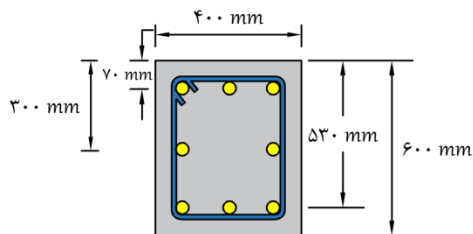


$$\bar{y}_p = \frac{bh \times \frac{h}{\gamma} + (m-1)A'_s \times y_r + (m-1)A_s \times y_l}{bh + (m-1)A'_s + (m-1)A_s}$$

مثال ۱

فاصله مرکز پلاستیک ستون بتن آرمه زیر از تار بالای مقطع ستون چند میلی‌متر است؟

بتن مصرفی از رده C۳۰ و فولاد مصرفی از نوع S۴۰۰ می‌باشد و قطر همه آرماتورهای طولی برابر با ۲۲ میلی‌متر است.



الف) ۳۶۰

ب) ۲۳۵

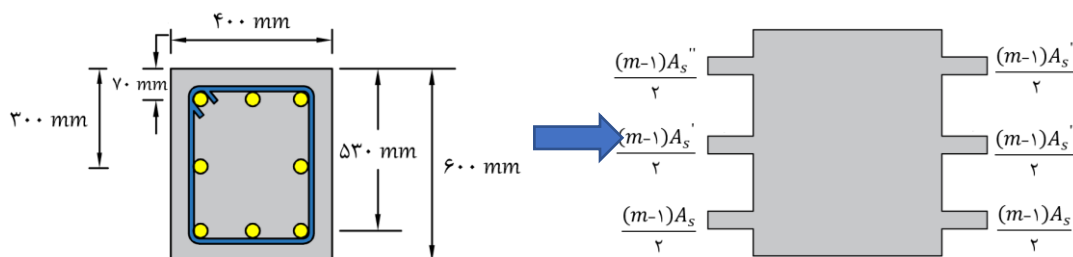
ج) ۳۰۰

د) ۴۱۲

حل:

برای محاسبه مرکز پلاستیک ابتدا با ضرب مساحت آرماتورهای بکار رفته در مقطع ستون در نسبت $m =$

$\frac{f_y}{\alpha f'_c}$ مقطع را به صورت یکپارچه بتنی می‌کنیم که عملکردی معادل مقطع اولیه دارد.



اسمی کوچک‌ترین آرماتور قطری بیش‌تر نباشد؛ و نیز فاصله‌ی سنجاقی‌ها و یا ساق تنگ‌ها از یکدیگر از ۳۵۰ میلی‌متر بیش‌تر نباشد.

$$s_{\text{داخلی}} \leq \min\{s', \epsilon d_b\} \quad \text{رابطه (۳۰)}$$

$$100 \text{ mm} \leq s' = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \leq 150 \text{ mm} \quad \text{رابطه (۳۱)}$$

d_b : قطر اسمی کوچک‌ترین آرماتور قطری در تیرهای هم‌بند (mm)
 h_x : مشابه ضوابط گفته شده در فصل ستون‌ها محاسبه می‌شود. (mm)

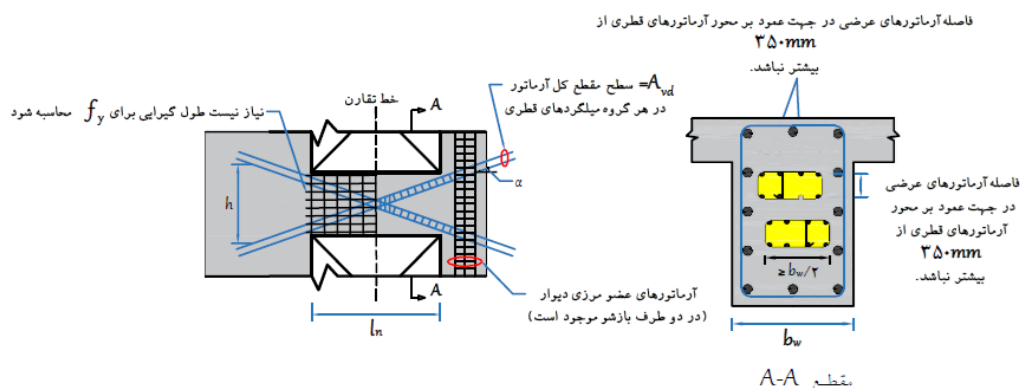
آرماتورهای عرضی باید در محل تقاطع آرماتورهای قطری نیز پیش‌بینی شوند. در محل تقاطع آرماتورهای قطری، آرایش آرماتورهای عرضی را به شرطی که فاصله‌ی آن‌ها از یکدیگر و نیز محدودیت‌های نسبت حجمی تغییر نکنند، می‌توان تغییر داد.

در اطراف محیط مقطع تیر باید مقداری فولاد طولی اضافی، با سطح مقطعی در هر امتداد برابر با حداقل $A_s \geq 0.02 b_w s$ و به فاصله‌ی حداکثر ۳۰۰ میلی‌متر از یکدیگر قرار داد. (شکل ۵-۱۲ ب)

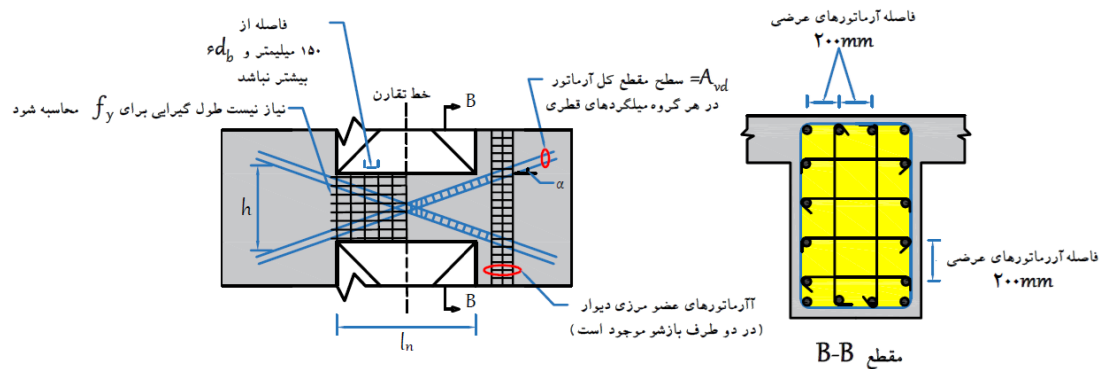
ت) آرماتورهای عرضی محیطی باید در تمام سطح مقطع تیر مطابق ضوابط ستون‌های با شکل‌پذیری زیاد و با منظور نمودن حداقل مقدار A_{sh} که از رابطه (۲۹) بدست می‌آید، قرار داده شوند. (شکل ۵-۱۲ ب):

فاصله‌ی آرماتورهای عرضی از یکدیگر نباید از کم‌ترین دو مقدار شش برابر قطر اسمی کوچک‌ترین آرماتورهای قطری و ۱۵۰ میلی‌متر، بیش‌تر باشد. فاصله‌ی سنجاقی‌ها و یا ساق دورگیرها در امتدادهای قائم و افقی در صفحه‌ی سطح مقطع تیر نباید از ۲۰۰ میلی‌متر تجاوز نماید. سنجاقی‌ها و ساق تنگ‌ها باید آرماتورهای طولی با قطری برابر یا بزرگ‌تر از قطر خود را در بر گیرند.

$$s_{\text{خارجی}} \leq \min\{\epsilon d_b, 150 \text{ mm}\} \quad \text{رابطه (۳۲)}$$



شکل ۵-۱۲ الف: محصورشدگی هر یک از دو گروه آرماتورهای قطری



شکل ۵-۱۲ ب: محصورشدگی کلی هر گروه آرماتورهای قطری

مثال ۳۱

آرماتورهای بکار رفته در شاخه ضربدری یک تیر همبند همگی $\Phi 22$ بوده و با فاصله محور تا محور 150 میلی‌متر از یکدیگر قرار دارند. اگر پوشش بتنی 54 میلی‌متر را روی خاموت‌های شاخه ضربدری تیر همبند در نظر بگیریم، مربعی 600×600 میلی‌متر ایجاد می‌شود. چنانچه بتن مصرفی از رده $C25$ و آرماتورها از نوع $S400$ باشند، کدام گزینه شیوه مناسبی از آرماتورهای عرض در یک سرفه از شاخه قطری را ارائه می‌دهد.

- الف) دورگیر خارجی $\Phi 10 @ 120$ mm - دورگیر داخلی $\Phi 12 @ 120$ mm
- ب) دورگیر خارجی $\Phi 10 @ 150$ mm - دورگیر داخلی $\Phi 16 @ 150$ mm
- ج) دورگیر خارجی $\Phi 10 @ 120$ mm - دورگیر داخلی $\Phi 18 @ 120$ mm
- د) دورگیر خارجی $\Phi 10 @ 100$ mm - دورگیر داخلی $\Phi 10 @ 100$ mm

حل:

$$100 \text{ mm} \leq s' = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \leq 150 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} \leq s' = 100 + \left(\frac{350 - 150}{3} \right) = 166.66 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm}$$

$$s \leq \min\{s', 6d_b\} = \min\{150, 6 \times 22\} = 132 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

با توجه به گزینه‌ها خاموت‌ها همگی نمره ۱۰ هستند.

$$\frac{A_{sh}}{132 \times (600 - 2 \times 54)} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{600^2}{(600 - 2 \times 54)^2} - 1 \right) \times \frac{25}{400} = 0.00913 \\ 0.09 \times \frac{25}{400} = 0.005625 \end{array} \right.$$



$$\Rightarrow A_{sh} \geq 593/27 \text{ mm}^2$$

تنها گزینه قابل قبول گزینه ج است زیرا:

$$2 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} + 2 \times \frac{\pi \times 18^2}{4} \approx 666 \text{ mm}^2$$

گزینه (ج) صحیح است.



فانوس ۱۷:

رعایت دو مورد الف و ب در تیرهای همبند ویژه الزامی است:

الف: در تمامی طبقات ساختمان باید نسبت $\frac{l_n}{h} \geq 2$ رعایت شود.

ب: در تمام تیرهای همبند در یک طبقه باید نسبت $\frac{l_n}{h} \leq 5$ ، برای حداقل ۹۰٪ طبقات رعایت شود.



فانوس ۱۸:

ضوابط طراحی قطعاتی قائمی که در آن‌ها $\frac{h_w}{l_w} < 2$ و یا $\frac{l_w}{b_w} > 6$ باشد. ($b_w = h$)

در این حالت قطعه قائم دیوار مشابه دیوارهای سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد طراحی می‌شود.

ضوابط طراحی قطعاتی قائمی که در آن‌ها $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ و $\frac{l_w}{b_w} \leq 2/5$ باشد. ($b_w = h$)

در این حالت قطعه قائم دیوار مشابه ستون‌های با شکل‌پذیری زیاد طراحی می‌شود.

ضوابط طراحی قطعاتی قائمی که در آن‌ها $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ و $2/5 \leq \frac{l_w}{b_w} \leq 6$ باشد. ($b_w = h$)

در این حالت قطعه قائم دیوار را می‌توان براساس ضوابط ستون‌های با شکل زیاد با الویت رعایت بندهای الف و ب در بخش دیوارهای پایه طراحی نمود.

مثال ۳۲

در دیوارهای سازه‌ای بتنی با شکل‌پذیری زیاد و دارای بازشو، اگر h_w ارتفاع آزاد و l_w طول

افقی و b_w عرض قسمت جان در مقاطع قطعه قائم دیوار باشد، کدام یک از عبارات زیر صحیح نیست؟

الف) هرگاه $\frac{l_w}{b_w} > 6$ باشد، همواره قطعه قائم دیوار باید مثل دیوار سازه‌ای طراحی شود.

ب) هرگاه $\frac{h_w}{l_w} < 2$ باشد، همواره قطعه قائم دیوار باید مثل دیوار سازه‌ای طراحی شود.

ج) هرگاه $\frac{h_w}{l_w} \geq 2$ باشد، همواره قطعه قائم دیوار باید مثل ستون طراحی شود.

د) هرگاه $\frac{l_w}{b_w} \leq 2/5$ باشد، همواره قطعه قائم دیوار را نمی‌توان مانند ستون‌ها طراحی نمود.

مسابقات ۱۴۰۰



جدول ۱۰-۲ تعیین ضریب β_c

β_c		محل
$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	کمترین دو مقدار	انتهای بست به گره‌ای که شامل سطح اتکایی است، متصل است؛ یا گره‌ای که شامل سطح اتکایی است.
۲/۰		
۱/۰		سایر حالات

A_1 : سطح اتکایی گره

A_2 : مطابق دستور العمل زیر تعیین می‌شود.

تکیه گاهی به ابعاد $a \times b$ را در نظر بگیرید.

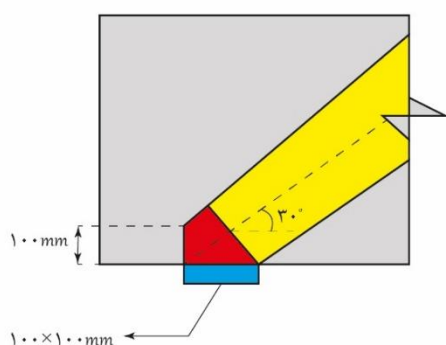
ابتدا کمترین فاصله داخل صفحه لبه تکیه‌گاه از وجوه عضو بتنی را تعیین می‌کنیم و آن را x می‌نامیم. سپس کمترین فاصله خارج صفحه لبه تکیه‌گاه از وجوه عضو بتنی را نیز تعیین می‌کنیم و آن را به عنوان y می‌نامیم. حال مقدار A_2 به راحتی از رابطه زیر قابل محاسبه خواهد بود.

$$z = \min\{x, y\}$$

$$A_2 = (a + z)(b + z)$$

مثال ۱

شکل زیر بخشی از یک خرابای فرضی در طراحی به روش STM می‌باشد. در صورتی که آرماتورهای توزیعی کنترل ترک مطابق ضوابط آیین نامه در طول بست نشان داده شده بکار رفته باشد. مقاومت فشاری اسمی بست برابر با چند کیلو نیوتن است. (بتن از رده $C30$ و ضخامت عضو برابر با ۳۰۰ میلی‌متر می‌باشد. همچنین فاصله داخل صفحه تکیه‌گاه از تمامی وجوه برابر با ۱۰۰ میلی‌متر و فاصله خارج صفحه آن برابر ۳۰۰ میلی‌متر است.)



الف) ۱۵۶۷ کیلونیوتن

ب) ۱۲۳۴ کیلونیوتن

ج) ۸۳۷ کیلونیوتن

د) ۱۴۲۱ کیلونیوتن

تألیفی ACE

حل: 

محاسبه بعد عمود بر محور بست:



$$l = 100 \times \cos 30^\circ + 100 \times \sin 30^\circ = 136.6 \text{ mm}$$

$$A_{cs} = 136.6 \times 300 = 40980 \text{ mm}^2$$

محاسبه مقاومت فشاری موثر بتن:

آرماتور عرضی توزیعی کنترل ترک در عضو قرار داده شده است بنابراین:

$$\beta_s = 0.75$$

همچنین:

$$\beta_c = \min \left\{ \sqrt{\frac{A_r}{A_1}} \right. \\ \left. 0.7 \right\}$$

$$A_1 = 100 \times 100 = 10000 \text{ mm}^2$$

$$z = \min\{x, 2y\}$$

$$z = \min\{100, 2 \times 300\} = 100 \text{ mm}$$

$$A_r = 200 \times 200 = 40000 \text{ mm}^2$$

$$\beta_c = \min \left\{ \sqrt{\frac{40000}{10000}} \right. \\ \left. 2.0 \right\}$$

لذا خواهیم داشته:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_c \beta_s f'_c = 0.85 \times 0.75 \times 2 \times 30 = 38.25 \text{ Mpa}$$

در ادامه مقاومت فشاری اسمی بست برابر خواهد بود با:

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} = 38.25 \times 40980 = 1567485 \text{ N} = 1567.5 \text{ KN}$$

گزینه (الف) صحیح است.

مثال ۲

کدام راهکار جهت افزایش مقاومت فشاری بست‌ها در طراحی به روش خرپایی موثر نیست؟

(الف) افزایش سطح محل اثر نیرو و تکیه‌گاه‌ها

(ب) استفاده از آرماتور در طول بست

(ج) افزایش پوشش بتن آرماتورهای بند منتهی به گره مشترک با بست

(د) تغییر نوع بست از فرم ایده‌آل به بطری شکل



حل: 

گزینه (د) صحیح است.

تعیین مقاومت بندها

ظرفیت کششی اسمی یک بند، F_{nt} از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F_{nt} = A_{ts} f_y$$

رابطه (۵)

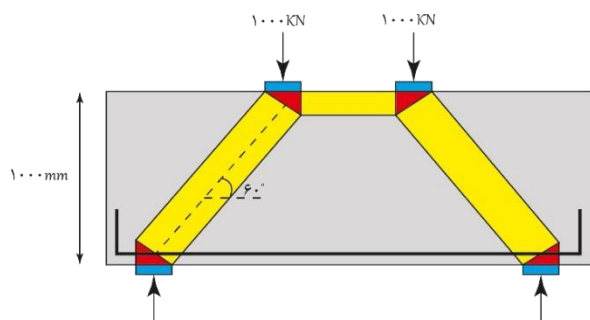
A_{ts} : سطح مقطع کل آرماتورهای کششی در امتداد بند است. (mm^2)

ضرایب کاهش مقاومت ϕ در تمامی کنترل‌های روش بست و بند برابر با ۰/۷۵ می‌باشد.

مثال ۳

قرار است تیر عمیق شکل زیر به روش خرابایی طراحی شود، حداقل آرماتوری که در محل

بند این تیر باید قرار داده شود چند میلی‌متر مربع است؟ (فولاد مصرفی از رده S۴۰۰ می‌باشد).



الف) ۱۵۲۰

ب) ۱۹۲۵

ج) ۱۷۳۷

د) ۹۸۳

تالیفی ACE

حل: 

گام ۱: خرپا را تحلیل می‌کنیم.

$$F_C \times \sin 60^\circ = 1000 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_C = 1154.7 \text{ KN}$$

نیروی ایجاد شده در بست:

$$F_T = F_C \times \cos 60^\circ = 577.35 \text{ KN}$$

گام دوم طراحی بند:

$$F_T \leq \phi F_{nt}$$

$$577.35 \times 1000 \leq 0.75 A_{ts} f_y$$

$$577.35 \times 1000 \leq 0.75 \times 400 \times A_{ts}$$

$$\Rightarrow A_{ts} \geq 1924.5 \text{ mm}^2$$

گزینه (ب) صحیح است.



مقاومت ناحیه گره

مقاومت فشاری اسمی ناحیه گره، F_{nn} ، از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz}$$

رابطه (۶)

در رابطه فوق:

$$f_{ce} = 0.185 \beta_c \beta_n f'_c$$

β_c : مطابق جدول ۱۰-۲ تعیین می‌شود.

β_n : مطابق جدول ۱۰-۳ تعیین می‌شود.

A_{nz} : برابر کوچکترین مقدار الف و ب

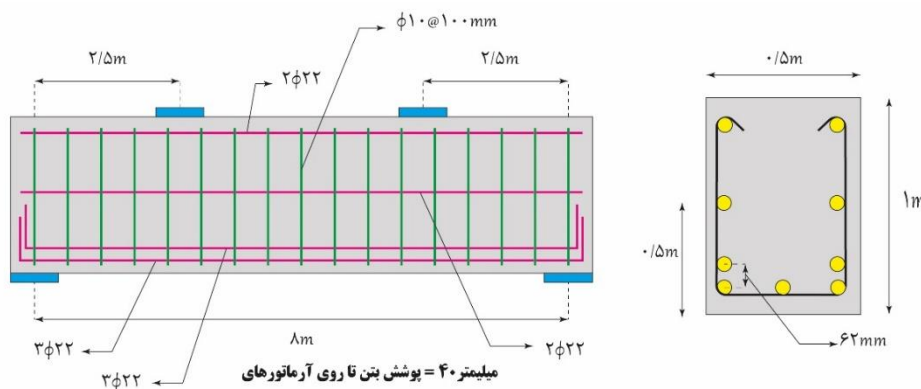
الف) سطح هر کدام از وجوه گره که به بست، بند و یا صفحه انتقال نیرو متصل است.
ب) سطح یک مقطع گذرنده از ناحیه گره عمود بر امتداد نیروی برآیند بر مقطع.

جدول ۱۰-۳ ضریب β_n در نواحی گره

β_n	وضعیت ناحیه گره
۱.۰	ناحیه گره با اعضای فشاری، تکیه‌گاه‌ها، یا هر دو در تماس است.
۰.۸	یک بند در ناحیه گره مهار شده است.
۰.۶	دو یا چند بند در ناحیه گره مهار شده‌اند.

مثال ۴

در تیر عمیق شکل زیر آرماتور عرضی توزیعی کنترل ترک مطابق ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعبیه شده است. مقاومت برشی اسمی تیر عمیق زیر را برحسب کیلونیوتن به روش خرابایی تعیین نمایید. (بتن از رده C۳۰ و فولاد مصرفی از نوع S۴۰۰ می‌باشد، ابعاد صفحات انتقال نیرو ۱۵×۱۵ cm است. ضریب β_c برای تمامی گره‌ها ۱/۵ فرض شود.)



۱۲۴۱ (د)

۳۶۸ (ج)

۴۸۰ (ب)

۳۵۰ (الف)