طراحی سازه‌های بتن آرمه ۱

براساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

ویرایش ۱۳۹۲

تالیف: سجاد کاظم پور

دانشگاه آزاد اسلامی لنگرود

تاریخ انتشار: مهرماه ۱۳۹۴

۱– مقدمه

بتن سنگ مصنوعی است متشکل از شن و ماسه با دانه‌بندی متناسب و ژل سیمان (آب و سیمان) به عنوان ماده چسباننده آن‌ها می‌باشد. با انتخاب تناسب‌های مختلف از مصالح تشکیل دهنده بتن، می‌توان به طیف وسیعی از مقاومت‌های بتن دست یافت.

در کنار خواص مکانیکی مصالح و طرح اختلاط آن، مهارت اجرا، نظارت دقیق و عمل‌آوری مناسب عامل بسیار مهم دیگری در مقاومت بتن بدست آمده خواهد بود. از جمله عوامل کاربرد گسترده بتن می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

- قیمت نسبتا مناسب
- در دسترس بودن مصالح متشکله به غیر از سیمان که عنصری صنعتی می‌باشد.
- مقاومت فشاری بسیار خوب
- شکل‌پذیری بالا به طوری که به هر شکل دلخواه در داخل قالب قابل اجرا می‌باشد.
- مقاومت خوب آن در مقابل آتش‌سوزی
- دوام مناسب در برابر شرایط جوی

در مقابل این مزایا، عیب اصلی بتن، مقاومت کششی ضعیف آن می‌باشد. در نیمه دوم قرن نوزدهم برای رفع نقیصه مزبور، از میلگردهای فولادی به منظور تقویت و مسلح نمودن بتن در نواحی تحت کشش استفاده نمودند. چسبندگی مناسب بتن و فولاد به ویژه میلگرد آجدار باعث می‌گردد این دو ماده به صورت یکپارچه رفتار کنند. همچنین نزدیک بودن ضریب انبساط حرارتی این دو ماده باعث می‌گردد ناشی از تغییرات دمایی در طول زمان بهره‌برداری، ماده مرکب حاضر به صورت موزون و متناسب رفتار نماید. مدفون شدن میلگردهای فولادی در داخل بتن، هم منجر به افزایش خصوصیات شکل‌پذیری بتن می‌گردد و هم پوشش بتن روی میلگرد، بر مقاومت فولاد در برابر حرارت می‌افزاید.

در چند دهه اخیر، برای استفاده از بتن و فولاد پرمقاومت در ترکیب با یکدیگر به ویژه برای اجرای سازه‌هایی با طول دهانه زیاد، استفاده از بتن پیش‌تنیده مرسوم شده است. در این روش قبل از بتن‌ریزی، فولاد که به صورت مفتول یا کابل می‌باشد، تا نزدیکی حد جاری شدن کشیده می‌شود. پس از بتن‌ریزی و رسیدن بتن به مقاومت مطلوب، عامل کشش در فولاد حذف شده، در نتیجه کلیه نیروی کششی فولاد به صورت فشاری به بتن وارد می‌شود. بنابراین بتن قبل از بارگذاری، دارای تنش‌های فشاری در کلیه نقاط و خیز منفی خواهد بود.

۲– مشخصات بتن و فولاد

دلایل عمده استفاده از ترکیب بتن و فولاد:

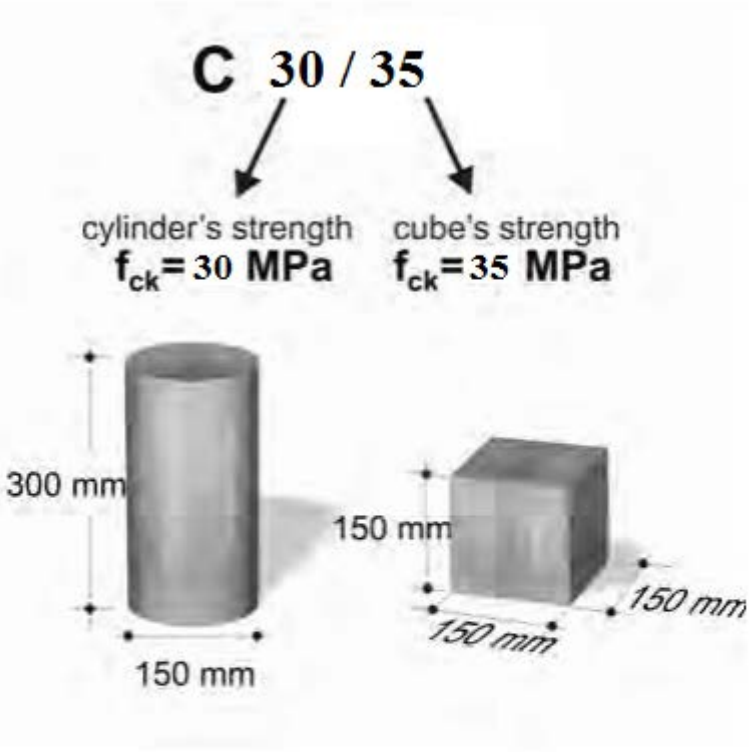
۱- فولاد و بتن چسبندگی خوبی با هم دارند.

۲- ضریب انبساط حرارتی انها تقریبا یکی می باشد.

۳- بتن محافظ خوبی در برابر اتش سوزی و خوردگی برای فولاد است.

۴- مقاومت کششی پایین بتن و کمانش میلگردها: بتن (و تمامی مواد خاکی و سنگی) در برابر کشش ضعیف است و بنابرین بتن را همراه با فولاد استفاده می کنند تا زمانی که کشش داریم فولاد به کمک بتن اید و کشش را تحمل کند (به عبارتی ترک های کششی را بدوزد و مانع باز شدن ترک ها شود). از طرفی میلگرد تنها نیز در برابر فشار ضعیف است چون اگر نیروی فشاری به ان وارد کنیم کمانش می کند. با مدفون شدن ارماتور در بتن، وقتی فشار به مقطع وارد شود بتن یک مهار جانبی برای فولاد ایجاد کرده مانع کمانش ان می شود (البته در ستونها تنگها این وظیفه را به عهده دارند که بدان اشاره خواهد شد).

۲–۱– مقاومت فشاری بتن



محصوریت چیست و چه تاثیری بر مقاومت فشاری بتن دارد؟

اگر جنس بتن دو نمونه مکعبی و استوانه ای یکسان باشد، تحت ازمایش کدامیک مقاومت بیشتری خواهد داشت؟

بعاد (بزرگی یا کوچکی) نمونه چه تاثیری بر مقاومت فشاری ان دارد؟

جدول ۹-۵-۱ مقادیر r_1

a×۲a	۱۰۰ ×۲۰۰	۱۵۰ ×۳۰۰	۲۰۰ ×۴۰۰	۲۵۰ ×۵۰۰	۳۰۰ ×۶۰۰
r_1	۱/۰۲	۱/۰۰	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۱

جدول ۹-۵-۲ مقادیر r_2

b مکعبی	۱۰۰	۱۵۰	۲۰۰	۲۵۰	۳۰۰
r_2	۱/۰۵	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۹۵	۰/۹

جدول ۹-۵-۳ مقادیر r_3

مقاومت فشاری نمونه مکعبی (MPa)	≤ ۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰	۵۵
r_3	۱/۲۵	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۱۴	۱/۱۳	۱/۱۱	۱/۱۰
مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای (MPa)	با توجه به ضریب	۲۵	۳۰	۳۵	۴۰	۴۵	۵۰

r_1 = ضریب تبدیل مقاومت نمونه استوانه‌ای غیر استاندارد به مقاومت نظیر نمونه استوانه‌ای استاندارد

r_2 = ضریب تبدیل مقاومت نمونه مکعبی به ابعاد غیر ۲۰۰ میلیمتر، به مقاومت نظیر نمونه مکعبی به ابعاد ۲۰۰ میلیمتر

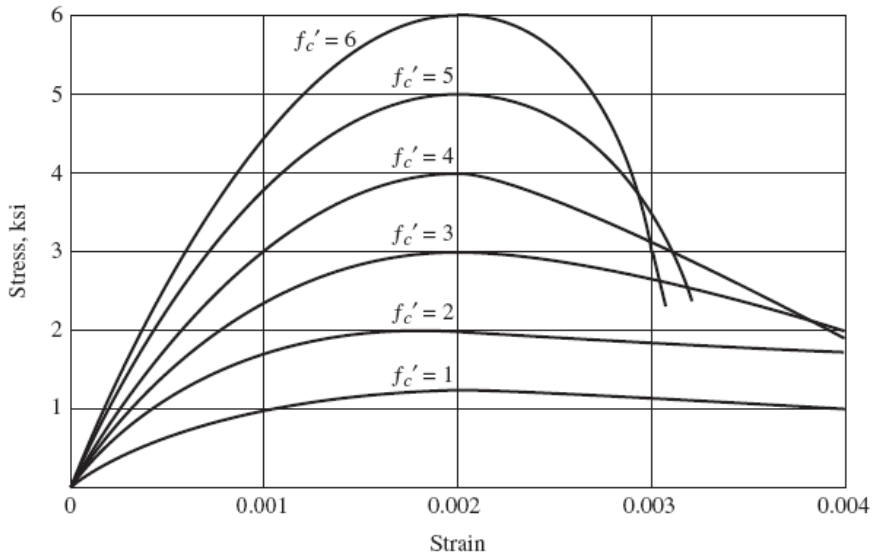
r_3 = ضریب تبدیل مقاومت نمونه مکعبی به ابعاد ۲۰۰ میلیمتر، به مقاومت نظیر نمونه استوانه‌ای استاندارد

a = قطر نمونه استوانه‌ای، میلیمتر

b = بعد نمونه مکعبی، میلیمتر

- جداول فوق، متن صریح مبحث نهم مقررات ملی ساختمان است.

مقاومت فشاری مشخصه بتن مقاومت‌های اندازه‌گیری شده در نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد بر اساس آزمایش‌های ۲۸ روزه می باشد.



شکل ۲-۲ : منحنی‌های تنش-کرنش بتن با مقاومت مشخصه مختلف

جدول ۲-۲ : حداکثر کرنش شکست برای بتن‌های با مقاومت مشخصه مختلف، مبحث نهم

رده بتن	C۵۰ تا C۱۲	C۵۵	C۶۰	C۷۰	C۸۰	C۹۰	C۱۰۰	C۱۲۰
ε_{cu}	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۲	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۸

- اگر پرسیده شود میزان جذب انرژی کدام بتن بیشتر است منظور چیست؟

نکته : برای تعیین میزان جذب انرژی ماده، می‌توان از سطح زیر نمودار منحنی تنش-کرنش استفاده نمود.

- **چه عواملی بر fc تاثیر می‌گذارد؟**

۱- ابعاد نمونه ↑ f_c'

۲- شکل نمونه (استوانه ای < مکعبی)

۳- سرعت بارگذاری ↑ f_c'

۴- اثر محصور شدگی ↑ f_c'

۵- نسبت آب به سیمان ↑ f_c'

۵- سن بتن ↑ f_c'

۲-۲- مشخصات عمومی مصالح

۹-۱۳-۷-۱ مقادیر مدول الاستیسیته بتن با جرم مخصوص (γ_c) بین ۱۵ تا ۲۵ kN/m^3، از رابطه (۹-۱۳-۱) تعیین می‌گردد:

$$E_c = (۳۳۰۰\sqrt{f_c} + ۶۹۰۰)(\frac{\gamma_c}{۲۳})^{۱/۵} \qquad (۹-۱۳-۱)$$

۹-۱۳-۷-۲ در تحلیل خطی مقدار $E_S = ۲\times۱۰^۵$ مگاپاسکال منظور می‌شود.

۹-۱۳-۷-۳ ضریب انبساط حرارتی بتن معادل $(۱/°C)$ $۱۰^{-۵}$ در نظر گرفته می‌شود.

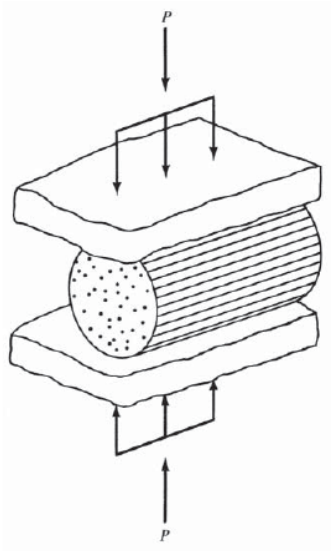
۹-۱۳-۷-۴ ضریب پواسون به ترتیب برابر با ۰/۱۵ برای بتن معمولی و ۰/۲ برای بتن با مقاومت بالا و ۰/۳ برای فولاد است.

۲-۳- مقاومت کششی بتن (مدول گسیختگی بتن)

مقاومت کششی بتن در حدود ۱۰ تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آن می‌باشد. برای تعیین مقاومت کششی بتن، دو آزمایش مختلف معمولا توصیه می‌گردد که شامل آزمایش خمش تیر و آزمایش شکافت برزیلی (شکافت نمونه استوانه‌ای) می‌باشد. همچنین طبق توصیه آئین‌نامه، می‌توان براساس مقاومت مشخصه فشاری بتن و از رابطه زیر، مقاومت کششی بتن، مدول گسیختگی بتن، را تعیین نمود.

$$f_r = ۰/۶\sqrt{f_c}$$

(رابطه در سیستم SI می‌باشد. واحد تنش مگاپاسکال، یا N/mm^2 است.)



شکل ۲-۳ : آزمایش شکافت نمونه استوانه‌ای

۲-۴- مشخصات میلگرد

رده میلگردهای فولادی:

عبارت است از عدد مقاومت مشخصهٔ میلگرد بر حسب مگاپاسکال، که پس از حرف S می‌آید. رده‌های میلگردها عبارتند از: S۲۴۰، S۳۴۰، S۴۰۰ و S۵۰۰.

انواع شکل رویه

میلگردهای مصرفی از نظر شکل رویه به سه دسته طبقه‌بندی می‌شوند:

۱) میلگردهای با رویه صاف، یا میلگردهای ساده. این نوع رویه فقط در میلگرد S۲۴۰ به کار برده می‌شود. این میلگردها فقط می‌توانند به عنوان میلگرد دورپیچ در اعضای سازه‌ای بتن‌آرمه یا در ساختمان‌های بتن‌آرمه به کار روند و استفاده از آنها به عنوان میلگرد سازه‌ای غیراز مورد فوق، در تمامی انواع ساختمان‌ها ممنوع است.

۲) میلگردهای با رویه آجدار، که سایر میلگردها را شامل می‌شود. آج عبارت است از برجستگی‌هایی به شکل‌های متفاوت که به صورت طولی زاویه‌دار در هنگام نورد بر روی آن ایجاد می‌شود.

آج‌ها از نظر شکل به صورت دوکی‌شکل (آج با مقطع متغیر) یا به صورت یکنواخت (آج با مقطع ثابت)، و از نظر امتداد به صورت مارپیچ یا جناقی می‌باشند.

۳) میلگردهای با رویه آجدار پیچیده، که از پیچانیدن میلگردهای آجدار به دست می‌آید. در این میلگردها، علاوه بر آج اولیه میلگرد، یک خط مارپیچ بر روی میلگرد نیز به چشم می‌خورد که هرچه میزان تابانیدن میلگرد بیشتر باشد گام این خط کمتر خواهد بود.

طبقه‌بندی میلگردها از نظر روش ساخت

۱) فولاد گرم‌نورد شده

۲) فولاد سرد اصلاح شده، که براثر انجام عملیات مکانیکی نظیر پیچانیدن، کشیدن، نورد کردن یا گذرانیدن از حدیده، بر روی میلگردهای گرم نورد شده در حالت سرد به دست می‌آید.

۳) فولاد گرم اصلاح شده یا فولاد ویژه، که بر اثر انجام عملیات مکانیکی نظیر گرمایش و آب دادن، بر روی میلگردهای گرم نورد شده در حالت گرم به دست می‌آید.

طبقه‌بندی میلگردها از نظر مکانیکی

میلگردهای فولادی بر اساس مقاومت مشخصه آنها تقسیم‌بندی می‌شوند. انواع رده‌های میلگرد فولادی از نظر مکانیکی در جدول درج شده است.

فولادهای فوق از نظر شکل پذیری به سه رده طبقه‌بندی می‌شوند:

۱) فولاد نرم (S۲۴۰)، که منحنی تنش - تغییر شکل نسبی آن دارای پله تسلیم مشهود است.

۲) فولاد نیم‌سخت (S۳۴۰ و S۴۰۰)، که منحنی تنش- تغییر شکل نسبی آن دارای پله تسلیم بسیار محدود است.

۳) فولاد سخت (S۵۰۰)، که منحنی تنش - تغییر شکل نسبی آن فاقد پله تسلیم است.

جدول ۲-۳ : رده مکانیکی میلگردهای فولادی

رده	علامت مشخصه در استانداردهای ملّی ایران	f_{su} (N/mm^2)	f_{yk} (N/mm^2)	طبقه بندی از نظر شکل رویه	رده از نظر سختی
S۲٤۰	س ۲۴۰	۳۶۰	۲۴۰	ساده	نرم
S۳٤۰	آج ۳۴۰	۵۰۰	۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت
S٤۰۰	آج ۴۰۰	۶۰۰	۴۰۰	آجدار جناقی	نیم سخت
S۵۰۰	آج ۵۰۰	۶۵۰	۵۰۰	آجدار مرکب	سخت

۲-۵-خزش و افت

خزش : تغییرشکل بتن تحت اثر بار ثابت در اثر گذشت زمان را خزش (*Creep*) گویند. در طراحی اعضا معمولا اثر خزش در نظر گرفته نمی‌شود لیکن در کنترل تغییرشکل‌های سازه در حالت بهره‌برداری ارزیابی می‌شود.

معمولا تغییرشکل خزشی بعد از حدود ۵ سال متوقف می‌شود.

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↓

افت: خروج آب سطحی بتن و تغییرشکل آن می‌تواند بر اثر تفاوت رطوبت محیط و بتن نیز اتفاق بیفتد که به آن افت (*Shrinkage*) گویند.

۳-اصول تحلیل و طراحی

۳-۱-اهداف طراحی

هدف از طراحی ساختمان، تعیین سیستم سازه‌ای و جزئیات و مشخصات آن به نحوی می‌باشد که شرایط زیر تأمین گردد.

ایمنی

عملکرد و پایداری ساختمان در برابر خطرات به وجود آمده برای ساکنین و سایر افراد در محدوده ساختمان.

قابلیت سرویس‌دهی

عملکردی از ساختمان که ساکنین را قادر به استفاده راحت از ساختمان می‌سازد یا از احساس عدم راحتی سایر افراد در محدوده ساختمان جلوگیری می‌نماید و در ضمن سایر کارکردهای مورد نیاز ساختمان را به صورت مناسب برآورده می‌سازد.

قابلیت استفاده مجدد

عملکردی که تجدید کارکرد و ادامه استفاده از ساختمان مورد اضمحلال را میسر می‌سازد.

مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده

خرابی پیش رونده به صورت انتشار خرابی موضعی اولیه از یک المان به المان دیگر که در نهایت منجر به خرابی کل ساختمان یا خرابی نامتناسب بخش بزرگی از آن می‌گردد، تعریف می‌گردد. این خرابی می‌تواند ناشی از انفجار، آتش‌سوزی، تصادم وسایل نقلیه و زلزله باشد. مقاومت در برابر این خرابی با پیوستگی مناسب آرماتورها، رعایت الزامات آرماتورهای برشی و وصله‌های پوششی در ستون‌ها، اتلاف انرژی مناسب به علت شکل‌پذیری کافی ساختمان، افزایش درجه نامعینی ساختمان و مهیا نمودن مسیرهای مناسب بار جایگزین تأمین می‌گردد.

دوام

مقاومت ساختمان در برابر عملکرد تخریبی وابسته به زمان به علت اضمحلال مواد ساختمان ناشی از یک پدیده مورد انتظار.

۳-۲-روش طراحی

روش طراحی در حالت‌های حدی

در این مبحث روش طراحی براساس حالت‌های حدی است. حالت‌های حدی به شرایطی اطلاق می‌شوند که اگر تمام یا بخشی از اعضای ساختمان به هر یک از آن حالات برسند قادر به انجام وظایف خود نباشد و از حیز انتفاع خارج می‌شوند. لذا با انتخاب ضرایب ایمنی مناسب، ساختمان باید طوری طرح شود که تحت شرایط بارگذاری محتمل به هیچ یک از حالت‌های حدی نرسد. حالت‌های حدی به دو بخش اصلی به شرح بندهای زیر تقسیم‌بندی می‌شوند.

حالت‌های حدی نهایی

این حالت‌ها در ارتباط با ظرفیت باربری حداکثر ساختمان تعریف شده که گذر از آن‌ها باعث ناپایداری بخش یا تمام اجزای ساختمان می‌شود. این حالت‌ها ممکن است در یکی از شرایط محتمل زیر مطرح شوند:

- از بین رفتن تعادل استاتیکی تمام یا قسمتی از ساختمان
- حصول شرایط گسیختگی یا تغییر شکل‌های بیش از حد (حد مقاومت مصالح) و یا تبدیل تمام یا بخشی از ساختمان به مکانیزم
- از دست رفتن پایداری تمام یا بخشی از ساختمان

حالت‌های حدی بهره برداری

این حالت‌ها به شرایط بهره‌برداری یا پایایی ساختمان مرتبط شده و گذر از آنها قابلیت بهره‌برداری مناسب از بنا را از بین می‌برد و غالباً به یکی از اشکال زیر اتفاق می‌افتد:

- تغییر شکل بیش از حد اجزای سقف به نحوی‌که بر عملکرد مطلوب ساختمان اثر نامناسب گذاشته و یا باعث آسیب به تیغه‌ها و اجزاء متکی بر سقف شود.
- ترک‌خوردگی بیش از حد و خصوصاً باز شدن ترک‌ها به طوری که ضمن ایجاد شرایط ظاهری نامناسب، خطر خوردگی میلگردهای فلزی را افزایش دهد.
- لرزش بیش از حد ساختمان تحت اثر بارهای بهره‌برداری، ماشین‌آلات و یا وسایل متحرک در این حالت لازم است میزان تغییر شکل و ترک خوردگی اعضای ساختمان تحت اثر بارهای بهره‌برداری همواره کمتر از مقادیر حدی مشخص شده در این مبحث باشد.

۳-۳- بارگذاری

بارهای موثر در طراحی ساختمان‌ها شامل موارد زیر می‌باشند:

الف) بارهای دائمی، شامل وزن اجزاء ساختمان یا عوامل متکی بر آنها

ب) سربارهای بهره‌برداری (زنده) و همچنین سربارهای حین ساخت، ناشی از وزن قالب و داربست بستن یک طبقه روی طبقه یا طبقات زیر

پ) بارهای جوی، مانند باد و برف

ت) بارهای استثنائی، مانند زلزله، حریق و برخورد وسائل نقلیه به ستون‌ها و پایه‌ها

ث) بارهای حرارتی، جمع‌شدگی و وارفتگی بتن و نشست تکیه‌گاهی

مشخصات و میزان بارهای وارد بر ساختمان براساس مبحث ششم مقررات ملّی ساختمان تعیین می‌شوند.

بارهای وارده با توجه به احتمال همزمان بودن با یکدیگر ترکیب شده و در طراحی هر عضو نامساعدترین وضعیت‌های احتمالی بارگذاری به کار گرفته می‌شوند.

۳-۴- ضرایب ایمنی

به منظور در نظر گرفتن حاشیه اطمینان در مجموعه عدم قطعیت‌ها از جمله تحلیل دقیق سازه، تعیین مقدار دقیق بارها، توزیع دقیق بارگذاری، ترکیب بحرانی بارگذاری با لحاظ کردن شرایط اقتصادی، کیفیت مصالح و اجرا، از مجموعه ضرایب ایمنی استفاده می‌شود. این ضرایب شامل مجموعه ضرایب تقلیل مقاومت مصالح و مجموعه ضرایب افزایش مقادیر بارگذاری می‌باشد.

الف) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات درجا ϕ_c = ۰/۶۵

ب) ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات پیش‌ساخته ϕ_c = ۰/۷

ج) ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد ϕ_s = ۰/۸۵

کنترل در حالت حدی بهره برداری :

حالت حدی بهره برداری شامل دو حالت **حدی تغییر شکل** و **ترک خوردگی** است و تغییر شکل ها و عرض ترکهای ایجاد شده در هر عضو تحت اثر بارهای بهره برداری یا بار خدمت (بار بدون ضریب) باید کوچکتر از مقادیر مجاز باشند. در این حالت ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار برابر یک در نظر گرفته می شوند.

جدول ۳-۱ : ترکیبات بارگذاری سازه بتن مسلح در حالت حدی نهایی

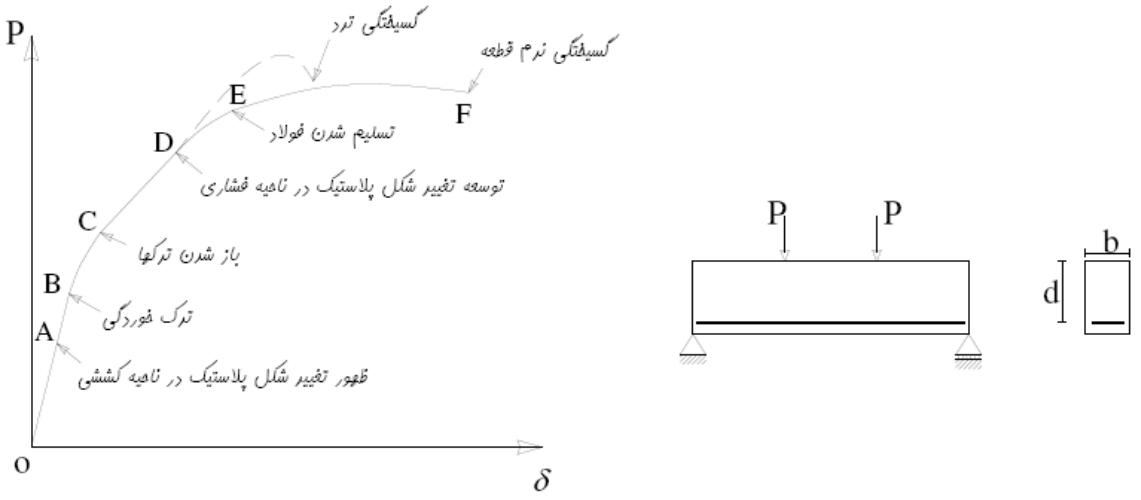
شرایط	ترکیب بار مبنا
در شرایطی که اثر بار زنده در هر یک از ترکیبات بارگذاری کاهش دهنده است این آثار معادل صفر منظور می‌گردد.	۱/۲۵ D + ۱/۵ (L , S , R)
	D + ۱/۲ (L , S , R) + ۱/۲ (۰/۷ E , W)
	۰/۸۵ D +۱/۲ (۰/۷E , W)
	۱/۲۵ D +۱/۵ (L , S , R) + ۱/۵ (۰/۷ E , W) + ۱/۵ (H , ۰/۸۴ F)
	۰/۸۵ D + ۱/۵ (H ۰/۸۴ F)
	ترکیب بارهای شامل بار سیل
	D + ۱/۲ (L , S , R) + 1/2 (۰/۷E , W) + 2/0 Fa
	۰/۸۵D + ۱/۲ (۰/۷E , W) + ۲ Fa
	ترکیب بارهای شامل بار یخ جوی
	D + ۱/۲ (L , S , R) + D_i + ۱/۲(W_i)
	۰/۸۵ D + D_i + ۱/۲(W_i)
	ترکیب بارهای خودکرنشی
ترکیب بارهای مورد نیاز تنها به این دو ترکیب بار محدود نمی‌شود و در برخی مواقع قضاوت مهندسی نیز لازم است بکار برده شود. به عنوان مثال زمانیکه مقدار بار زنده بام و یا بار برف قابل توجه باشد و احتمال داره بطور همزمان با بارهای خود کرنشی بر ساختمان وارد شود ، اثر آنها نیز باید منظور گردد . طراحی باید بر اساس ترکیب باری انجام شود که بیشترین اثر نامطلوب را ایجاد می‌کند.	D + ۱/۲ (L , S , R) + T
	۱/۲۵D + ۱/۵ T

تبصره۱: در شرایطی که اثر بار زنده در هر یک از ترکیبات بارگذاری کاهش دهنده است، این آثار معادل صفر منظور می‌گردد.

۴ – طراحی تیر تحت خمش

۴-۱ – تئوری اولیه

تیر ساده بتن آرمه ای با ابعاد زیر تحت اثر بار P که مقدار آن از صفر شروع شده و به تدریج افزایش می یابد، قرار می گیرد. رفتار این تیر در مراحل مختلف به صورت نمودار در شکل نشان داده شده است.

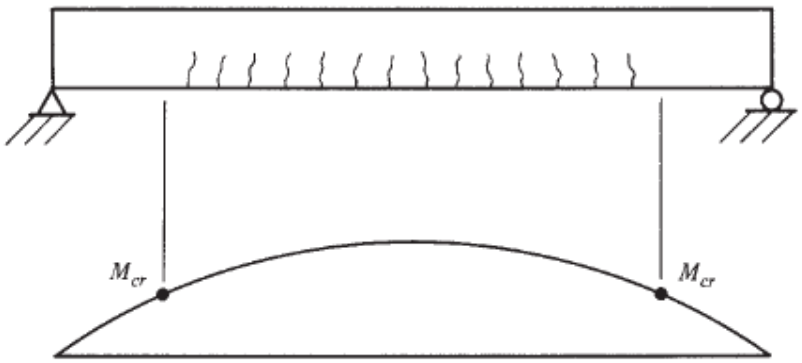


شکل ۴-۱ : نمودار بار – تغییرمکان تیر بتن آرمه تحت خمش

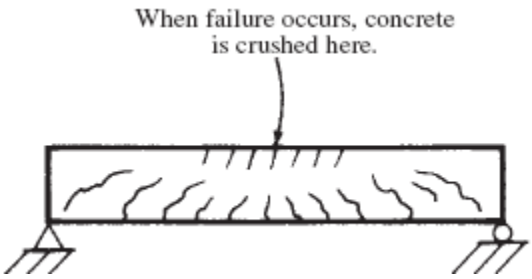
نکته1: یک قطعه خمشی تحت اثر بارهای وارده در یکی از سه حالت زیر ممکن است قرار گیرد.

- **الاستیک : تنشهای خطی در مقطع ترک نخورده (ناحیه OA)**
- **الاستو پلاستیک : تنشهای خطی در مقطع ترک خورده (ناحیه CD)**
- **پلاستیک : تنشهای غیر خطی در حالت نهایی (ناحیه EF)**

نکته2: اگر تنش فشاری بتن کمتر از $0.5f_c$ و تنش فولاد نیز کمتر از تنش جاری شدن آن F_y باشد هر دو مصالح بصورت الاستیک و یا نزدیک به آن رفتار می نمایند.

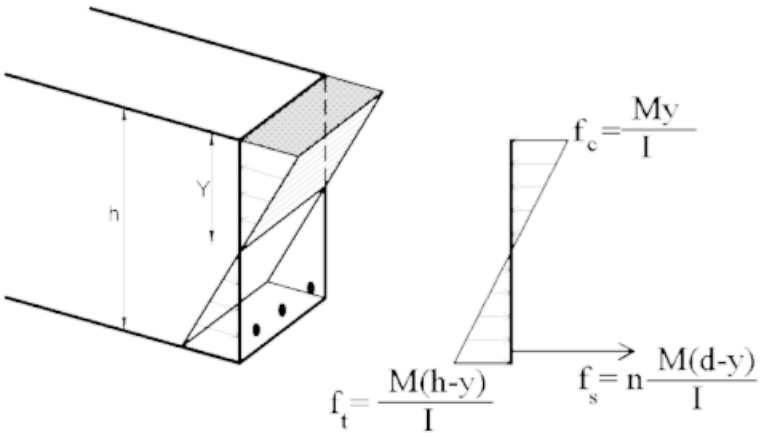


شکل ۴-۲ : بروز ترک در ناحیه کششی، در لنگر خمشی بزرگتر از لنگر خمشی آستانه ترک خوردگی

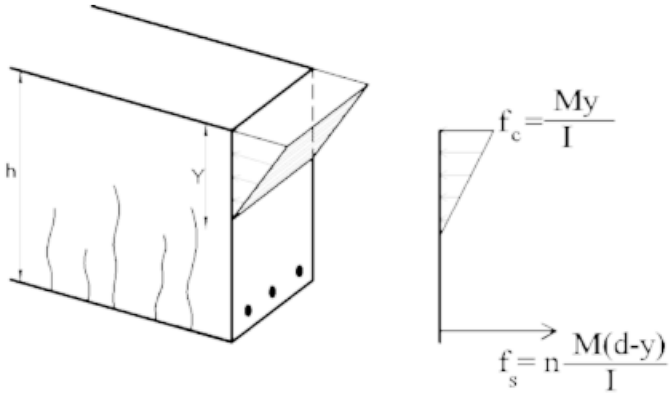


شکل ۴-۳ : توسعه ترک در ناحیه فشاری علاوه بر ناحیه کششی، حد نهایی شکست

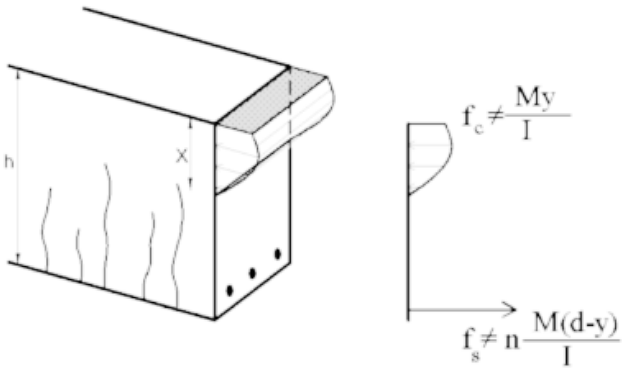
مشخصات فاز یک (الاستیک):



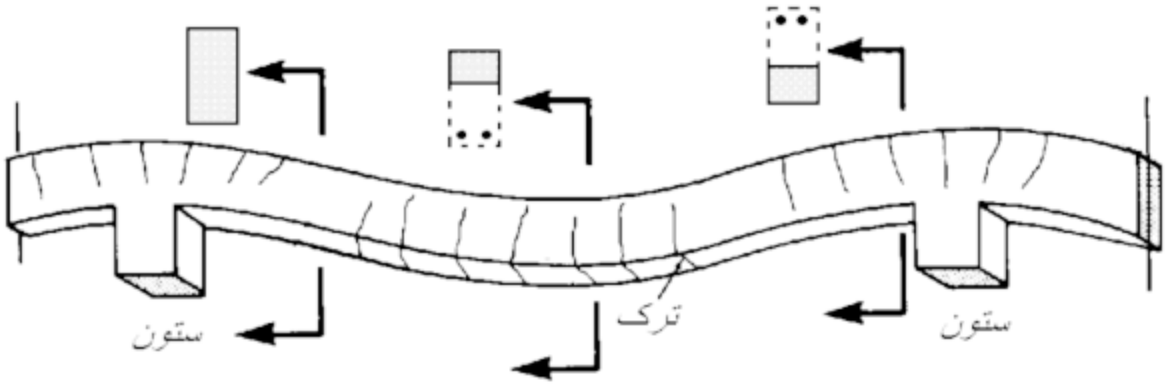
مشخصات فاز دو (الاستوپلاستیک):

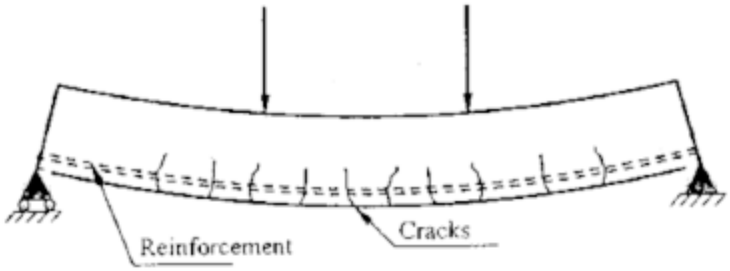


مشخصات فاز سه (پلاستیک):

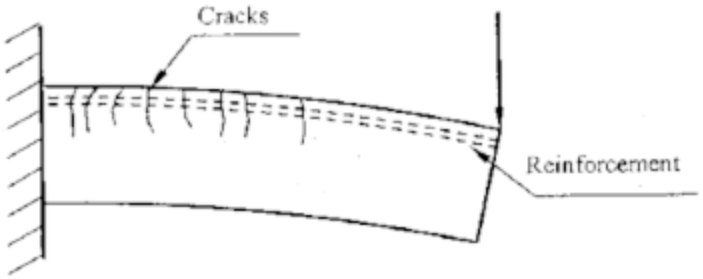


شکل ۴-۴ : وضعیت توزیع تنش در سه فاز مختلف از بارگذاری تیر بتن مسلح تحت خمش

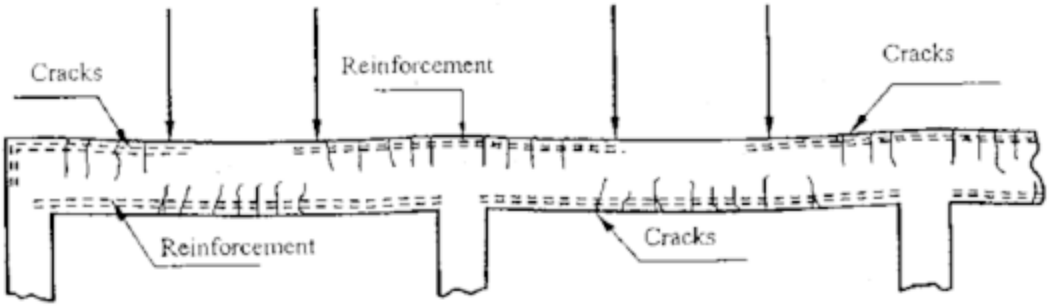




A- Simple beam



B-Cantilever beam



شکل ۴-۵ موقعیت ترک‌های سازه‌ای و نحوه مسلح کردن تیر بتنی تحت خمش

۴-۲- تحلیل مقطع ترک نخورده

در این حالت مقدار تنش کششی از مدول گسیختگی کمتر و بتن در ناحیه کششی ترک نخورده است و طراحی بر مبنای حالت ترک نخورده برای حالاتی است که ایجاد ترک در قطعه مجاز نمی باشد (مثل مخازن گاز و ...) مناسب است. در تحلیل مقاطع ترک نخورده با تبدیل فولاد به بتن معادل آن و توزیع تنش خطی در ارتفاع مقطع، مقاومت مقطع و میزان تنش در هر نقطه ای از تار خنثی بدست می آید.

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

$$\bar{y} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{[b.h.h/2 + (n-1).A_s.d]}{[b.h + (n-1).A_s]}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.(h/2 - \bar{y})^2 + A_s.(n-1).d^2$$

$$f_{cc} = \frac{M.y_c}{I} < \frac{1}{2} f_c$$

$$f_{ct} = \frac{M.y_{ct}}{I} < f_r$$

$$f_s = n.\frac{M.y_s}{I} < f_y$$

۴-۳- تحلیل مقطع ترک‌خورده در حالت الاستیک

وقتی که لنگر وارد بر مقطع بیشتر از لنگر ترک خوردگی باشد ناحیه کششی بتن ترک خورده و دیگر تنشی تحمل نمی کند و به جای آن فولاد وارد عمل شده و تنشها را تحمل می کند. در صورتی که تنش فشاری بتن کمتر از $0.5 f_c$ و تنش فولاد نیز کمتر از تنش جاری شدن باشد هر دو مصالح به صورت الاستیک (خطی) و یا نزدیک به آن رفتار می کنند این وضعیت معمولاً در سازه های تحت بار خدمت بوجود می آید.

فرضیات لازم برای تحلیل الاستیک مقطع:

1- مقاطع صفحه ای عمود بر محور تیر، پس از خمش نیز به صورت صفحه باقی می مانند(تغییرات کرنش در ارتفاع تیر خطی است).
2- هم بتن و هم فولاد مسلح کننده از قانون هوک پیروی می کنند(تنش متناسب با کرنش است).
3- تغییرات تنش در ارتفاع مقطع به صورت خطی است.
4- از مقاومت کششی بتن صرفنظر می شود.
5- چسبندگی کافی بین بتن و فولاد وجود دارد تا مانع لغزش میلگرد در داخل بتن شود.

$$\bar{y}^2 + \frac{2nA_s}{b}\bar{y} - \frac{2nA_s d}{b} = 0$$

$$I = \frac{b.\bar{y}^3}{3} + n.A_s.(d - \bar{y})^2$$

$$f_{cc} = \frac{M.y_c}{I} < \frac{1}{2} f_c$$

$$f_s = n.\frac{M.y_s}{I} < f_y$$

۴-۳-۱-لنگر خمشی آستانه ترک‌خوردگی:

با فرض مقطع ترک نخورده مانند قبل تنش کششی را در بتن بدست می آوریم و لنگری که باعث ترک خوردن مقطع می شود برابر است با:

$$f_{ct} = \frac{M.y_{ct}}{I} = f_r \Rightarrow M_{cr} = \frac{f_r.I}{y_{ct}}$$ لنگر ترک خوردگی

نکته1: در رابطه فوق I ممان اینرسی مقطع ترک نخورده است.

نکته2: در این رابطه y_{ct} فاصله تار خنثی تا دورترین تار کششی بتن است.

نکته3: اگر لنگر موجود بیشتر از لنگر ترک خوردگی باشد مقطع ترک خورده است

$$f_r = ۰/۶\sqrt{f_c}$$

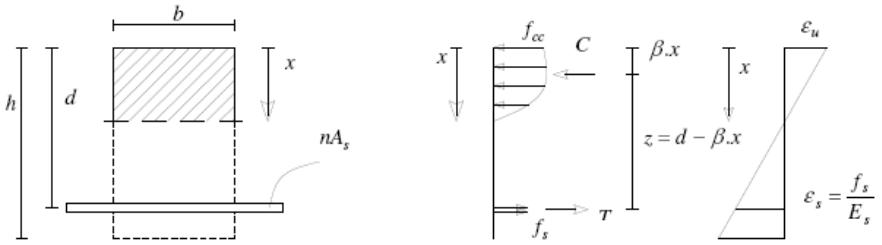
یادآوری:

(رابطه در سیستم SI می‌باشد. واحد تنش مگاپاسکال، یا N/mm^2 است.)

- لازم به ذکر است که در بارگذاری عادی، مقاطع تیرها حتما ترک می‌خورد. بدین معنا که لنگر آستانه ترک‌خوردگی بسیار کمتر از لنگرهای خمشی عادی در تیرها است.

۴-۴-مقطع ترک‌خورده در حالت حدی نهایی

همانطور که نمودارهای تنش کرنش نشان می دهند در حالت حدی نهایی با وجود خطی بودن کرنش در ارتفاع مقطع، تغییرات تنش با کرنش متناسب نبوده و تغییرات تنش در ارتفاع مقطع خطی نیست و اگر بتوان توزیع تنش فشاری بتن در حالت نهایی را توسط یک مدل هندسی تعریف نمود می توان مقاومت خمشی نهایی مقطع را به راحتی بدست آورد. مطابق آزمایشات بعمل آمده دیاگرام توزیع تنش در یک مقطع مستطیلی را در حالت مقاومت نهایی می توان به صورت سهمی زیر در نظر گرفت که دو حالت برای خرابی مقطع وجود دارد. حالت اول زمانی است که مقدار فولاد کششی زیاد نبوده و شکست نهایی با تسلیم فولاد صورت پذیرد و در حالت دوم به علت مقدار فولاد زیاد گسیختگی با شکست بتن فشاری ایجاد می گردد که به صورت ناگهانی می باشد.



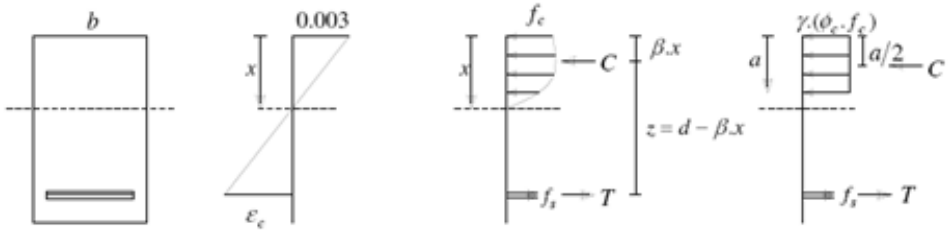
۴-۴-۱-بلوک تنش مستطیلی (بلوک تنش ویتنی)

همانطور که در بالا دیده می شود تعیین محل اثر و مقدار نیروی فشاری به صورت تجربی بوده و بستگی به f_c دارد. از طرفی محاسبه ظرفیت مقطع با استفاده از این روش کمی دشوار بوده و اگر طراح در محاسبات خود دچار اشتباه شود قادر به تشخیص آن نخواهد بود. لذا روش دیگری که بعد ها توسط ویتنی پیشنهاد گردید در ادامه ذکر می گردد. اگر چه این روش بصورت تقریبی می باشد ولی نتایج آن با دقت خوبی با نتایج اصلی مطابقت دارد. ضمن آنکه روند محاسبات ساده تر بوده و دیگر نیازی به در نظر گرفتن توزیع تنش فشاری به صورت سهمی (غیر خطی) نمی باشد.

نکته1: ویتنی با فرضیات زیر توزیع سهمی تنش فشاری را به یک توزیع یکنواخت مستطیلی تبدیل کرد.

1- مقدار نیروی فشاری با استفاده از ضریب $\gamma\,(\alpha_1)$ به صورتی تعیین گردید که درست به اندازه نیروی فشاری در روش اصلی (توزیع غیر خطی) باشد.

2- محل اثر نیروی فشاری نیز با استفاده از ضریب β_1 درست در محل اثر نیروی فشاری در حالت غیر یکنواخت در نظر گرفته شد.



(براساس متن مقررات ملی ساختمان، ویرایش ۱۳۹۲)

$$\alpha_1 = 0/85 - 0/0015 f_c$$

$$\beta_1 = 0/97 - 0/0025 f_c$$

$$a = \frac{A_s(\phi_s . f_y)}{\alpha_1 (\phi_c f_c).b}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1}$$

۴-۵- مقاطع مستطیلی با فولاد کششی تنها (تک آرمه)

یکی از متداول‌ترین مقاطع در سازه‌های بتن مسلح، مقاطع مربع یا مستطیل شکل است. با توجه به مقاومت فشاری خوب بتن و ضعف اصلی آن در کشش، مسلح کردن ناحیه تحت کشش، امری ضروری به نظر می‌رسد. در این نوع مقاطع، با توجه به نسبت میلگرد بکار برده شده، دو نوع شکست نرم (مقطع کم فولاد) و ترد (مقطع پرفولاد) محتمل می‌باشد.

درصد فولاد کششی در یک مقطع، ρ، به صورت زیر تعریف می‌گردد. در این رابطه A_s مجموع سطح مقطع فولاد کششی، b عرض مقطع و d ارتفاع موثر مقطع (فاصله مرکز سطح میلگردهای کششی تا دورترین تار فشاری) می‌باشد.

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

طبق الزام مقررات ملی ساختمان، مبحث نهم، درصد فولاد کششی مقطع در حالت تک آرمه، ρ، باید در محدوده مجاز زیر قرار گیرد.

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

$$\rho_{min} = Max\{\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f_C}}{f_y}\}$$

$$\rho_{max} = Min\{\rho_b \text{ و } 0.025\}$$

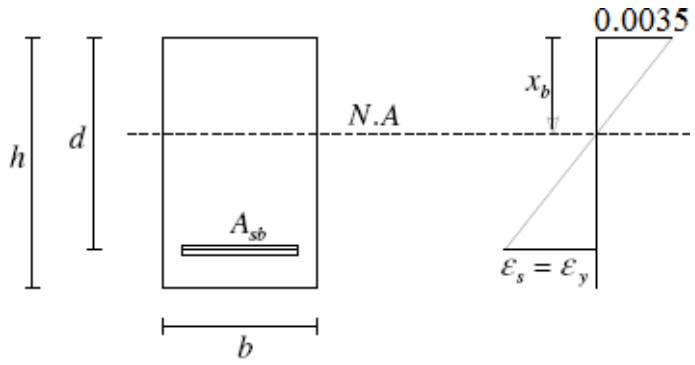
$$\rho_b = \frac{\alpha_1 . \beta_1 . \varphi_C . f_C . (700)}{\varphi_S . f_y . (700 + f_y)}$$

نکته ۱: در صورتی که میزان فولاد بکار رفته در مقطع، مقدار اجرایی، بیش‌تر از 1.33 برابر مقدار فولاد محاسباتی باشد، الزامی به کنترل حداقل درصد فولاد، ρ_{min}، نمی‌باشد.

نکته ۲: درصد فولاد متعادل، ρ_b، معرف نسبت فولادی است که در مرز بین کم یا زیاد بودن میلگرد کششی در لحظه مقاومت نهایی قرار دارد. یعنی مرز بین مقطع کم فولاد و پرفولاد در حالت تک آرمه.

این نسبت برابر میزان فولادی است که به ازای آن درست در لحظه‌ای که کرنش در دورترین تار فشاری بتن به کرنش شکست رسیده (برای بتن معمولی برابر $\varepsilon_C = 0.0035$ است) و فولاد کششی به حد تسلیم (جاری شدن، ε_y) می‌رسد.

نکته ۳: مقدار فاصله تار خنثی از دورترین تار فشاری مقطع بتن، در حالت متعادل (بالانس) را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:



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

۴-۵-۱- حل مسائل تیر با مقطع مستطیلی با فولاد کششی تنها (تک آرمه)

گام به گام برای آنالیز مقطع:

در این حالت، مشخصات مقطع معلوم می‌باشد و هدف به دست آوردن ممان مقاوم نهایی مقطع (ظرفیت خمشی مقطع) می‌باشد. نظیر بررسی ظرفیت یک تیر ساخته شده.

گام اول: تعیین درصد فولاد ρ با توجه به مقدار A_s و ابعاد مقطع b, d

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

گام دوم: محاسبه $\rho_{\min}$ ، ρ_{Max} و مقایسه آنها با ρ و تعیین نوع گسیختگی

گام سوم:

- اگر $\rho \le \rho_{Max}$ باشد گسیختگی از نوع نرم بوده و ظرفیت نهایی مقطع از روابط زیر بدست می آید.

$$M_r = \rho.b.d^2.\varphi_s.f_y.\left(1 - \frac{0.5\,\rho.\varphi_s.f_y}{\alpha_1.\varphi_C.f_C}\right)$$

- اگر $\rho > \rho_{Max}$ باشد گسیختگی از نوع ترد است و با اختیار نمودن $\rho = \rho_{Max}$ برای جلوگیری از شکست ترد، ظرفیت مقطع از روابط زیر بدست می آید.

$$M_r = \rho_{max}.b.d^2.\varphi_s.f_y.(1 - \frac{0.5\,\rho_{max}.\varphi_s.f_y}{\alpha_1.\varphi_C.f_C})$$

گام به گام برای طراحی مقطع:

یکی از متداول‌ترین مسائل پیش رو، طراحی مقطع تیر متناسب با سطح بارگذاری آن می‌باشد. مجهولات این حالت عباتند از ابعاد مقطع، مقاومت رده بتن و فولاد مصرفی، تعیین موقعیت میلگرد کششی، و سطح مقطع فولاد مورد نیاز می‌باشد.

گام اول: تعیین بار نهایی (بار ضریبدار) از روی بار بهره برداری

$$w_u = 1.25D + 1.5L$$
$$w_u = 1.0D + 1.2L \pm 1.2E$$

گام دوم: تعیین ممان خمشی لازم M_u با استفاده از آنالیز خطی

گام سوم: به منظور حصول اطمینان، ظرفیت خمشی مقطع حداقل باید برابر ممان خمشی لازم از آنالیز خطی مقطع باشد.

$$M_u = M_r$$

گام چهارم: تعیین($b.d^2$) حداقل با منظور نمودن $M_r = M_u, \rho = \rho_{Max}$ و با استفاده از رابطه زیر

$$\text{حداقل } (b.d^2) = \frac{M_u}{\rho_{max}.\varphi_s.f_y.(1 - \frac{0.5\,\rho_{max}.\varphi_s.f_y}{\alpha_1.\varphi_C.f_C})}$$

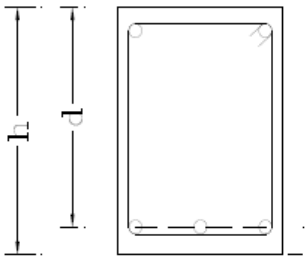
گام پنجم: کنترل حداقل ارتفاع مقطع برای کنترل تغییر شکل تیر

بر اساس آیین نامه بتن ایران در صورتی که $f_y = 400\ N/mm^2$ باشد حداقل ارتفاع تیر برابر است با:

$$h_{\min} = \begin{cases} \frac{L}{16} & \text{تیر ساده} \\ \frac{L}{18.5} & \text{تیر با یک سر پیوسته} \\ \frac{L}{21} & \text{تیر با دو سر پیوسته} \\ \frac{L}{8} & \text{تیر کنسول} \end{cases}$$

تذکر: در صورتی که $f_y \neq 400\ N/mm^2$ باشد مقادیر h_{min} باید در ضریب α زیر ضرب گردند.

$$\alpha = (0.4 + \frac{f_y}{700})$$

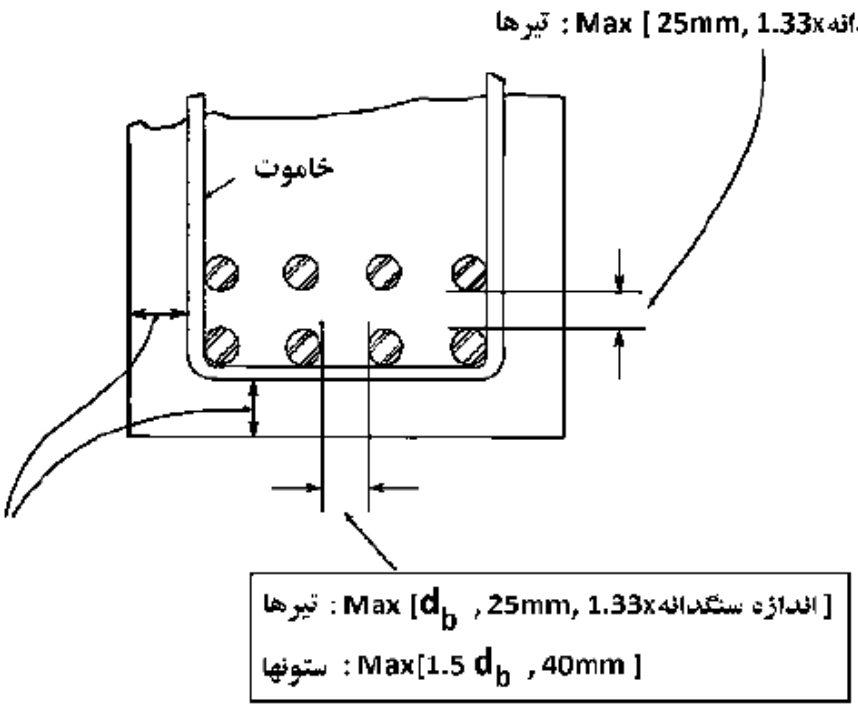


$$d = h - (\frac{1}{2}\text{قطر میلگرد اصلی} + \text{قطر خاموت} + \text{ضخامت بتن محافظ میلگرد})$$

گام ششم: تعیین سطح مقطع فولاد A_s از رابطه زیر

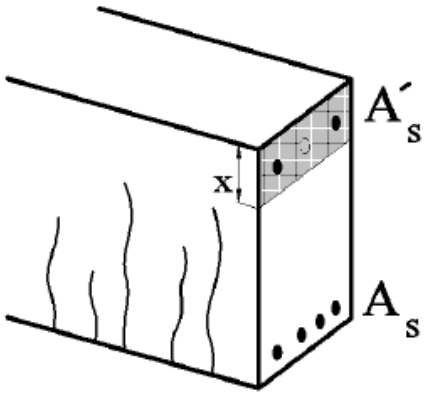
$$As = \frac{\alpha_1.\varphi_C.f_C.b.d}{\varphi_s.f_y}.(1 - \sqrt{\left(1 - \frac{2M_u}{\alpha_1.\varphi_C.f_C.b.d^2}\right)})$$

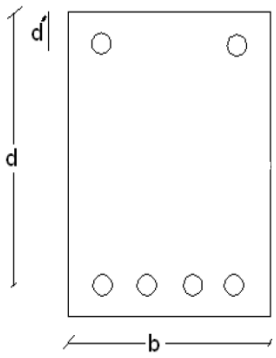
نکته: حداقل فاصله مجاز میلگردهای تیر براساس آئین‌نامه



۴-۶- مقاطع مستطیلی با فولاد فشاری + فولاد کششی (دوبل آرمه)

در مواقعی که ابعاد مقطع برای طراح محدود شده باشد و لنگر خمشی موجود (وارد بر مقطع) بزرگتر از ظرفیت خمشی حداکثر مقطع در حالت تک آرمه باشد($M_r > M_{r\,Max}$) برای افزایش ظرفیت مقطع از فولاد مضاعف در ناحیه فشاری مقطع استفاده می گردد.





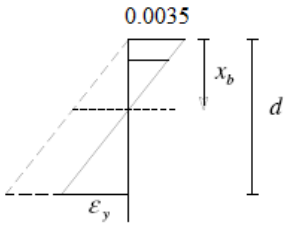
$$\rho = \frac{A_s}{b.d}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b.d}$$

استفاده از میلگردهای فشاری دارای مزیت‌های زیر نیز می‌باشد:

1) خیز دراز مدت ناشی از خزش را کاهش می‌دهد.
2) تکیه‌گاهی برای خاموتها در ناحیه فشاری است.
3) مقاومت خمشی مقطع در صورت تعویض جهت ممان خمشی

از دیاگرام کرنش و با استفاده از تشابه مثلثها :



$$\frac{0.0035}{x_b} = \frac{0.003 + \varepsilon_y}{d}$$

$$x_b = \frac{0.0035 \times d}{0.0035 + \varepsilon_y} = \frac{700 \times d}{700 + f_y}$$

$$\bar{\rho}_{max} = Min\{\bar{\rho}_b \text{ و } 0.025\}$$

$$\bar{\rho}_b = \frac{\alpha_1.\beta_1.\varphi_C.f_C.(700)}{\varphi_S.f_y.(700 + f_y)} + \rho'.\frac{f'_{sb}}{f_y}$$

$$f'_{sb} = \begin{cases} f_y & \varepsilon'_{sb} \geq \varepsilon_y \\ E_s.\varepsilon'_{sb} & \varepsilon'_{sb} < \varepsilon_y \end{cases}$$

اگر فولاد فشاری تسلیم شده باشد $\varepsilon'_{sb} \geq \varepsilon_y$ و $f'_{sb} = f_y$ در نتیجه:

$$\overline{\rho}_b = \rho_b + \rho'$$

معیار تسلیم میلگرد های فشاری در مقاطع دوبله آرمه:

در این حالت با در نظر گرفتن این موضوع که قبل از گسیختگی بتن فشاری فولاد کششی حتماً جاری می شود، معیاری را در نظر می گیریم که به ازای آن معیار(حداقل فولاد در ناحیه کششی) وقتی کرنش در دورترین تار فشاری بتن به حد 0/0035 می رسد فولاد فشاری جاری می گردد. این معیار در انتها با عنوان $\overline{\rho}_{\min}$ تعریف می گردد.

$$\bar{\rho}_{min} = \frac{\alpha_1.\beta_1.\varphi_C.f_C.(700).d'}{\varphi_S.f_y.(700 - f_y).d} + \rho'$$

برای تعیین ظرفیت خمشی مقاطع دوبله آرمه همانند مقاطع تک آرمه ابتدا باید وضعیت تسلیم شدن میلگردهای کششی و فشاری مشخص گردد. و با توجه به اینکه در آیین نامه بتن ایران همواره ایجاد گسیختگی نرم مد نظر می باشد دو حالت برای تعیین ظرفیت خمشی مقطع باقی می ماند:

1) حالتی که میلگردهای فشاری جاری شده اند یا $\rho \geq \overline{\rho}_{\min}$.

2) حالتی که میلگرد های فشاری جاری نشده اند یا $\rho < \overline{\rho}_{\min}$.

توجه: برای تعیین ظرفیت خمشی مقاطع دوبله آرمه در حالتی که $\rho > \overline{\rho}_{Max}$ باشد برای عدم ایجاد گسیختگی ترد مطابق " مبحث نهم مقورات ملی ساختمان " همواره $\rho = \overline{\rho}_{Max}$ در نظر گرفته می شود و ظرفیت خمشی مقطع با این فرض محاسبه می‌گردد.

1) ظرفیت خمشی مقطع وقتی فولاد کششی و فشاری هر دو جاری شده اند یا $\rho \leq \overline{\rho}_{Max}$, $\rho \geq \overline{\rho}_{\min}$

$$a = \frac{(A_S - A_{S1}).\varphi_S.f_y}{\alpha_1.\varphi_C.f_C.b}$$

$$M_r = [\, A'_S.(\varphi_S.f_y - \alpha_1.\varphi_C.f_C).(d - d')\,] + [\, \alpha_1.\varphi_C.f_C.a.b.(d - \frac{a}{2})\,]$$

2) ظرفیت خمشی مقطع وقتی فولاد کششی تسلیم شده ولی فولاد فشاری تسلیم نشده است. یا $\rho \le \overline{\rho}_{Max}$, $\rho < \overline{\rho}_{\min}$

از رابطه تعادل نیروها :

$$[\ \alpha_1.\varphi_C.f_C\ .(\beta_1.x\ ).b\ ] + \left[A'_S\ .\left(\varphi_S \times 700(\frac{x\ -\ d'}{x}) -\ \alpha_1.\varphi_C.f_C\right)\right] - [\ A_S.\varphi_S.f_y\ ] = 0$$

از حل معادله بالا بر حسب x می توان مقدار x و با توجه به آن مقدار تنش در فولاد فشاری f'_s را بدست آورد.

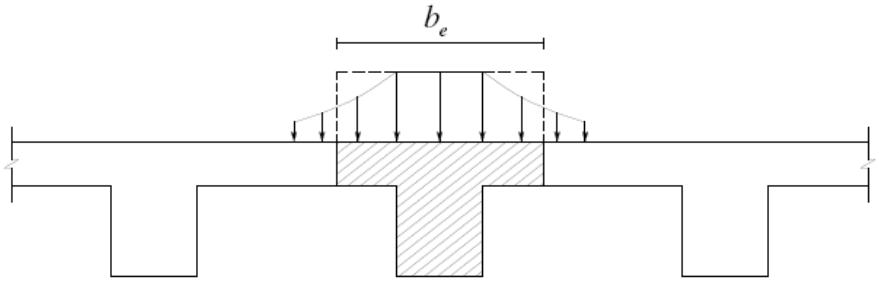
$$f'_s = 700\ (\frac{x - d'}{x})$$

و از رابطه تعادل ممان، مقدار ممان مقاوم نهائی برابر است با:

$$M_r = [\ A'_S\ .(\varphi_S.f'_s - \alpha_1.\varphi_C.f_C).(d - d')\ ] + [\ \alpha_1.\varphi_C.f_C.a.b.(d - \frac{a}{2})\ ]$$

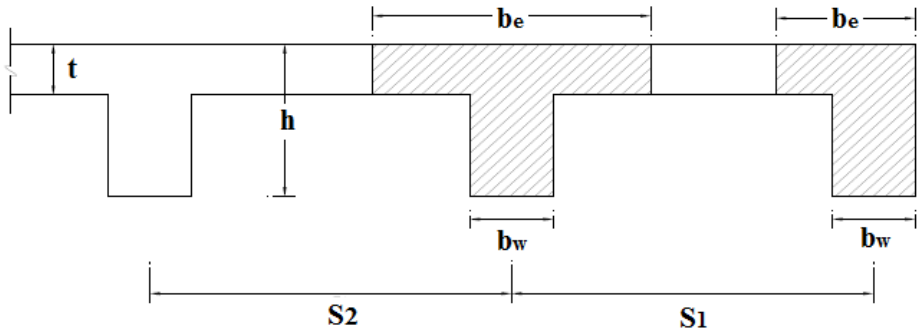
۴-۷- مقاطع T شکل

دال: پوسته بتنی که در ساختمان دو طبقه را از هم جدا می کند و بصورت بتن آرمه، تیرچه بلوک و ... اجرا می گردد.
در سقفهایی که تیر به همراه دال سقف، قالب بندی و به طور همزمان بتن ریزی می شود در هنگام اعمال لنگر خمشی مثبت (لنگر خمشی که باعث ایجاد تنش فشاری در دال گردد.) دال و تیر با هم عمل می کنند و قسمتی از دال نیز تحت خمش قرار می گیرد و بواسطه خمش، تنشهای فشاری بر روی دال و تیر به وجود می آید. اما توزیع این تنشها بر روی دال و تیر یکنواخت نیستند بنابراین در محاسبات قسمتی از طول دال را به عنوان عرض موثر b_e با تنشهای فشاری یکنواخت در نظر می گیرند.



شکل : توزیع تنش فشاری (تحت اثر خمش) در تیر و دال بتن آرمه که باهم بتن ریزی شده اند.

تعیین عرض موثر بال فشاری تیرهای T شکل و L شکل:



در تیرهای T شکل:

$$b = \min \begin{cases} b \le L_u/4 & \text{برای تیرهای یکسره} \\ b \le 2/5\, L_u & \text{برای تیرهای ساده} \\ b \le 16t + b_w \\ b \le 0.5(s_1 + s_2) \end{cases}$$

در تیرهای L شکل:

$$b = \min \begin{cases} b \le L_u/12 + b_w \\ b \le 6t + b_w \\ b \le 0.5 \times (s_2 - b_w) + b_w \end{cases}$$

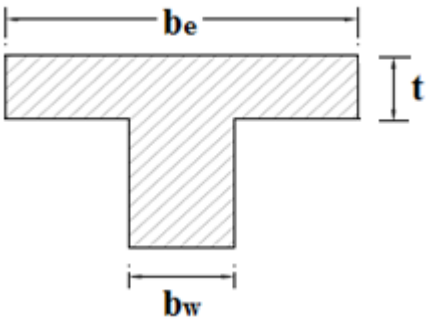
در روابط بالا L_u فاصله داخل به داخل تیر (طول آزاد) است.

در تیرهای T شکل مجزا:

در تیرهای T شکل مجزا برای آنکه تیر بتواند به صورت Tشکل عمل کند، ابعاد باید به گونه ای باشند تا روابط زیر برای آنها برقرار باشد.

$$b \le 4b_w$$

$$t \ge \frac{b_w}{2}$$



آنالیز تیرهای T شکل:

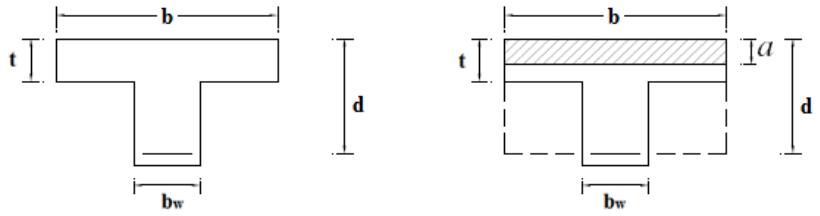
در مسائلی که تعیین ظرفیت خمشی مقطع T شکل مد نظر می باشد به ترتیب زیر عمل می کنیم:

1) فرض می کنیم بلوک تنش در بال قرار می گیرد و مقطع به صورت مستطیلی عمل می کند.

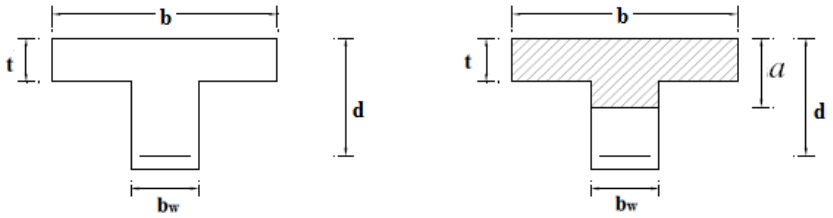
2) با فرض تسلیم فولاد کششی و از رابطه تعادل نیروهای مقطع مقدار a را بدست می آوریم.

$$a = \frac{A_s(\phi_s . f_y)}{\alpha_1 (\phi_c f_c).b}$$

3) اگر $a \le t$ بدست آمد فرض ما صحیح بوده و مقطع همانند یک مقطع مستطیلی عمل می کند و ظرفیت خمشی با استفاده از روابط مقطع مستطیلی تک آرمه و کنترل نوع شکست محاسبه می گردد.



4) اگر $a > t$ شود فرض اولیه نادرست بوده و مقطع به صورت T شکل عمل می کند و ظرفیت مقطع باید با توجه عملکرد آن (T شکل) تعیین گردد.



توجه:

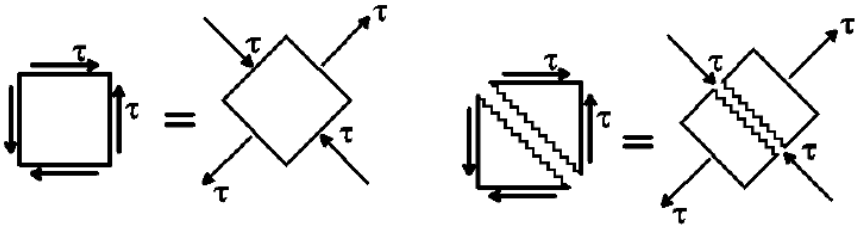
در بالا موقعیت بلوک تنش با فرض تسلیم شدن میلگرد کششی انجام شده است. این فرض در بیشتر موارد صحیح می باشد چرا که ناحیه فشاری بزرگی توسط بال تیر تأمین می شود ولی بهر حال معیار تسلیم میلگرد کششی باید تعیین شود.

۵– طراحی تیر تحت برش

۵–۱– تئوری اولیه

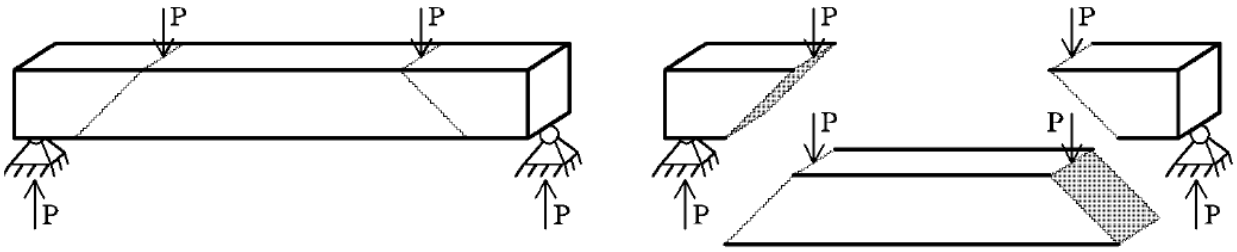
زمانی که یک المان تحت برش خالص قرار دارد، این المان در حقیقت تحت ترکیب کشش و فشار قرار دارد.

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.

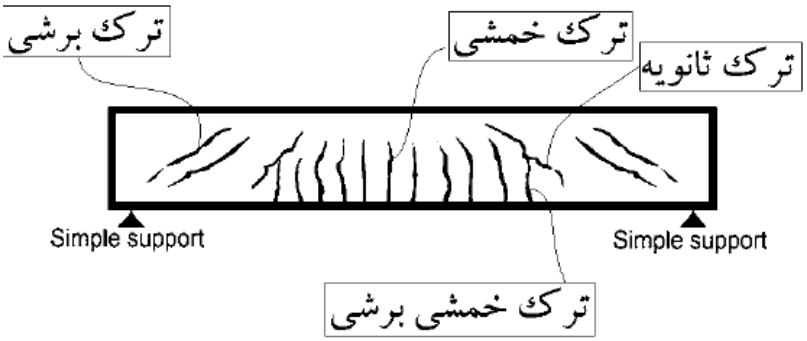
نحوه تشخیص ترک: تیر به صورتی ترک می خورد که بتواند در راستای اعمال نیرو حرکت کند:



شکست برشی ستون در زلزله San Fernando 1971:

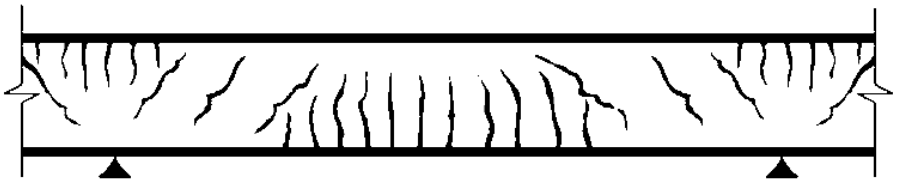
در مقطع مستطیلی تحت برش، تنش برشی حداکثر در وسط جان اتفاق می افتد و بنابراین ترک های برشی از وسط مقطع شروع می شوند.

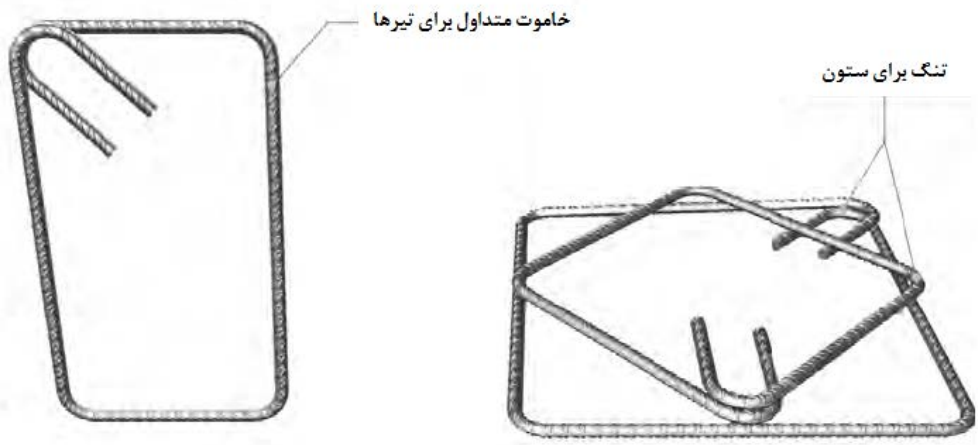
در مقطع مستطیلی تحت خمش، تنش خمشی حداکثر در پایین مقطع اتفاق می افتد و بنابراین ترک ها از پایین مقطع شروع می شوند.

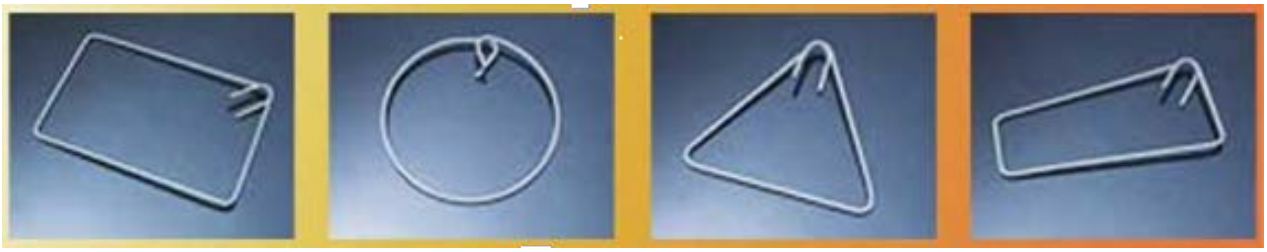


نکته: در تیرهای عادی با طول متعارف، ابتدا ترک خمشی ایجاد می شوند و سپس با افزایش بار ترک های برشی و سپس ترک های خمشی برش ایجاد می شوند.

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.







۵-۲- ظرفیت برشی مقطع بتن مسلح

$$V_r = V_c + V_s$$

V_r = نیروی برشی مقاوم مقطع ، نیوتن

V_s = نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط فولاد برشی، نیوتن

V_u = نیروی برشی نهائی موجود، نیوتن

مقدار V_r نباید بیشتر از $۰/۲۵ f_{cd} b_w d$ در نظر گرفته شود.

نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

برای اعضایی که تحت اثر برش و خمش قرار دارند: $V_c = ۰/۲ \varphi_C \sqrt{f_c}\ b_W d$

برای اعضایی‌که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = ۰/۲ \varphi_C \sqrt{f_c}\ (۱ + \frac{N_u}{۱۲ A_g}) b_w d$$

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

$$V_c = ۰/۲ \varphi_C \sqrt{f_c}\ (۱ + \frac{N_u}{۳ A_g}) b_w d \geq ۰$$

در این رابطه، N_u منفی است.

N_u = نیروی محوری نهایی که همزمان با V_u در مقطع اثر می‌کند، علامت این نیرو در فشار مثبت و در کشش منفی است، نیوتن

A_g = مساحت کل مقطع، میلی‌متر مربع

نیروی برشی تأمین شده توسط آرماتورها

انواع آرماتورهای برشی

آرماتورهای برشی می‌توانند شامل انواع زیر باشد:

الف) خاموت‌های عمود بر محور عضو

ب) خاموت‌هایی با زاویه ۴۵ درجه یا بیشتر نسبت به میلگردهای کششی طولی به نحوی که ترک‌های قطری احتمالی را قطع کنند. در صورت احتمال تغییر زاویه ترک در اثر تغییر نوع بارگذاری، استفاده از این نوع خاموت مجاز نمی‌باشد.

پ) میلگردهای طولی‌خم شده به قطر حداکثر ۳۶ میلی متر، تحت‌زاویه ۳۰ درجه یا بیشتر نسبت به میلگردهای‌کششی طولی به نحوی که ترکهای قطری احتمالی را قطع کنند.

ت) ترکیبی از خاموت‌ها و میلگردهای طولی‌خم شده با شرایط مذکور در بندهای الف ، ب و پ.

ث) دورپیچ‌ها

نیروهای برشی مقاوم انواع آرماتورها

وقتی‌که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_n}$$

وقتی‌که از خاموت‌های مایل به عنوان آرماتورهای برشی استفاده می‌شود:

$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} (\sin\alpha + \cos\alpha) \frac{d}{S_n}$$

وقتی‌که آرماتور برشی شامل یک میلگرد منفرد یا یک ردیف میلگردهای متوازی باشد که همگی در فاصله‌ای یکسان از تکیه‌گاه خم شده باشند:

$$V_S = \varphi_s A_{sv} f_{yv} \sin\alpha$$

مقدار V_s در این حالت نباید بیشتر از $0/3\ \varphi_C \sqrt{f_c}\ b_w d$ در نظر گرفته شود.

f_{yv} = مقاومت مشخصه فولادهای عرضی

S_n = فاصله بین سفره‌های آرماتور برشی یا پیچشی در امتداد موازی با آرماتور طولی، میلی‌متر

A_{sv} = سطح مقطع آرماتور برشی

در صورتی که بیش از یک نوع آرماتور برشی در یک ناحیه از عضوی مورد استفاده قرار گیرد، مقدار V_s برابر مجموع مقادیر نظیر محاسبه شده برای انواع مختلف آرماتورها می‌باشد.

مقدار V_u در تکیه‌گاه‌ها را می‌توان کاهش داد، مشروط بر آنکه:

الف) عکس‌العمل تکیه‌گاه درامتداد برش اعمال شده در نواحی انتهایی عضو ایجاد فشار کند.

ب) هیچ بار متمرکزی در فاصله بین بر داخلی تکیه‌گاه تا محل مقطع بحرانی، وارد نشود.

تمامی مقاطعی را که در فاصله‌ای کمتر از d از بر داخلی تکیه‌گاه قرار دارند می‌توان برای همان برش V_u که در مقطع به فاصله d (مقطع بحرانی) وجود دارد، طراحی کرد.

حداقل آرماتور برشی

مقدار آرماتور برشی حداقل از رابطه A_{sv} = سطح مقطع آرماتور برشی در محدوده‌ای به طول S_n

$$A_{sv\min} = ۰/۰۶\sqrt{f_c}\frac{b_w S_n}{f_{yv}}$$

درموارد زیر ضوابط مربوط به بخش‌های مربوطه ملاک عمل خواهد بود.

الف) دال‌ها و شالوده‌ها

ب) سقف‌های ساخته شده با سیستم تیرچه‌های بتنی

پ) تیرهایی که ارتفاع آنها کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر است.

ت) تیرهایی‌که به صورت یکپارچه با دال ریخته شده و ارتفاع کل آنها کمتر از دو و نیم برابر ضخامت دال، نصف پهنای جان و ۶۰۰ میلی‌متر باشد.

حداکثر فواصل خاموت برشی

فاصله بین خاموت‌های برشی عمود بر محور عضو نباید از $\frac{d}{۲}$ بیشتر باشد.

درصورتی‌که مقدار V_u بیشتر از $۰/۱۲۵\phi_c f_c b_w d$ باشد، حداکثر فواصل داده شده باید به نصف تقلیل داده شوند.

$$Smax \text{ شکل پذیری‌کم} \begin{cases} \frac{d}{2} \ or \ \frac{d}{4} \\ 12 \times \text{قطر کوچکترین میلگرد طولی} \\ 36 \times \text{قطر خاموت} \\ 250 \ mm \\ \text{کوچکترین بعد فشاری} \end{cases}$$

تمامی میلگردهای اعضای فشاری باید با خاموت‌هایی در بر گرفته شوند.

قطر خاموت‌ها نباید کمتر از مقادیر زیر اختیار شود:

الف) $\frac{۱}{۳}$ قطر بزرگترین میلگرد طولی با قطر حداکثر ۳۰ میلی‌متر

ب) ۱۰ میلی‌متر برای میلگردهای طولی با قطر بیش از ۳۰ میلی‌متر و نیز برای گروه میلگردهای در تماس

قطر خاموت‌ها به هر حال نباید از ۸ میلی‌متر کمتر باشد.

روش گام به گام تعیین خاموتها در تیرها

گام اول : تعیین V_u در مقطع بحرانی

گام دوم : تعیین نیروی برشی مقاوم بتن V_c

$$V_c = 0.2\phi_c.\sqrt{f_c}.b_W.d$$

گام سوم : اگر $V_c/2 < V_u < V_c$ باشد حداقل خاموتها به کار گرفته می شود.

$$A_{sv\min} = ۰/۰۶\sqrt{f_c}\frac{b_w S_n}{f_{yv}}$$

$$S_{Max} = d/2$$

گام چهارم : اگر $V_u < V_c/2$ باشد باآنکه نیاز به خاموت نداریم ولی حداقل خاموت طبق گام قبل در تیر قرار داده می شود.

گام پنجم: در صورتی که $V_u > V_c$ باشد، نیاز به خاموت محاسباتی داریم که با توجه به مسایل اجرایی و موارد ذکر شده، بیشتر از نوع خاموت قائم استفاده می گردد.

گام ششم : کنترل خاموت حداقل

باید توجه شود که در کلیه مقاطع نسبت زیر رعایت گردد.

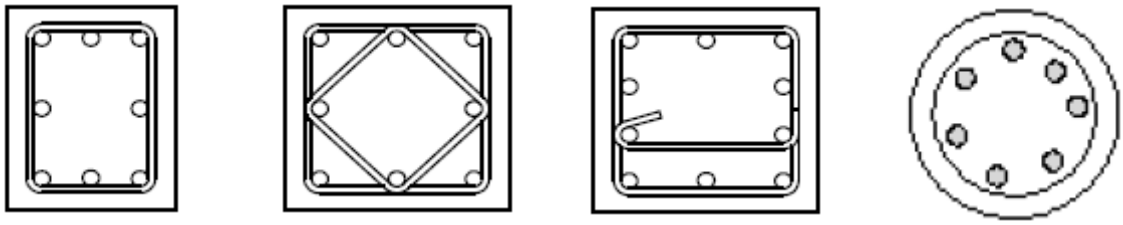
$$\left(\frac{A_V}{S}\right)_{\text{موجود}} \geq \left(\frac{A_V}{S}\right)_{\min}$$

نکته: مقدار فاصله خاموت‌ها می‌بایست از حداکثر مقدار فاصله مجاز ارائه شده توسط مقررات ملی ساختمان، مبحث نهم، که پیش‌تر بیان شد، نباید بیشتر اتخاذ شود.

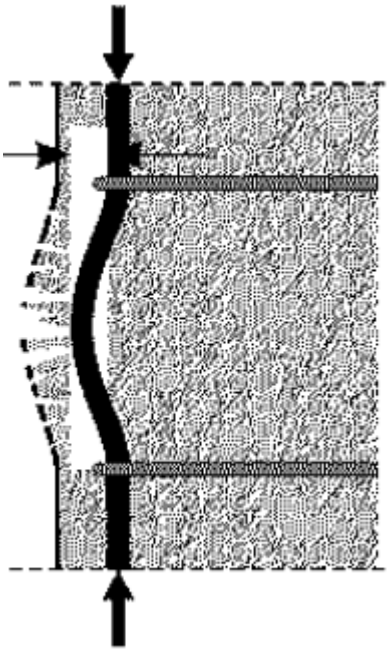
۶– طراحی ستون (ستون کوتاه)

۶–۱– تئوری اولیه

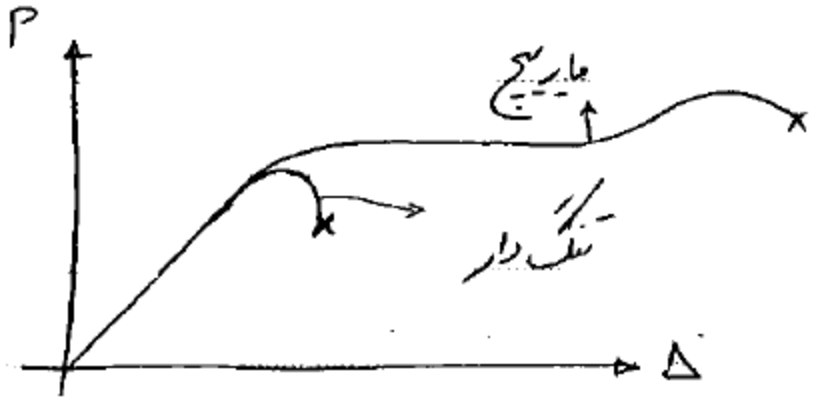
- ستون به عضوی اطلاق می‌گردد که نسبت ارتفاع به بعد حداقل مقطع، بزرگتر یا مساوی ۳ باشد.
- ستون‌ها عمدتا تحت اثر بار محوری به همراه ممان خمشی قرار دارند و به ندرت فقط تحت اثر نیروی محوری می‌باشند.
- ستون‌هایی که نسبت ارتفاع به بعد مقطع (به عبارت دیگر نسبت ارتفاع به سختی مقطع آن) زیاد باشند، ستون لاغر نامیده می‌شوند. در این‌گونه ستون‌ها اثر کمانش در تخریب آن‌ها موثرمی‌باشد.
- ستون‌هایی که نسبت لاغری آن عدد کوچکی باشد، به آن ستون کوتاه اطلاق می‌گردد.



- استفاده از میلگرد عرضی در ستون، منجر به کنترل کمانش میلگردهای طولی و در نتیجه جلوگیری از متلاشی شدن زودهنگام پوشش بتن می‌گردد. همچنین باعث می‌شود که میلگردهای طولی در محل خود قرار گرفته و هنگام بتن‌ریزی، فاصله مناسب خود را حفظ نمایند. وظیفه سوم میلگردهای عرضی ستون، تحمل نیروهای برشی است.



- میلگردهای عرضی مورد استفاده در ستون به صورت موازی هم (تنگ) و یا دورپیچ (Spiral) اجرا می‌گردند. استفاده از دورپیچ در ستون‌های با مقطع دایره‌ای شکل مرسوم می‌باشد. نوع میلگرد عرضی تاثیر کمی بر ظرفیت باربری ستون خواهد داشت. لازم به ذکر است که استفاده از مارپیچ، شکل‌پذیری ستون را افزایش می دهد.



حداکثر نیروی محوری مقاوم ستون از یکی از روابط زیر بدست می‌آید:

در صورت استفاده از تنگ‌های موازی $N_{r\max} = 0.8\,[\alpha_1 \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}]$

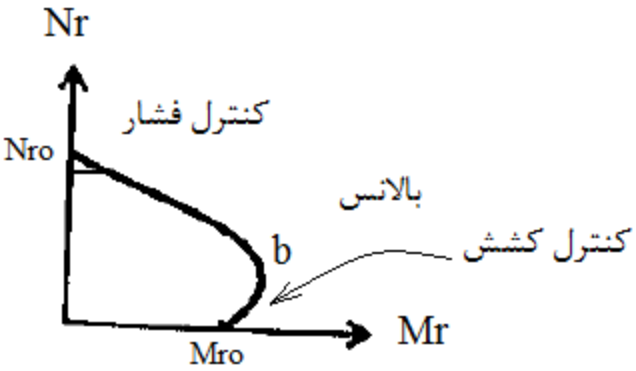
در صورت استفاده از دورپیچ $N_{r\max} = 0.85\,[\alpha_1 \phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}]$

$N_{r\max}$ = حداکثر نیروی محوری مقاوم، نیوتن

A_g = مساحت کل مقطع عضو، میلی‌متر مربع

A_{st} = سطح مقطع کل آرماتور طولی، میلی‌متر مربع

- در عمل، وجود لنگر خمشی باعث کاهش ظرفیت باربری محوری ستون می‌گردد و ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و اندرکنش آن‌ها، ظرفیت باربری ستون را تعیین می‌نماید.
- براساس آزمایشات و بررسی‌ها مفصل، اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون در فضای دوبعدی به شکل زیر می‌باشد.



- در این نمودار، مقدار Nro برابر است با ظرفیت مقطع ستون به هنگامی که هیچ‌گونه ممان خمشی بر آن وارد نمی‌شود (یعنی تحت نیروی محوری خالص). و Mro عبارتست از لنگر خمشی مقاوم مقطع در حالتی‌که هیچ نیروی محوری در عضو وجود نداشته باشد. سایر نقاط واقع بر روی نمودار، معرف ظرفیت خمشی مقطع ستون تحت اثر هم‌زمان نیروی محوری و ممان خمشی می‌باشد.
- حالت بالانس مربوط به زمانی است که شاهد تعادل شکست خواهیم بود. هنگامی‌که به صورت همزمان تنش در فولاد کششی به حد جاری شدن و کرنش در بتن به مرز شکست می‌رسد.
- در محدوده کنترل فشار، ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی به گونه‌ایست که کرنش در بتن به حد گسیختگی رسیده است ولی میلگرد کششی هنوز به مرحله تسلیم (جاری شدن) نرسیده است.
- در محدوده کنترل کشش، قبل از رسیدن بتن به کرنش گسیختگی، میلگردها جاری می‌شوند.

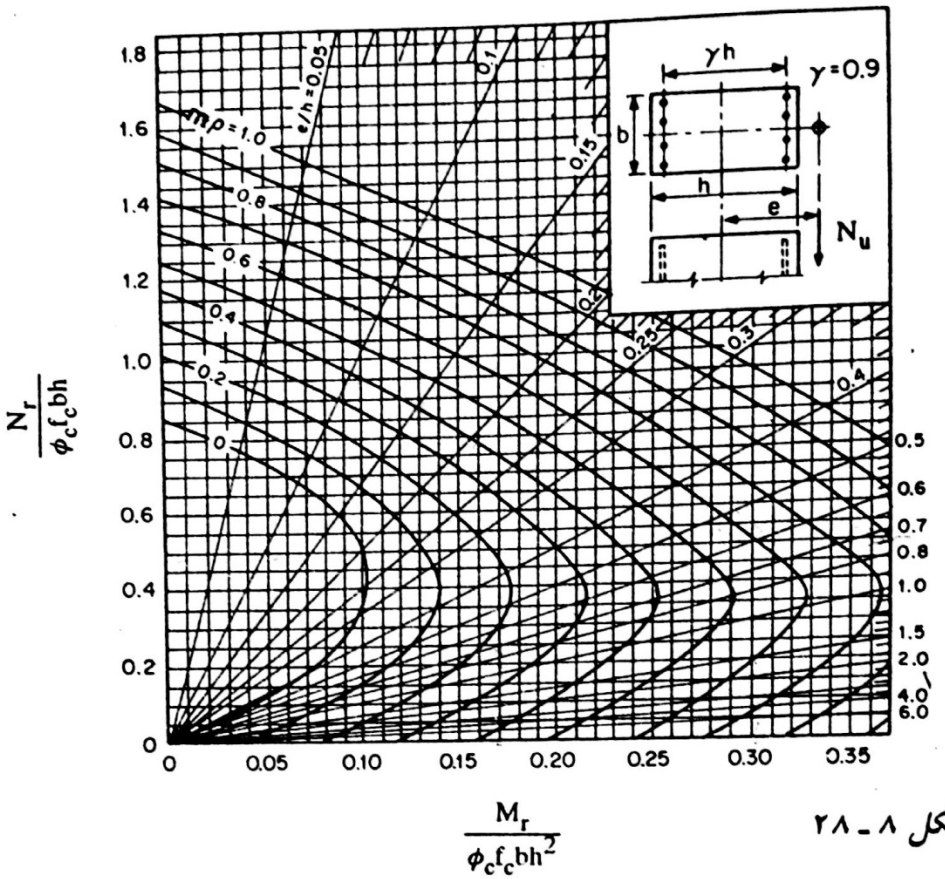
شکل‌های ارائه شده در صفحات بعد، معرف نمودارهای اندرکنش طراحی برای سه نوع ستون مختلف (مستطیل با فولادگذاری دوطرفه، مستطیل با فولادگذاری چهارطرفه و ستون با مقطع دایره) می‌باشند. در هنگام استفاده از این نمودارها باید به موارد زیر توجه نمود:

۱- هر منحنی مربوط به یک m.ρ می‌باشد که $\rho = \frac{A_{st}}{A_g}$ و $m = \frac{\varphi_s f_y}{\alpha_1 \varphi_c f_c}$

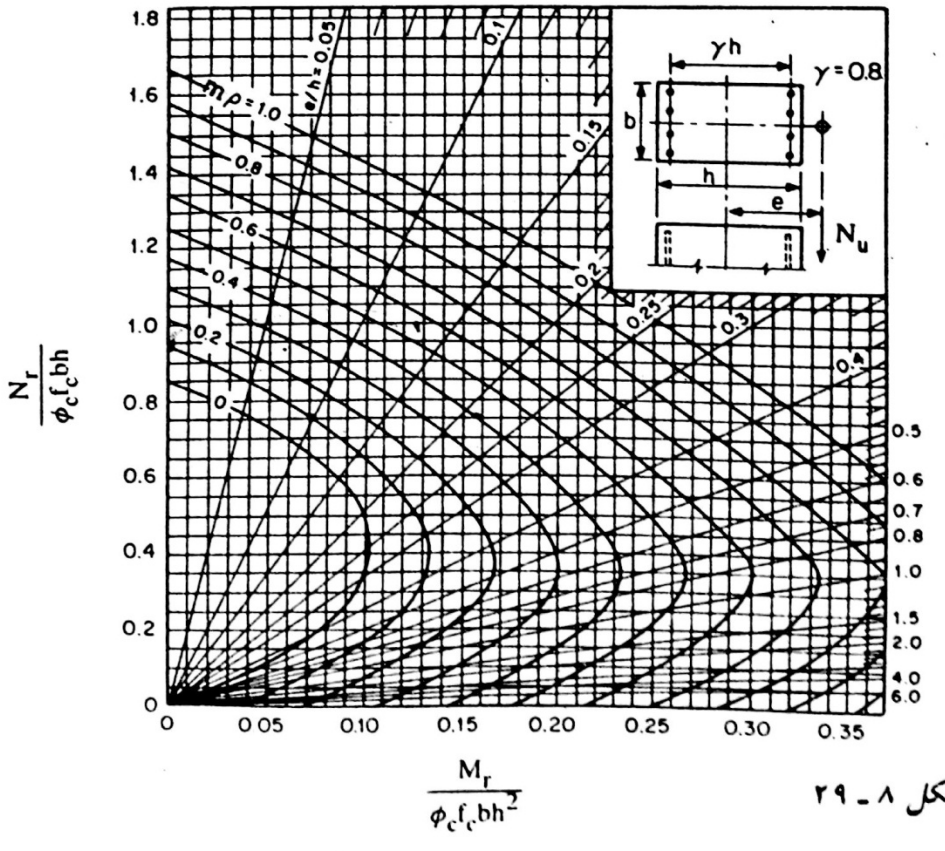
۲- نمودارها وابسته به واحد نمی‌باشند. با انتخاب یک سیستم واحد سازگار در هر دستگاه آحاد، می‌توان از منحنی‌ها استفاده نمود.

۳- مقدار γ برای هر یک از گراف‌ها از رابطه زیر تعیین می‌شود. $\gamma = \frac{h - d'}{h}$

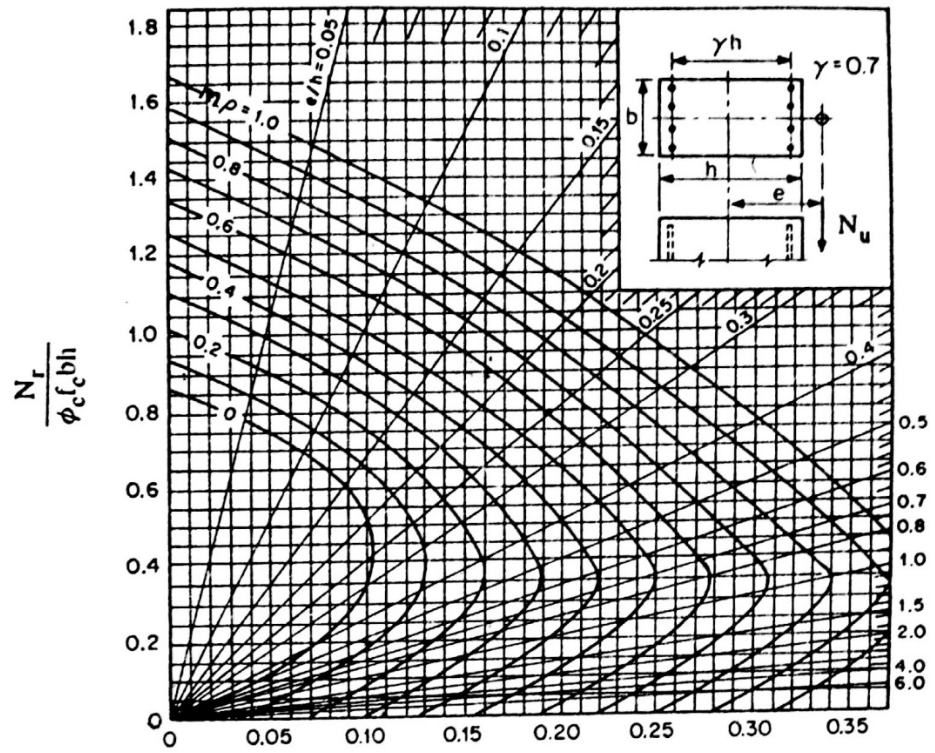
۴- شرط Nr_{max} باید جداگانه کنترل شود.



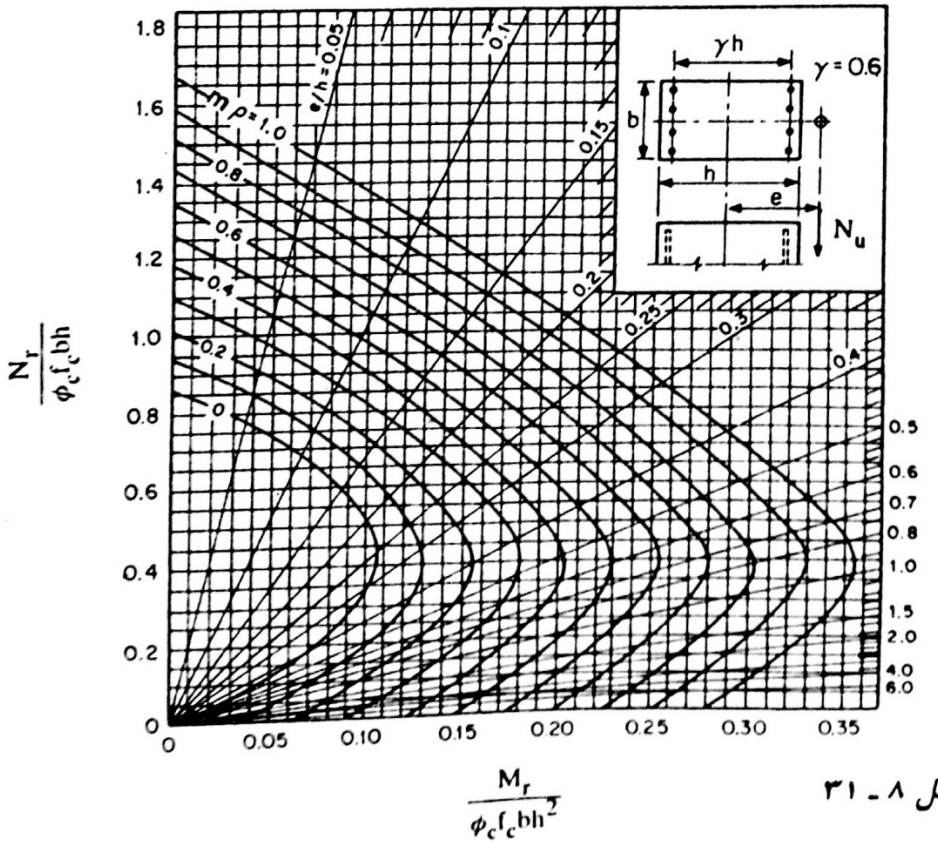
شکل ۸ ـ ۲۸



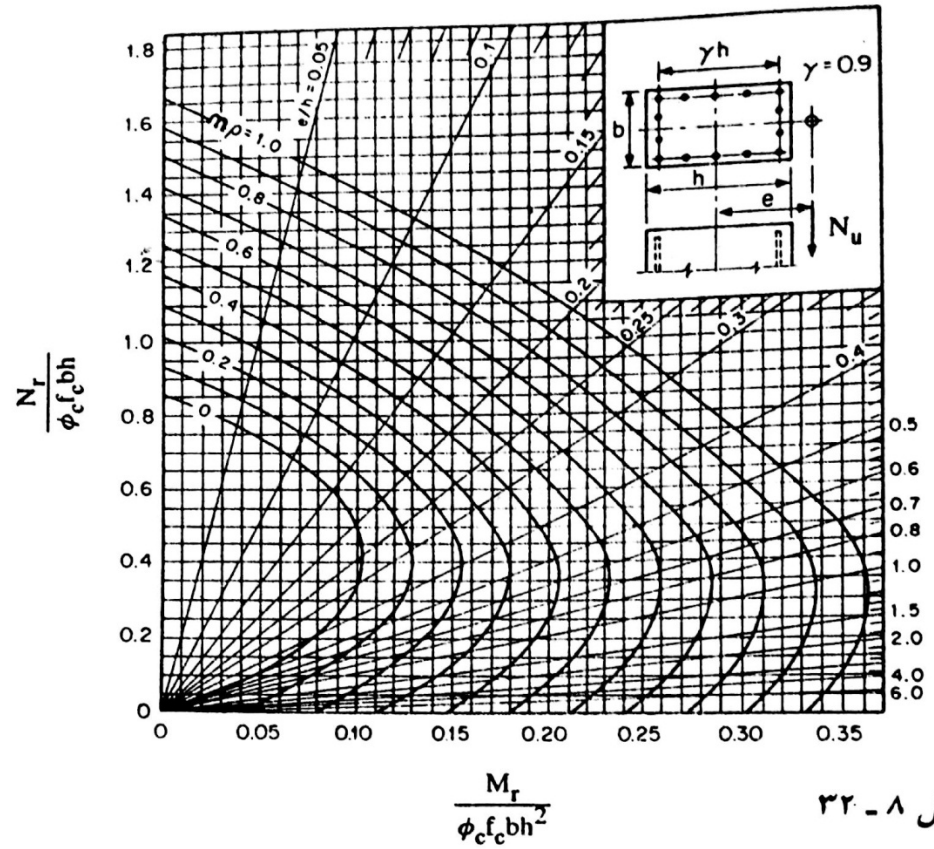
شکل ۸ ـ ۲۹



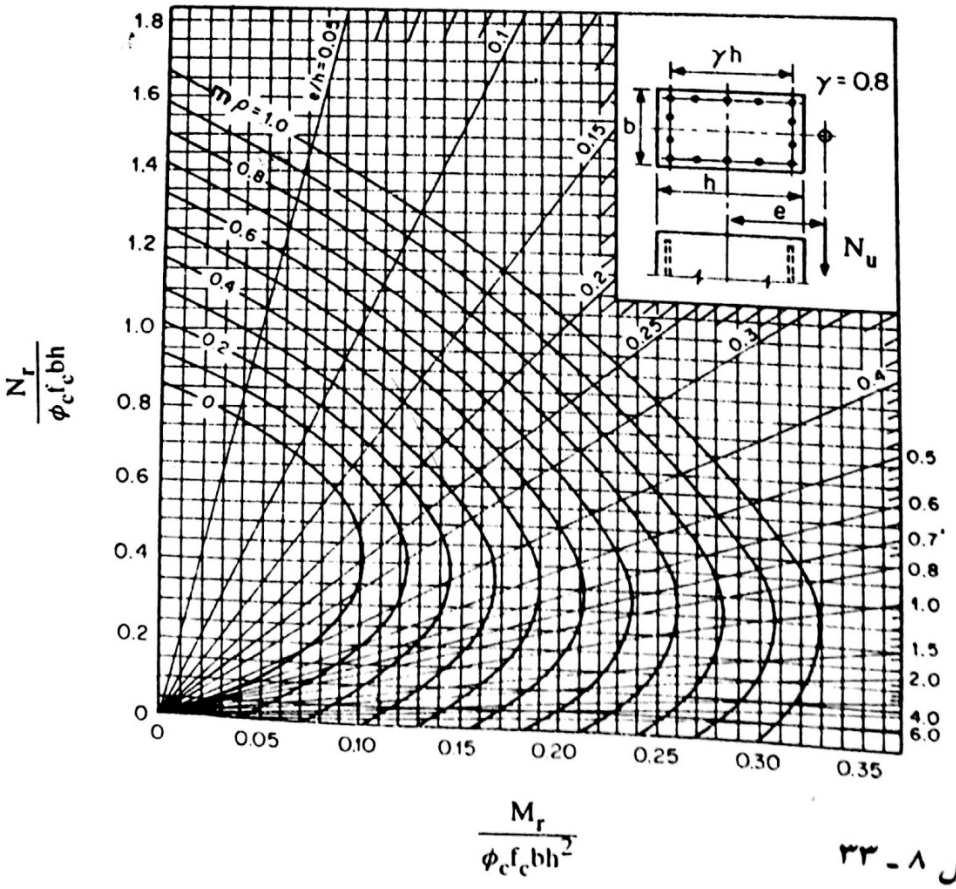
شکل ۸ ـ ۳۰



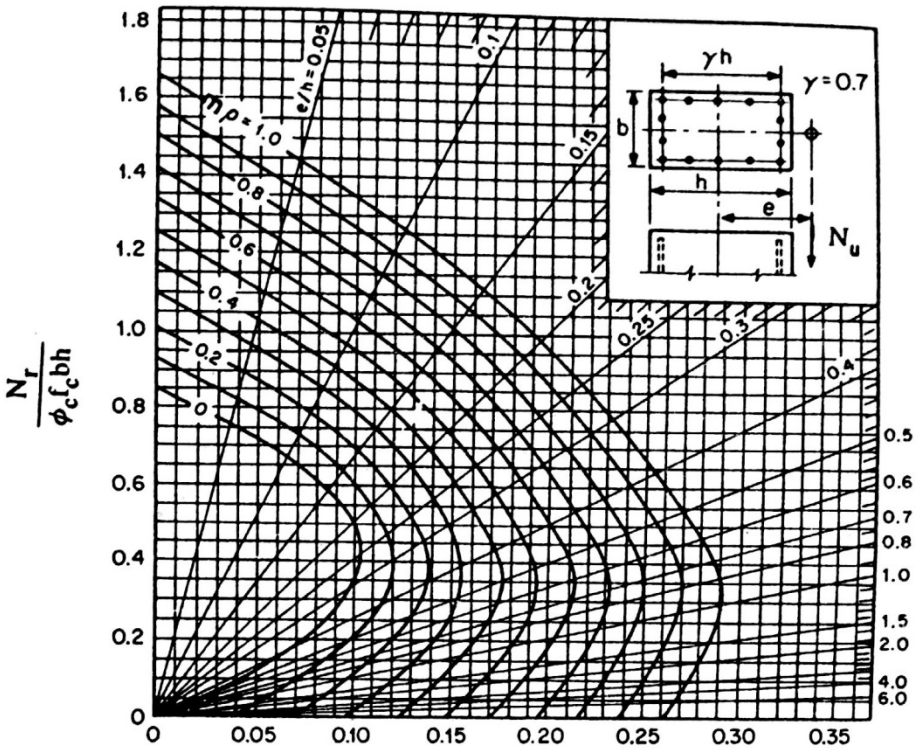
شکل ۸ ـ ۳۱



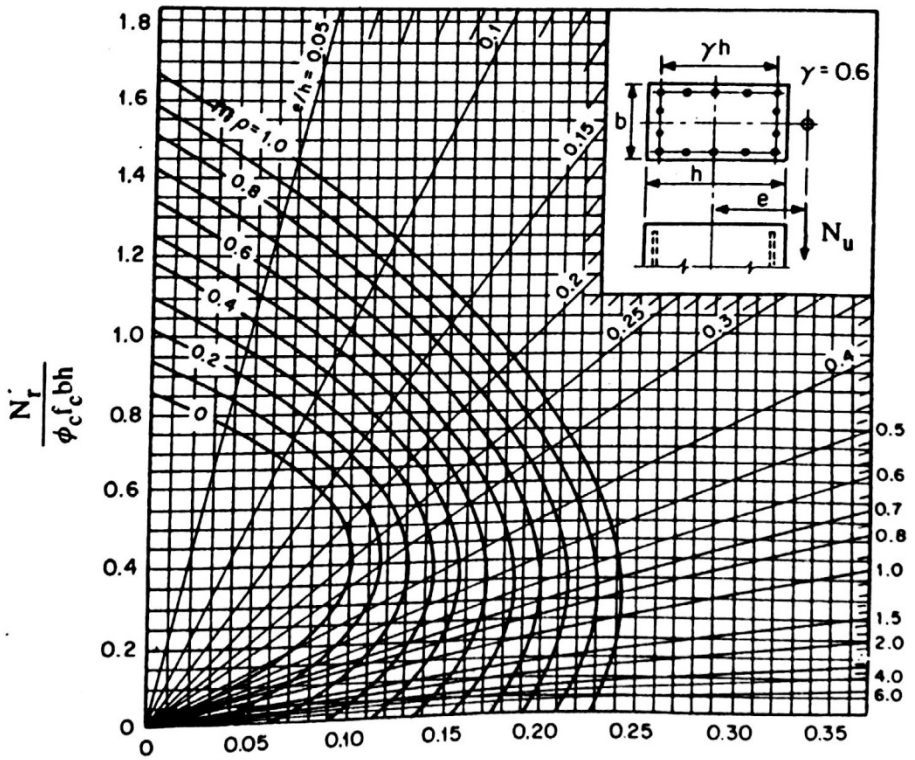
شکل ۸ ـ ۳۲



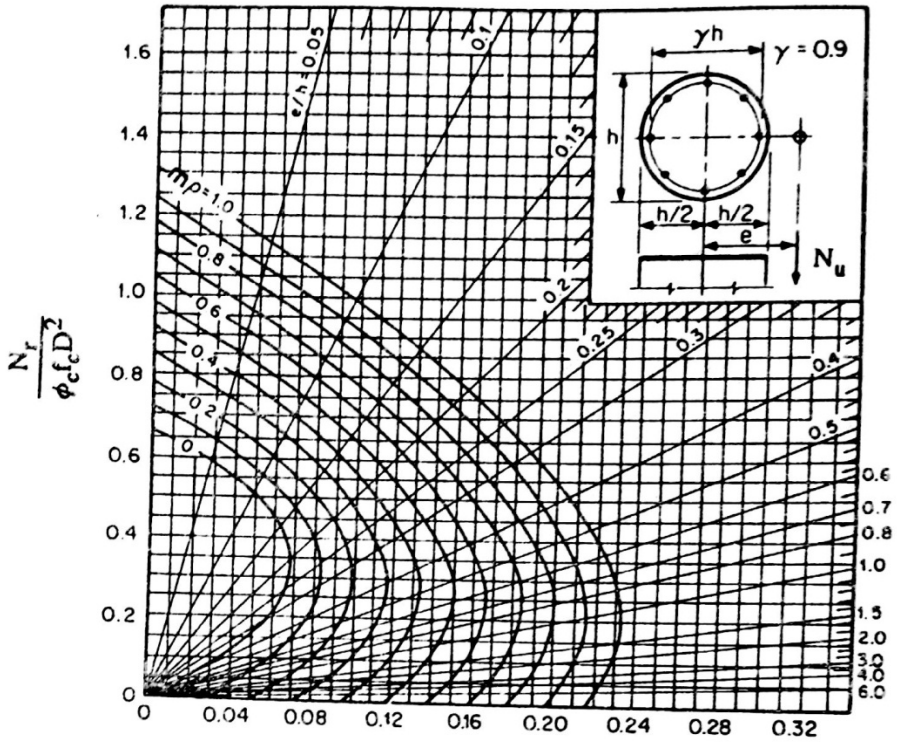
شکل ۸ ـ ۳۳



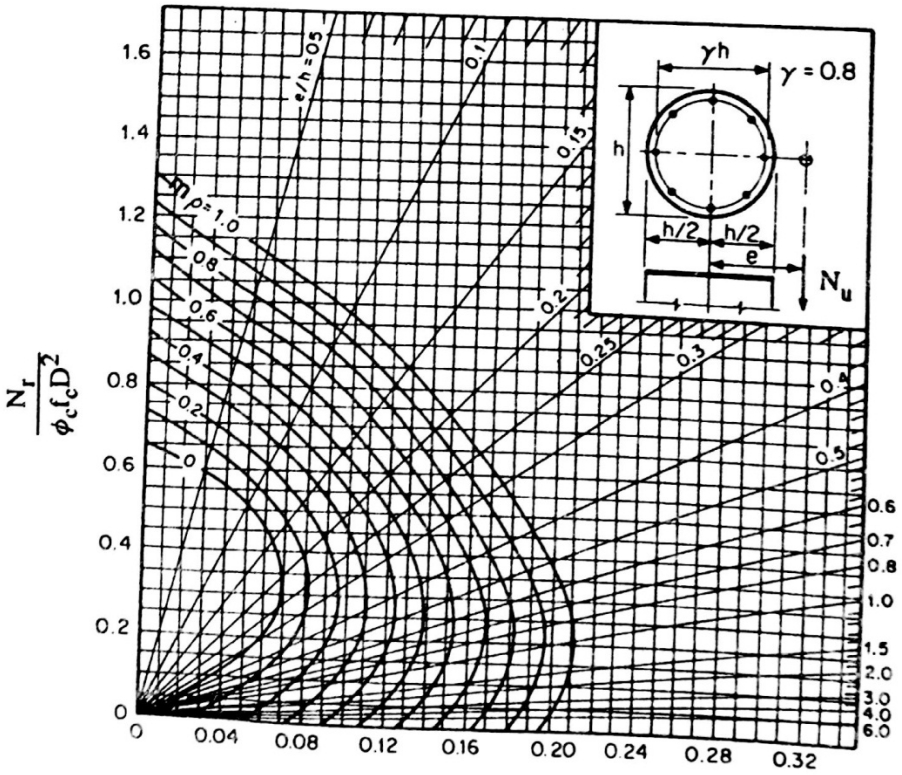
شکل ۸ ـ ۳۴



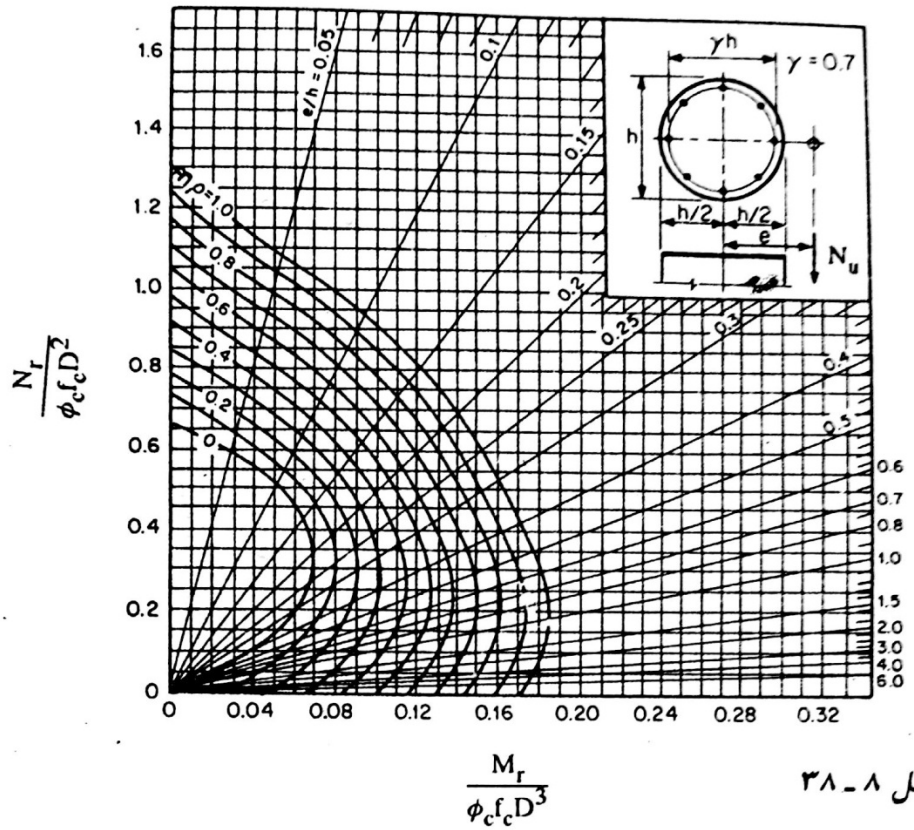
شکل ۸ ـ ۳۵



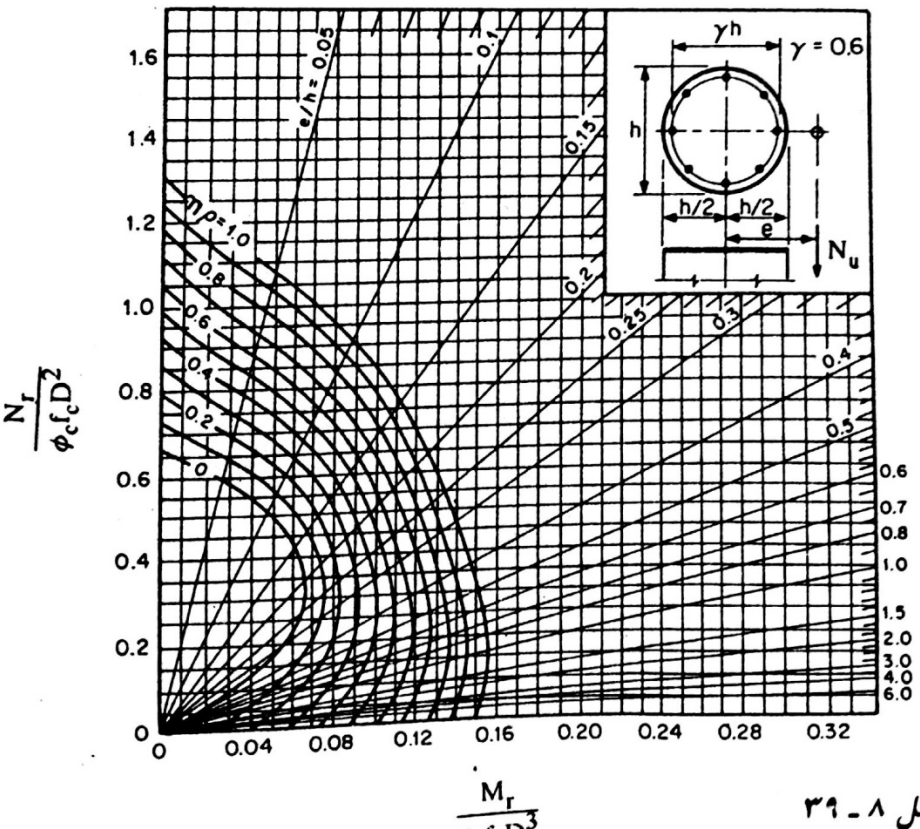
شکل ۸ ـ ۳۶



شکل ۸ ـ ۳۷



شکل ۸ ـ ۳۸



شکل ۸ ـ ۳۹

۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۱ در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود. درصورت استفاده از فولاد **S۴۰۰** در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.

۹-۱۴-۹-۲ 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 .

۹-۱۴-۹-۳ نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته، ρ_s، نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (۹-۱۴-۸) کمتر باشد:

$$\rho_s = ۰/۶(\frac{A_g}{A_c} - ۱)\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (۹-۱۴-۸)$$

۹-۱۴-۹-۴ دورپیچ‌ها

۹-۱۴-۹-۴-۱ دورپیچ باید از میلگرد پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشدکه جابجایی و نصب آنها بدون اعوجاج و تغییر ابعاد میسر باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۲ قطر میلگردهای مصرفی در دورپیچ نباید از ۶ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۳ در هر گام دورپیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر و از ۲۵ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۴ گام دورپیچ نباید از $\frac{۱}{۶}$ قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند.

۹-۱۴-۹-۴-۵ در هر طبقه، دورپیچ باید از روی شالوده یا دال تا تراز پایین‌ترین میلگردهای طبقه فوقانی ادامه یابد.

۹-۱۴-۹-۴-۱۱ مهارکردن دورپیچ با ۱/۵ دور پیچیدن اضافی میلگرد در انتهای قطعه تأمین می‌شود.