جزوه درس بتن I

«دکتر زاهدی»

۸۴/۶/

باسمه تعالی

دکتر زاهدی

طراحی سازه های بتن ارمه I

Rain forced Concrete

تعریف مهندسی:

مهندسی کاربرد مفاهیم علمی و استفاده از امکانات موجود در محل برای ساختن و به وجود آوردن بناها و وسایلی است که به رفاه بشر کمک می کند.

سازه (structure):

به طیفی اسکلت هایی عنوان می شود که به نحوی زیر اثر بار قرار دارد و باید بار را تحمل نماید

بهترین سازه ها اسکلت بدن انسان است، وزن بدن را تحمل می کند، فشارهای ناشی از بار و ضربه هایی که هنگام حرکت بر انجام توسط اسکلت تحمل می شود. اسکلت ساختمان آن قسمت از ساختمان است که وظیفه تحمل بارهای ناشی از بار و وزن سازه و بار زلزله را تحمل می کند.

وظیفه مهندسی سازه، طراحی و ساخت سازه ها است

۱_ شناخت بارها
۲_ تعادل بارها (سازه ساکن است و نباید حرکت کند)
۳_ شناخت مواد سازه (مشخصات مکانیکی سازه)
۴_ چه رابطه ای بین بارهای خارجی و نیروهای داخلی وجود دارد
۵_ طراحی (تعیین ابعاد بخش های مختلف سازه)

۸۹/۶/۳۰

بتن - بتن آرمه - بتن پیش تنیده - بتن پیش ساخته

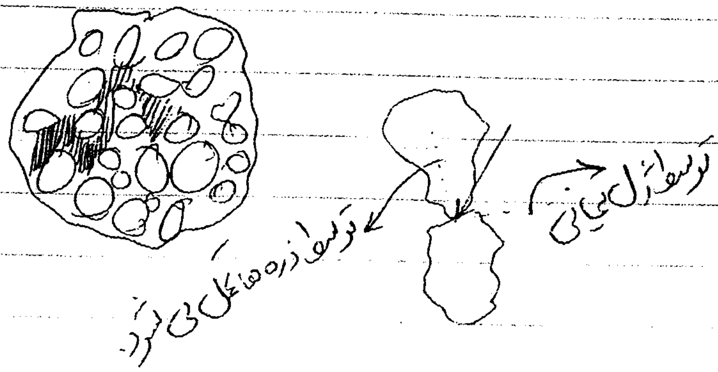
بتن:

بتن یک ماده ساختمانی است که از مخلوط کردن شن، ماسه، سیمان و آب بدست می آید. سیمان و آب دور دانه ها را اندود می کنند و با یکدیگر ترکیبات سیلیکاتی، آلومیناتی ایجاد می دهند، نتیجه حاصل از آن دانه های شنی را به یکدیگر می چسبانند به طوری که بعد از مدتی این ترکیب سخت می شود و قادر خواهد بود بار تحمل کند.

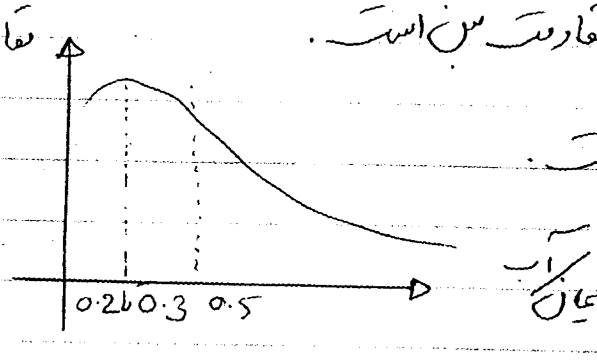
علت چسبیدن این دانه ها به یکدیگر به خاطر آن است که ترکیب سیمان با آب به ژل سیمانی نامیده می شود دارای بافت سوزنی شکل کریستالی است که این سوزن ها داخل یکدیگر فرو می روند و دور دانه ها را محصور می کنند و داخل ناهمواری های سنگدانه ها وارد می شود.

این روزها مواد شیمیایی زیادی تولید شده که به کار برده خصوصیات بتن را بهبود بخشند این مواد در صنعت به مواد افزودنی (مضاف) معروفند، بعضی مقاومت را بالا می برند، بعضی بتن را آب بندی می کنند و بعضی بتن را زودگیر یا دیرگیر می کنند، خلاصه تمام این مواد در امر تکنولوژی وارد شده و مصرف می گردد بتن بهتر است در موارد چهارگانه بتن مواد افزودنی را نیز به آن ها اضافه می کنیم.

اگر بتن به مقداری ارتعاش داده شود همچنین بهتری دیده می‌شود، دانه‌های بتن درشت‌ترند دانه‌های ماسه ریزترند و با توجه به اینکه آن‌ها به شکل مناسب و در رده‌های مختلف از لحاظ اندازه تقسیم می‌شوند، دانه‌های ریزتر فضای خالی دانه‌های بزرگ‌تر را پر می‌کنند و ژل سیمانی فضای باقی‌مانده را پر کرده و مجموعه‌ی متراکمی را به وجود می‌آورد.



بنابراین این ذرات به راحتی دیده می‌شود و همچنین مقاومت بتن به مقاومت دانه‌ها بستگی می‌شود و هم به مقاومت ژل سیمانی.



* نسبت آب به سیمان تعیین کننده‌ی میزان مقاومت بتن است.

* نسبت آب به سیمان رایج در ساخت بتن 0.5 است.

بتن به لحاظ مقاومت در فشار حائز اهمیت است، تنش‌های فشاری را به خوبی تحمل می‌کند، مقاومت کششی بتن چندان خوب نیست، مقاومت کششی آن در حدود 10-15% مقاومت فشاری بتن است. بنابراین وقتی در مورد مقاومت بتن صحبت می‌کنیم منظورمان مخصوصاً مقاومت فشاری بتن است.

* حداکثر ابعاد دانه‌های مورد استفاده در بتن‌های رایج ساختمانی 20 mm است.

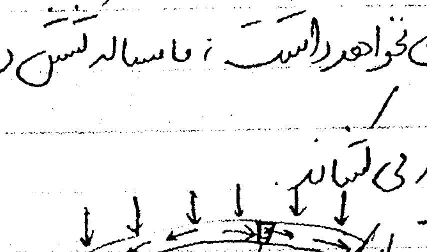
میزان سیمان 300kg و آب 150kg است

⇐ مقاومت استاندارد 200 kg/cm² و مقاومت فعلی 250 kg/cm²

- ما با توجه به نرمی بتن روانساز و نیز افزایش مقدار سیمان و بکارگیری از دوده‌ها به راحتی می‌توانیم مقاومت‌های بیشتری تا حدود 500 kg/cm² از بتن بگیریم. برای این کار نیز مقدار دانه‌بندی کامل [illegible] مصرف کنند و مقدار سیمان برای مقاومت‌های حدود 400 تا 500 در حدود 400 kg است.

* امروزه ما قادریم بتن‌های با مقاومت بیشتر که تا حدود در 900 تا 1000 kg/cm² می‌رسد تولید کنیم این بتن‌های با مقاومت بالا را بتن‌های پرمقاومت می‌نامند. High strength Concrete

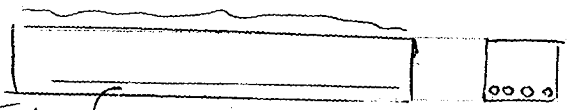
- عملکرد بتن در فشار: از آنجا که بتن تنها می‌تواند فشار را تحمل کند کاربرد آن را محدود می‌کند. دیوارهای حائل و سازه‌های قوسی شکل که فشار نیروی غالب است می‌توان از بتن استفاده کرد. با بتن تنها نمی‌توان تیر مستقیم ساخت. با این ترتیب به راحتی می‌توان دید که بتن عملاً کارایی زیادی ندارد. در این میان راه‌حل دیگری اندیشید و عامل دیگری را به کمک بتن فرستاد عملاً بتن کارایی زیادی نخواهد داشت؛ ما مسئله کشش در بتن را به کمک میلگردهای فولادی حل کرده‌ایم که ما را به عنوان بتن آرمه می‌شناسیم.



بتن آرمه

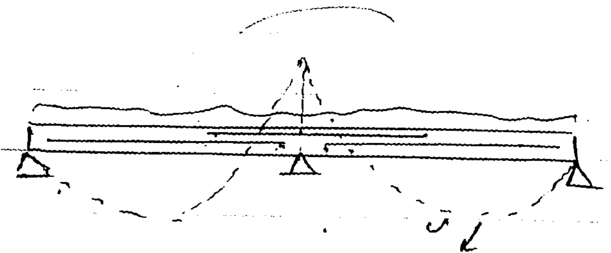
نوآ میلگرد

یک قطعه بتن آرمه از دو ماده بتن و فولاد تشکیل می شود، فولاد به صورت میلگردهایی با قطرهای بین ۴۵–۶ mm. در قطعات به کار برده می شود، وزن میلگردها در یک قطعه بتن آرمه به طوری است که بتن وظیفه تحمل فشار و فولاد وظیفه تحمل کشش را داشته باشد.



عنصر برای تحمل کشش از میلگردهای فولادی استفاده می شود.

با این ترتیب ملاحظه می شود که ما در قطعات بتن آرمه به دنبال محل هایی می گردیم که در آن کشش ایجاد می شود.



دیاگرام M

عملکرد بتن های با میلگردهای فولادی درست مانند گل سیمانی با دانه های سنگی است یعنی به همان صورتی که گل دانه ها را به یکدیگر می چسباند، بتن را نیز به میلگرد فولادی می چسباند. یک میلگرد فولادی گرچه دارای مقطع صاف است در آن برجستگی هایی دیده نمی شود ولی اگر با میکروسکوپ دیده شود بر روی بدنه برجستگی هایی مشاهده می گردد که پتانسیل های گل سیمانی در این مقطع زبری را در بتن را به میلگرد می چسباند + این روزها در صنعت فولادسازی به قدری پیشرفت کرده اند که می توان بدنه میلگرد را ناصاف تولید کرد.

این برآمدگی‌ها به چسبیدن بتن به میلگرد کمک می‌کنند. این میلگردها اصطلاحاً میلگرد آجدار نامیده می‌شوند. تجربیات چندین ده سال گذشته ساختمان‌ها و نیز تجربیات آزمایشگاهی همگی نشانگر آن است که چسبیدگی آن‌ها به خوبی صورت می‌گیرد و مشکلی در کار نیست.

cm/°C

به لحاظ خصوصیات حرارتی هم مشکلی بین بتن و فولاد نیست. هر دوی این‌ها ضریب انبساط حرارتی $10-12\times10^{-6}$ دارند. خوشبختانه از این نظر هم مشکلی در کار نیست.

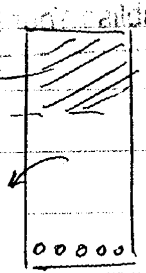
بتن

فولاد

بتن پیش‌تنیده: pre-stressed concrete

اصطلاح پیش‌تنیدگی به این معناست که قبل از آن که روی قطعه‌ای بار گذاشته شود قطعه به طریقی تحت تنش فشاری قرار داده می‌شود

تیرهای بتن آرمه معمولاً تا دهانه‌های 25-30m کاربرد دارند اگر دهانه از این [illegible] باعث ایجاد تقعر بیش از حد می‌شود



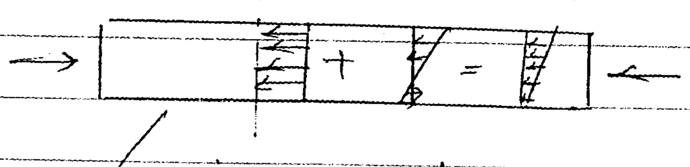
دلیل ایجاد تقعر زیاد شد با توجه به اینکه قسمت اعظم مقطع در کشش کار می‌کند تیر ناگزیر است وزن بتنی کششی را تحمل کند بدون آنکه این بتن به تیر کمکی داده باشد

ایده‌ی استفاده از پیش‌تنیدگی از همین نقطه‌نظر آغاز می‌شود، هر چه راه حلی می‌توان اندیشید که حجم بتن کششی

را هم ترک در نتیجه بار اضافه شده تحمل بکرد.

راه حل اندیشیده شده چنین است که ما تیر را قبل از آنکه زیر بار قرار دهیم به طریقی می‌فشاریم و در آن تنش‌های فشاری ایجاد می‌کنیم وقتی بار بر تیر وارد شد بخشی از تیر تحت کشش قرار می‌گیرد این کشش با فشاری که قبلاً ایجاد کرده بودیم خنثی می‌گردد و در نتیجه تیر تحت کشش قرار نخواهد گرفت.

دانلود جزوات بیشتر در



همانطور که در شکل ملاحظه می‌شود با فشار دادن تیر از دو سمت در مقاطع تیر فشار ایجاد می‌شود بعداً که بار را به تیر وارد می‌کنیم در بخشی از مقطع کشش وارد می‌شود این کشش با فشار قبلی خنثی می‌شود در نتیجه تمام مقطع با فشار کار می‌کند.

با این حرکت ما می‌توانیم از شر بتن کششی نجات پیدا کنیم در نتیجه از مقاطع کوچکتری برای تیرها استفاده کنیم

با اندازه در دهانه‌های بزرگتر از 30 تا 25 متر از بتن‌های پیش‌تنیده استفاده می‌کنیم در ساختمان‌ها معمولاً تیر دهانه‌ها کوچک داریم ولی در پل‌ها دهانه‌ها تیرهای بزرگ زیاد داریم که با پیش‌تنیدگی اجرا می‌شود.

حال ببینیم چگونه تیر را از دو سمت تحت فشار قرار داد.

جلسه
۸۹/۷/۴

برای ایجاد فشار اولیه در تیرها دو روش بکار برده می‌شود

اول: سیستم پیش کشیدگی:

در این سیستم ابتدا کابل کشیده می‌شود بدین معنا که یک سمت کابل به بلوک ثابت بسته می‌شود و سمت دیگر توسط جک به دیگر سمت بلوک فرم قرار بسته کشیده می‌شود سپس بتن ریخته می‌شود و اجازه داده می‌شود سفت گردد بعد جک آزاد می‌شود کابل که تا الان زیر کشش بوده می‌خواهد به جای اول خود بازگردد ولی به علت اینکه به بتن چسبیده است نمی‌تواند بازگردد و در نتیجه بتن را تحت فشار قرار می‌دهد.

دوم: سیستم پس کشیدگی:

در این روش در تیر در محل کابل یک لوله پیش بینی می‌شود، سپس بتن در اطراف لوله ریخته می‌شود و تیر ساخته می‌شود سپس کابل از داخل لوله عبور داده می‌شود، در یک انتهای تیر با وسایل مخصوصی مهار می‌شود و در انتهای دیگر توسط جک کشیده می‌شود، نیروی کششی لازم بوجود می‌آید، در انتها قبل از اینکه جک رها شود وسایل مخصوصی که قبلاً پیش بینی شده به کار افتاده و مانع حرکت کابل می‌شود، در نتیجه نیروی کششی ایجاد شده در کابل در تیر فشار لازم را ایجاد می‌کند.

روش اول نیاز به کارخانه دارد چرا که باید دو بلوک فرم نسبتاً سنگین در محل ساخت تا بتواند نیروی زیاد را تحمل کند لذا این بلوک فرم‌ها را نمی‌توان در کارگاه ایجاد کرد ضمناً باید کارخانه‌ای موجود باشد که بلوک فرم را ساخته و به صورت عمده تولید کند. ثانیاً قطعات باید به اندازه‌ای ساخته شود که قابل حمل باشد، اما عملاً تیرهای به طول

30-25 متر می‌توانیم حمل کنیم ⇐ کاربرد روش اول برای تیرهای با دهانه کوچک و برای دهانه‌های بزرگ به ناچار به روش دوم باید پرداخت.

روش دوم در کارخانه قابل اجرا است. برای اینکه نیاز به تشکیلات خاصی ندارد ولی در مقابل نیاز به وسایلی دارد که تا بتوان کابل‌ها را در درون آنها قرار داد، این وسایل هم به طور کلی قطعاتی هستند به صورتی که هم [illegible] نخ را با نقش ایجاد می‌کنند. این کابل‌ها از داخل این نخ را عبور می‌کنند بنابراین وقتی کابل می‌خواهد حرکت کند قطعات به سمت دهانه‌ها نیز با یک نخ را به حرکت در می‌آیند در نتیجه عبور کابل را مختل می‌کند و نمی‌گذارد کابل عبور کند با این ترتیب نیروی کششی در کابل می‌ماند.

* برای بعضی دستگاه‌ها در قطعات پس کشیده نیاز به قطعات خاص نخ‌ریسی مثل است. این قطعات در انحصار شرکت‌های خاصی است و اگر بخواهیم سیستم پس کشیده اجرا کنیم لازم است با این شرکت‌ها وارد معامله شویم تعدادی از این شرکت در ایران نماینده است، وزارت راه مهمترین کارفرمای این سیستم‌ها است بنابراین اگر موردی نیاز به این شرکت‌ها باشد می‌توان از نمایندگی این وزارت کمک گرفت.

– بتن پیش ساخته: 'pre-cast Concrete'

بتن پیش ساخته به قطعاتی می‌گویند که در کارخانه ساخته می‌شوند و بعد به محل حمل می‌شوند و در محل قطعات به یکدیگر متصل شده و سازه ساخته می‌شود. استفاده از بتن پیش ساخته فقط به این علت است که در زمان خیلی صرفه‌جویی می‌شود. ما وقتی که بتن را در جا می‌سازیم (In-situ Concrete) به علت اینکه

باید صبر کنیم بتن خود را بگیرد و مقاوم شود باید چند روزی صبر کنیم معمولاً یک سقف را که بتن ریزی می کنیم چند روز (۱۰ روز) طول می کشد تا قالب ها را بردارند و روی سقف را مهر بزنیم یا وسایل طبقات بالا را بر روی آن قرار دهیم چند هفته به استفاده از بتن در حادثه وقت گیر است و یکی از ایرادهائی که به سازه های بتنی گرفته می شود همین مسئله وقت گیر بودن است که البته در پروژه های بزرگ می توان با برنامه ریزی جلوی اتلاف وقت را گرفت ولی در کل وقت تلف می شود در بتن پیش ساخته مشکل زمان حل می شود یعنی می توانیم در عرض ۲۴ ساعت یک طبقه بتن را آماده حمل کنیم به کارگاه، در پیش ساخته بودن هم می توانیم در زمان صرفه جوئی کنیم هم کیفیت ساخت را بالا ببریم در مقابل هزینه حمل و هزینه های بزرگتری از اینها دارد مهمتر موضوع اتصال تیرها به ستون ها است که برای خود مسئله ای است برای خود داستان جداگانه ای دارد.

ساختمان های پیش ساخته در کشور توسعه چندانی نیافته است علت آن هم عمدتاً هزینه حمل است و بالطبع عامل که مملکت ما زلزله خیز است و موضوع اتصال تیرها به ستون ها برای زلزله بسیار مهم است، تجربه ی نسبتاً بدی که از ساختمان های پیش ساخته در شهرک در رابطه با ارمنستان شوروی است که در جریان زلزله ارمنستان تمام ساختمان ها ویران شدند.

* مقایسه مختصری بین ساختمان‌های بتن آرمه و فولادی:

محسناتی که در ساختمان‌های بتن آرمه در مقایسه با ساختمان‌های فولادی مطرح می‌شود عبارتند از:

۱- یکپارچه بودن کل اسکلت سازه: در این ساختمان‌ها چون سقف‌ها، ستون‌ها، تیرها و دیوارها در هم بافته می‌شوند و کل بدنه تبدیل می‌شود، سازه از یک نوع یکپارچگی خاص برخوردار می‌باشد که به لحاظ مقاومت مخصوصاً در برابر بارهای جانبی فوق العاده حائز اهمیت است. ما در ساختمان‌های بتن آرمه در مورد اتصالات مشکلاتی که در ساختمان‌های فولادی داریم، نداریم، چون یکپارچگی اتصال خود به خود ناشی است و نیازی به عملیات اضافی نیست.

۲- مقاومت سازه در مقابل حریق: امروزه حفاظت ساختمان‌ها در مقابل حریق امری ضروری است و اشتعال آتش سوزی که در شهرهای بزرگ مخصوصاً حائز اهمیت است، بتن عایق خوبی برای حرارت محسوب می‌شود و از این نقطه نظر در سازه‌های فولادی ارجحیت دارد

۳- استفاده از ماده‌ای نسبتاً ارزان و قابل دسترس: بتن در مقایسه با فولاد ماده ارزان‌تری است فولاد با توجه به آنکه در ساخت کارخانه‌ها و ماشین‌ها وارد می‌شود ماده‌ی با ارزشی است و تا حد امکان نباید آن را در ساختمان‌ها دفن کرد. استفاده از فولاد در زمانی قابل توجیه است که به لحاظ وزن و ابعاد و حرکات به خودی خود برای سازه مفید باشند چرا که ابعاد دهانه‌های بتنی نسبتاً بزرگ است

از دیگر معایب ساختمان‌های بتن آرمه می‌توان موارد زیر را نام برد:

۱- بزرگ بودن ابعاد مقطعات در یک ساختمان ۲۵ طبقه ابعاد ستون در طبقات پایین به $1 \times 1.20\,m$ خواهد رسید یعنی حدود $1.2\,m^2$ که اگر قیمت زمین 3 $milion/m^2$ باشد حدوداً این ستون به تنهایی 4.5 milion فضا اشغال کرده است این ابعاد از نظر بارگذاری حائز اهمیت است.

۲- زمان بر بودن ساختمان‌های بتنی به دلایلی که در بالا اشاره شد

۳- مشکل در کنترل کیفیت بتن : در مقایسه با سازه‌های فولادی، سازه‌های بتنی را مشکل‌تر می‌توان کنترل کیفی نمود

در سازه‌های فولادی تنها اشکال اساسی اتصالات است و مهم‌ترین مسأله حریق. در کشورهایی که زلزله وجود دارد موضوع اتصال تیر و ستون‌ها بسیار حائز اهمیت است و مهم‌ترین مشکلی که امروزه با آن روبرو هستیم مشکل اتصالات است.

متأسفانه در شهرهای کوچک مسأله کنترل کیفیت کار ساده‌ای نیست، حدود ۸۵٪ تا ۹۰٪ ساختمان‌های شهری را همین ساختمان‌های کوچک تشکیل می‌دهند

صرف‌نظر از تمام محاسن و معایب گفته شده در بالا آنچه در تعیین بکارگیری بتن یا فولاد مطرح می‌شود در موضوع قیمت تمام شده ساختمان است سرانجام باید سیستم‌های فولادی و بتنی را با هم مقایسه شود و دیده شود کدام یک ارزان‌تر خواهد بود و هر کدام ارزان‌تر باشد برنده میدان هستند. تنها موضوعی که باید مطرح شود این است که فولاد ماده گران‌بهایی است که باید در پوشش سازی مصرف شود و تا حد امکان بتن باید ارزان‌تر باشد که همیشه اینطور نیست.

در حال حاضر در ایران بیشتر ساختمان های بتنی / 15-10 از ایران تا ساختمان های فولادی

تمام می شود.

جلسه ۶ ۸۹/۷

منحنی مشخصه تنش کرنش فولاد : (characteristic)

در طراحی سازه ها اولین مطلبی که باید مورد توجه قرار بگیرد خصوصیات مکانیکی ماده است. در طراحی سازه ها مهم از ماده که مورد توجه است دو خصوصیت می باشد. اول اینکه ماده چه باری را می تواند تحمل کند قبل از اینکه نابود کند مثلاً اگر در مورد بتن چقدر نیرو یا بار لازم است تا بتن خورد شود در فولاد در کشش چه مقدار تحمل می کند تا گسیخته شود.

خصوصیت دوم چگونگی تغییر شکل هایی است که در اثر بار در ماده ایجاد می شود و در سازه ها اهمیت دارد که بدانیم وقتی فولاد را می کشیم چه مقدار طول آن افزایش می یابد یا وقتی بتن را می فشاریم چه مقدار طول آن کوتاه می شود.

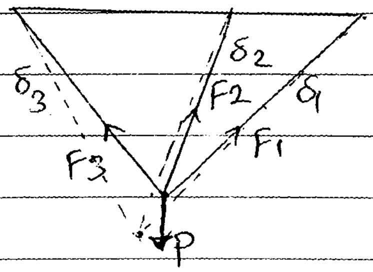
این دو خصوصیت مورد علاقه ما در سازه ها است بنابراین هر وقت بخواهیم سازه ای طراحی کنیم در ابتدای کار باید نسبت به این دو خصوصیت ماده، کاملاً بدانیم.

دانستن خصوصیت اول ماده روشن است که چگونه کار می آید یعنی به هر حال علاقه مندیم روی ماده بار بگذاریم و طبیعتاً می خواهیم بدانیم که بار برای ماده قابل تحمل است یا خیر پس دانستن مقاومت ماده ضروری است.

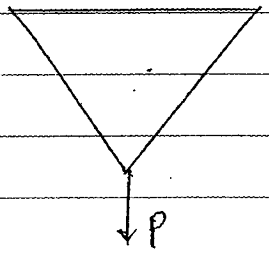
اما خصوصیت دوم در حل سازه های نامعین به کار می آید در سازه های معین با بارگذاری و روابط استاتیکی می توانیم نیروهای داخلی را بدست آوریم ولی در سازه های نامعین این کار عملی نیست و حتماً باید روابط

تغییر شکل ها را رسم و بیان نیم تغییر شکل های توده ای هستند که با هم سازگاری دارند در شکل نشان داده شده

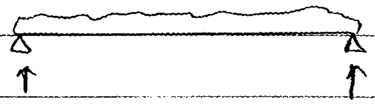
در زیر ۳ میله زیر بار P چنان تغییر شکل می کنند که ۳ میله سرانجام در یک نقطه به یکدیگر می رسند و انتهای دو میله در یک نقطه یکدیگر را قطع کنند نه اینکه هر کدام در یک جهت بروند.



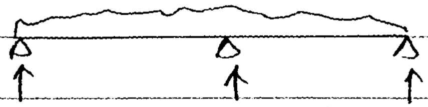
ناممعین



معین



معین



ناممعین

* خصوصیات مکانیکی ماده تنها در آزمایشگاه تعیین می شود *

خصوصیات و مشخصه مکانیکی بتن: "Concrete characteristic"

برای تعیین مشخصه مکانیکی بتن نمونه ای با شکل و ابعاد خاص ساخته می شود و در زیر دستگاه زیر آزمایش فشار قرار داده می شود و به تدریج بار افزایش پیدا می کند. بارگذاری تا جایی ادامه پیدا می کند تا نمونه شکسته شده و نمونه از بین برود و در هر مرحله از بارگذاری هم تغییر طول نمونه اندازه گیری می شود

در بتن ما دو شکل نمونه به صورت استاندارد داریم یکی نمونه ی استوانه ای به قطر قاعده 15 و ارتفاع 30 cm ، نمونه های مکعبی نیز داریم به ابعاد 20^{cm}

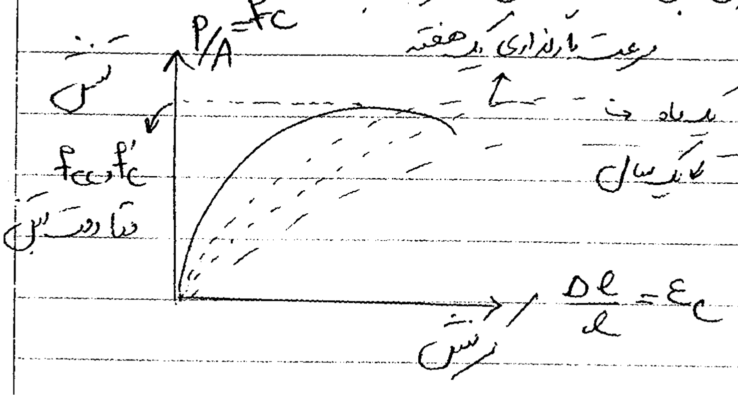
مقاومت استوانه استاندارد: f_{cc} ، f_c ، f'_c

دکتر زاهدی ↑ آبا ↑ جهانی ↑

〃 مکعب استاندارد: f_{cu}

$f_{cc} \approx 0.8 f_{cu}$

منحنی تنش-کرنش بتن، دیاگرام تنش-کرنش بتن، منحنی تنش-کرنش بتن:



البته عادت به تعیین مقاومت بتن و شکستن این نمونه‌ها در سن ۲۸ روز انجام می‌شود معمولاً اگر نمونه خوب نگهداری شده باشد و دستورالعمل مربوط به آن به خوبی رعایت شود در سن ۲۸ روز حداکثر 80-90% مقاومت نهایی بتن بدست آورده شده است، مقاومت ۲۸ روزه ملاک محاسبات قرار می‌گیرد در طراحی هم در تحلیل الاستیک و هم در تحلیل نیمه و هم تحلیل نهایی ملاک قرار می‌گیرد همین مقاومت ۲۸ روزه است.

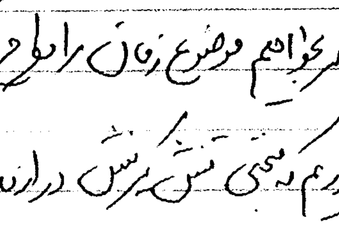
مطلب دیگری که در مورد این منحنی حائز اهمیت است اینکه شکل این منحنی هم تابع سرعت بارگذاری است و هم تابع زمان هرچه سرعت بارگذاری کمتر شود تغییر شکل‌ها در نمونه افزایش می‌یابد

* سرعت استاندارد بارگذاری 140 $\frac{Kg/cm^2}{min}$ است. یعنی برای شکستن بتن 200 حدوداً 1.5 min زمان لازم است.

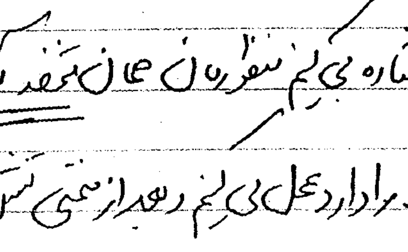
همانطور که ملاحظه می‌شود هرچه سرعت بارگذاری کاهش یابد زمان بارگذاری افزایش یابد تغییر شکل‌ها در خاک افزایش می‌یابد. این موضوع به علت خصوصیتی از خاک است که وارفتگی (خزش) نامیده می‌شود که بعداً مورد بحث قرار خواهد گرفت.

با این ترتیب ملاحظه می‌شود که منحنی تنش کرنش خاک عملاً تابع زمان است در واقع در این منحنی علاوه بر پارامترهای σ و ε پارامتر t (پارامتر زمان) را نیز داریم بنابراین ما باید این منحنی را در دستگاه ۳ بعدی رسم کنیم که معمولاً از آن می‌پرهیزیم به دلیل اینکه تصور زدنی از یک تابع ۳ بعدی کمی مشکل است. برای اینکه این مشکل را حل کرده باشیم موضوع را در دو مرحله مطرح می‌کنیم:

در مرحله اول: منحنی تنش - کرنش خاک در بارگذاری استاندارد به صورت آنی را بدست می‌آوریم که همان منحنی اصلی است که ابتدا اشاره شد. در مرحله دوم تغییرات کرنش‌ها را با زمان بدست می‌آوریم (زیر اثر تنش ثابت). این موضوع را در بحث مربوط به وارفتگی خواهیم داشت.



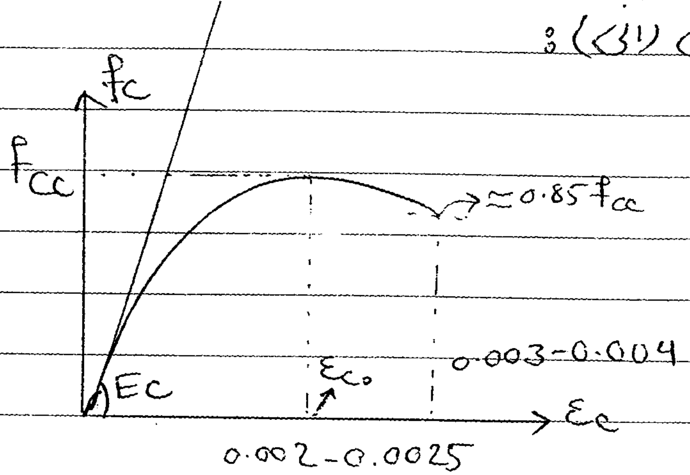
منحنی تنش کرنش آنی خاک



منحنی تنش کرنش دراز مدت خاک

ما وقتی به مقاومت خاک اشاره می‌کنیم منظورمان همان مقاومت آنی است، اگر بخواهیم موضوع زمان را مطرح کنیم اصطلاح دراز مدت را وارد عمل می‌کنیم و بعد از منحنی تنش - کرنش می‌آوریم که منحنی تنش کرنش دراز مدت خاک

ـ چند خصوصیت از منحنی تنش ـ کرنش بتن (بالا) :



۱ـ این دیاگرام منحنی شکل است که ما را با اصطلاح رفتار غیرخطی بتن آشنا می‌کند "non-liner behavior"

۲ـ در شروع بارگذاری و تا حدود نصف مقاومت بتن منحنی خیلی به خط راست نزدیک است بطوریکه ما برای سهولت محاسبات معمولاً این ناحیه را با خط راست عوض می‌کنیم و می‌گوییم رفتار بتن در تنش‌های کوچکتر از $\frac{1}{2}f_{cc}$ خطی است.

۳ـ مقاومت بتن یا f_{cc} نقطه max این منحنی است.

۴ـ کرنش نظیر نقطه max در حدود 0.002 -0.0025 است.

۵ـ حداکثر کرنشی که بتن می‌تواند تحمل کند حدود 0.003 - 0.004 است.

کرنش 0.003 - 0.004 را ما معمولاً در بتنی که در تیرها تحت خمش داریم می‌گیریم یعنی بتن تحت فشار خمشی ولی نه در ستون‌ها اگر فشار وارده بطور خالص باشد کرنش max معادل 0.002-0.0025 است

از جمله خصوصیاتی که درباره مصالح حائز اهمیت است مدول ارتجاعی، مدول الاستیسیته یا ضریب ارتجاعی است که بنا بر تعریف نسبت تغییرات تنش به تغییرات کرنش است یعنی زاویه خط مماس بر منحنی در نقطه اگر دیاگرام خطی باشد مدول همان $\frac{f_c}{\varepsilon_c}$ خواهد بود (مانند فولاد) ولی درباره غیر خطی ما مدول الاستیسیته خطی نداریم در بتن هم وضعیت همین است در نقطه شروع منحنی مدول زیاد است ولی رفته رفته این مدول کاهش می یابد تا اینکه در نقطه max به صفر می رسد. ما معمولاً ضریب زاویه خط مماس بر منحنی در نقطه شروع منحنی را مدول الاستیسیته اولیه بتن یا به طور خلاصه مدول الاستیسیته بتن می نامیم.

این موضوع در شکل صفحه قبل نشان داده شده است.

مقدار Ec در آزمایشگاه اندازه گیری شده است و سعی شده برای آن رابطه ای نوشته شود رابطه زیر رابطه پیشنهادی است :

$$E_c = 15800\sqrt{f_c} \rightarrow kg/km^2$$

مدول الاستیسیته فولاد $2,100,000 \; kg/cm^2$ و مدول الاستیسیته بتن حدود 0.1 فولاد یعنی $210,000 \; kg/cm^2$

— معادله منحنی تنش :

برای منحنی تنش معادلات متعددی مطرح شده است هر کدام از این معادلات به جنبه ای از بتن پرداخته است این معادلات را در کتب تکنولوژی بتن و یا مجلات علمی پیدا کرد.

ساده ترین معادله ای که در مورد این منحنی نوشته شده و در عمل مبنای کار قرار می گیرد یک سهمی درجه ۲ می باشد

$$f_c = f_{cc}(2x - x^2) \; , \; x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c.}}$$

جلسه ۱۹/۷/۱۱

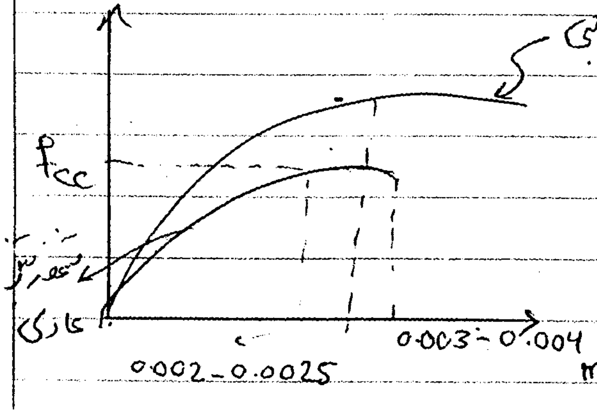
$$E_{C+0} = \frac{2f_{cc}}{\varepsilon_{c_0}} \Longrightarrow \boxed{\varepsilon_{c_0} = \frac{2f_{cc}}{E_c}}$$

رفتار بتن تحت اثر تنش های چند جانبه:

برای تعیین رفتار بتن زیر اثر تنش های چند جانبه یک آزمایش ساده ای از سال ها قبل تعیین شده است که در آزمایشگاه انجام می شود، نمونه ی بتنی داخل یک ظرفی قرار داده می شود که با روغن پر شده است روغن تحت فشار قرار داده می شود و با این ترتیب فشار به دیواره استوانه انتقال می یابد حال این نمونه را در همین وضعیت زیر ماشین فشار قرار می دهیم و آزمایش می کنیم و منحنی تنش را بدست می آوریم.

نتیجه این آزمایش حاکی از آن است که فشار جانبی موجب افزایش مقاومت بتن و نیز افزایش خاصیت کرنشی بتن می شود یعنی بتن دیرتر می شکند قبل از شکستن تغییر شکل بیشتری می دهد. ما در بحث در رابطه با رفتار زلزله به این نتیجه رسیدیم که اگر ماده بتواند تغییر شکل های زیاد را بپذیرد برای مقابله با زلزله خوب است این است که در مورد بتن هم تدبیری می اندیشیم که این فشارهای جانبی بر بتن وارد شود و خاصیت تغییر شکل پذیری بتن را افزایش می دهد.

منحنی تنش:



هم مقاومت افزایش یافته هم کرنش max

برای هر دوی این ها یعنی مقاومت و افزایش کرنش معادلاتی بدست آورده شده است که معمولاً در

کدی که برای طراحی سازه در مقابل زلزله نوشته شده ارائه می‌شود

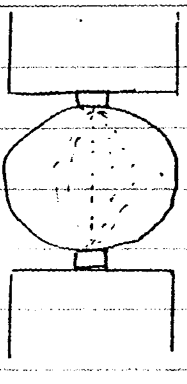
$$\bar{f}_{cc} = f_{cc} + 9.1P$$

* حتی اگر فشار روغن 20 باشد ⟸ مقاومت بتن 80 بار زیاد می‌شود

به علت اینکه تحت فشارهای مقاومت بتن افزایش می‌یابد این است که انهدام بتن اساساً کششی است بدین معنا که نمونه‌ای که تحت فشار قرار داده می‌شود در جهت عمود تحت کشش قرار می‌گیرد و به آن صورت که در شکل نشان دادیم در کشش ترک می‌خورد و می‌شکند. وقتی بتن را از اطراف تحت فشار قرار می‌دهیم با کشش مقابله کرده و مانع خرد شدن که ترک خوردن بتن می‌شود در نتیجه بتن می‌تواند باربری بیشتری ارائه می‌دهد

مقاومت کششی بتن:

همانطور که قبلاً اشاره شد بتن در کشش مقاومت چندانی ندارد و معمولاً روی مقاومت کششی آن حساب نمی‌کنیم، با این حال چون در تیرها علاقه‌مندیم بدانیم چه وقت تیر ترک می‌خورد مقاومت کششی بتن را در آزمایشگاه اندازه‌گیری می‌کنیم، مقاومت بتن در کشش در آزمایشی که تست برزیلی نام گرفته تعیین می‌شود



بار وارده

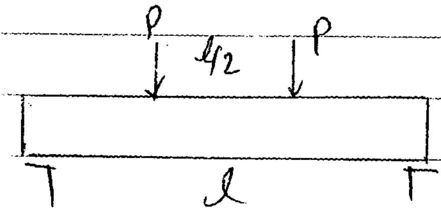
$$f_t = \frac{2P}{\pi l d}$$

d: قطر نمونه

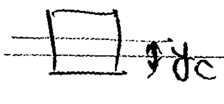
l: طول نمونه

$$f_t = \frac{M\,y_c}{I}$$

ما در مقاومت کششی تیر در مورد تیرها علاقه‌مندیم که بدانیم بتن کی ترک می‌خورد. منظور ما یک تیر با طول دهانه 1m را زیر اثر دو بار در نقاط ۱/۳ قرار می‌دهیم و بار را تا جایی می‌رسانیم که تیر شکسته شود. مقاومت کششی دیوه به خمش را از فرمول به‌دست می‌آوریم. مقاومت بتن در این وضعیت، مقاومت کششی بتن در خمش نامیده ترک می‌شود و اصطلاحاً به آن مدول گسیختگی گفته می‌شود.



$$f_t = \frac{M \cdot y_c}{I}$$



برای تعیین این مقاومت سعی شده با انجام تست‌های زیاد یک رابطه تجربی نوشته شود. رابطه زیر حاصل این مطالعات است

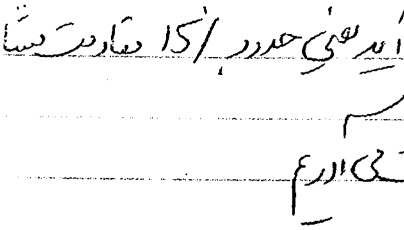
$$f_r = 2\sqrt{f_{cc}}$$

اگر مقاومت بتن حدود 200 باشد f_r حدود 30 به‌دست می‌آید یعنی حدود 1/15 مقاومت فشاری

ما معمولاً مقاومت کششی را در حدود 1/15 - 10 مقاومت فشاری آن به‌دست می‌آوریم

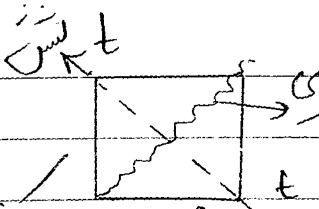
ما همینطور که در مقاومت مصالح دیده‌ایم علاوه بر تنش‌های از نوع کشش و فشار تنش‌های برشی هم داریم. تنش‌های برشی وقتی به وجود می‌آید که در یک جسم دو لایه علاقه‌مندند بر روی یکدیگر بلغزند. اگر به دلیلی این لغزش صورت بگیرد بین آن دو تنش برشی صورت می‌گیرد.

در تیرها ما برش خواهیم داشت (مطابق شکل):



برش‌ها را ابتدا قائم دیده‌اند ولی بعداً خواهیم دید که در امتداد افقی هم برش داریم یعنی اگر نمونه‌ای از این تیر در نوار [illegible] شود

'Diagonal Cracking'



امتداد ترک در راستای قطر شکل خواهد بود

ترک هایی به موازات ترک در تیر به خوبی باید با آرماتور ترکیب شده در امتداد 45° نیروی کشش ایجاد کند اگر ماده در کشش ضعیف باشد این کشش موجب ترک خوردن ماده می شود و ماده ترک می خورد. بتن همانطور که می دانیم از این جمله مواد است. مقاومت کششی چندانی ندارد، تنش های برشی در بتن موجب تنش های کششی می شود که در امتداد قطرها قرار دارد این کشش ها موجب می شود بتن در امتداد قطر ترک بخورد به این ترک ها، ترک های قطری می گویند 'Diagonal Tensio'

خلاصه از آنکه در بتن هر وقت بحث برش به میان می آید به همراه آن موضوع کشش های قطری مطرح می شود در مقاومت برشی بتن در واقع همان مقاومت کششی آن خواهد بود ما در بحث برش مجدداً به این موضوع می پردازیم هدف این بود که برش همواره با کشش قطری همراه است.

وارفتگی بتن : 'Creep' (خزش خزش)

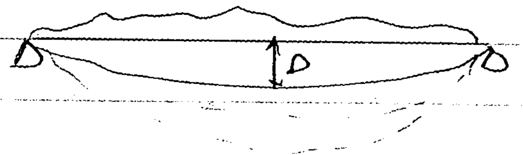
منظور هست وارفتگی در بتن در این معناست که تغییر شکل هایی که زیر اثر بار در بتن ایجاد می شود در طول زمان افزایش پیدا می کند. برای مثال اگر عضوی استوانه ای را زیر اثر بار فشاری قرار دهیم و در آن تغییر شکلی به اندازه 5 mm ایجاد شود و اگر این فشار را ثابت نگه داریم بعد چند سال تغییر شکل به 15-20 mm می رسد.

علت این امر آن است که بتن همواره مقداری آب آزاد باقی می ماند در طول زمان تبخیر شده از بتن

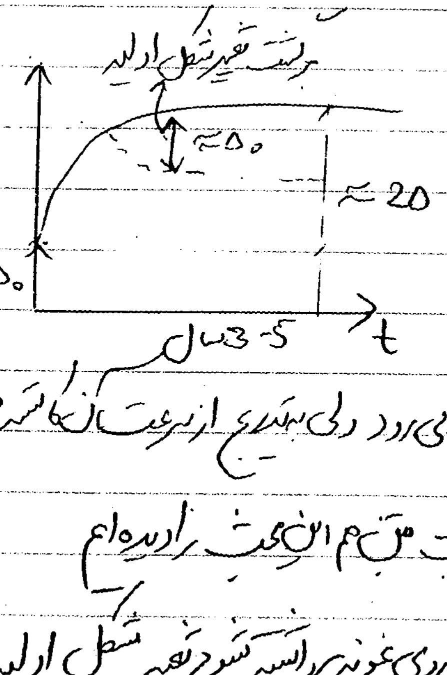
می رود جای آن را فضای خالی می گیرد. فشار وارده در طول زمان این فضای خالی را کاهش می دهد و در نتیجه طول نمونه کاهش می یابد یعنی تغییر شکل های ایجاد شده در طول زمان افزایش می یابد.

بنابراین خصوصیت آنکه در تیرها در اثر وارفتگی با افزایش Δ در طول زمان مواجهیم.

بدین ترتیب اگر دیواری در زیر تیر قرار گرفته باشد به علت افتاده شدن تیر ممکن است خرد شود و یا دیواری که روی تیر قرار دارد ممکن است ترک بخورد به علت آنکه درها و پنجره ها بعد از مدتی بسته نمی شوند آن است که چارچوب آنها زیر تیری قرار دارد که وارفته شده است و به چارچوب فشار وارد کرده و پنجره باز و بسته نمی شود



منحنی تغییر شکل وارفتگی در طول زمان یک منحنی لگاریتمی است



تحت تنش های ثابت

خصوصیت منحنی های لگاریتمی آن است که ابتدا سریعاً بالا می رود ولی به تدریج از سرعت آن کاسته می شود به طوری که حدوداً به یک مجانب نزدیک می شود قبلاً در مورد مقاومت هم این بحث را دیده ایم

* نکته جالب در مورد این منحنی آنکه اگر بعد از مدتی تنش از روی نمونه برداشته شود تغییر شکل اولیه Δ_0 برگشت پیدا می کند (حدوداً) ولی تغییر شکل های ایجاد شده در اثر وارفتگی در نمونه می ماند

جلسه
۸۹/۷/۱۴

تهیه و ساخت فولاد:

فولاد آلیاژی است از آهن و کربن که به آهن کربن داده می شود برای اینکه مقاومت آن از آهن بیشتر شود در مقابل آهن ترد تری شود و میزان تغییر شکل دهی آن زیر اثر بار کاهش پیدا می کند. به هر حال مقدار کربن به حدی است که هر دو خصوصیت مقاومت و شکل پذیری را به حد مورد نیاز تأمین می کند. به فولاد مواد دیگری مانند نیکل، کرم می زنند و فولاد با این ترکیبات خصوصیات ویژه ای پیدا می کند که در ساختمان سازی مورد استفاده قرار می گیرد.

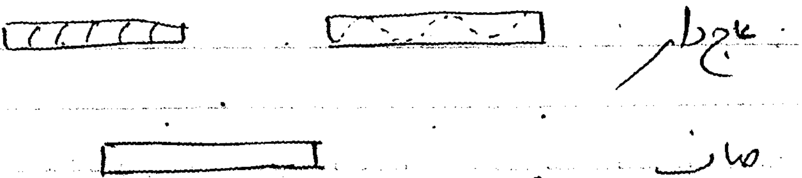
در بتن آرمه فولاد به صورت میلگرد مصرف می شود. قطر میلگردها معمولاً اعداد زوج هستند و از 6mm شروع شده و تا 40 mm خاتمه پیدا می کند. در بازار معمولاً تا حدود 30 mm به راحتی پیدا می شود ولی اگر چنانچه نیاز به قطر بیشتری بود باید با کارخانه صحبت کرد. علاوه بر قطرهای زوج ما قطر 25 mm و 7 را هم داریم

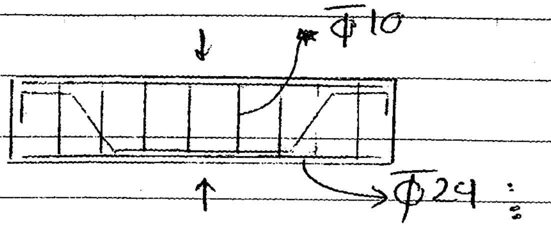
طول میلگردها معمولاً 12m است و میلگردها در بسته های 5 تنی تحویل می شود. هر بسته یک پلاک شناسنامه ای دارد که دارای مشخصات فولاد است.

فولاد به لحاظ شکل رویه به ۲ صورت دیده می شود. ۱) میلگرد صاف Plain Reinforcent

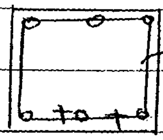
۲) میلگرد عاج دار " Deformed

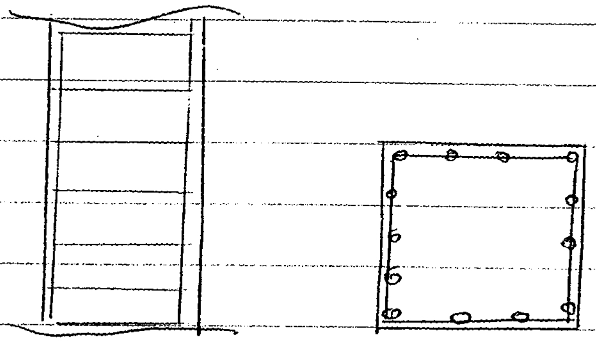
* فولاد را عاج دار می کنند برای اینکه درگیری آن با بتن زیاد شود.





تیر بتن آرمه





ستون بتن آرمه

تعداد میلگرد ← $5\phi 14$ → قطر میلگرد

5 14

نحوه تولید فولاد

فولاد به لحاظ تولید به ۳ گروه تقسیم می‌شود:

۱) فولاد نورد شده در حالت گرم: Hot Rolled steel

منظور فولادی که کارخانه تولید می‌کند و تبدیل به میلگرد می‌شود

۲) فولاد اصلاح شده در حالت سرد: Cold worked steel

فولادی که به طور سرد عملیاتی بر روی آن انجام شده است. فولاد را می‌کشند یا می‌پیچانند و

مقاومت آن را افزایش می دهند

۳) فولاد ویژه: special steel

بر روی فولاد عملیات سرد کردن را با آب داغ انجام می شود در برخی خصوصیات روی آن به وجود آورده می شود

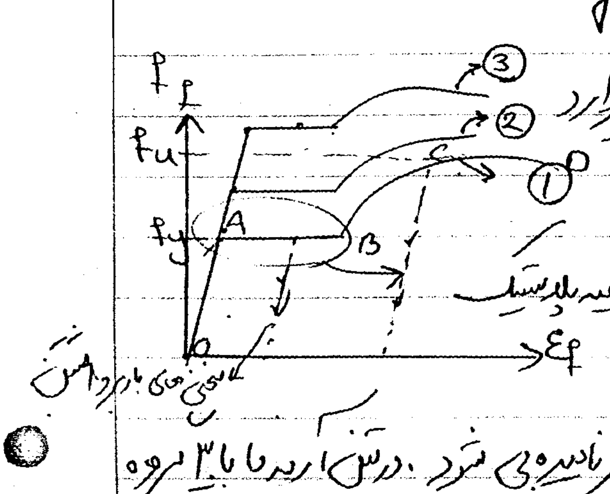
* خصوصیت جوش پذیری: weldability

گاهی اوقات در بتن آرمه ما نیاز داریم میلگردها را به یکدیگر جوش دهیم. در اثر جوش دادن ممکن است تغییراتی مولکولی در فولاد ایجاد شود در مقاومت یا شکل پذیری فولادها. مثل پیر شدن آن است که در هنگام جوش دادن فولادها باید احتیاط کرد و از آزمایشگاه کمک گرفت. بعضی فولادها تغییراتی است این ها را جوش پذیری مانند بعضی دیگر تغییر می یابد که جوش پذیر نیستند. فولادهایی که در کارخانه ذوب آهن اصفهان تولید می شوند همگی جوش پذیرند.

در بازار ایران فولاد وارداتی نیز داریم. بعضی از این فولادها جوش پذیر نیستند.

* شکل پذیری فولاد: Ductility

در بحث تنش فولاد خواهیم دید که تنش شکلی به صورت زیر دارد



در فولادها هر چه طول ناحیه پلاستیک بیشتر باشد فولاد شکل پذیر تر نامیده می شود. در بتن آرمه ما با ۳ گروه

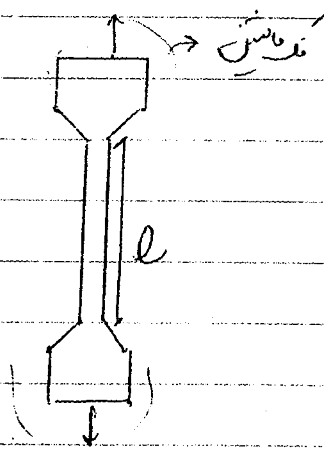
فولاد به این لحاظ سه کار داریم:

۱) فولاد نرم mild steel ۲) intermediate steel

۳) فولاد سخت Hard steel

مشخصه مکانیکی فولاد:

همانطور که در مبحث بتن دیدیم برای تعیین مشخصه مکانیکی باید از دستگاه کمک گرفت برای فولاد یک نمونه به شکل خاص ساخته می شود



OA: ناحیه الاستیک

AB: پلاستیک

BCD: ناحیه سخت شدن مجدد فولاد

همانطور که گفته شد ۳ ناحیه کاملاً مشخص در آن وجود دارد:

۱) ناحیه OA که رفتار فولاد در آن الاستیک خطی است.

منظور از الاستیک بودن آن است که پس از برداشتن بار از روی جسم تغییر شکل ها به جای اول خود باز می گردند.

* ماده‌ای رفتار خطی دارد که منحنی تنش - کرنش آن خطی راست باشد. این دو خصوصیت که تعریف شد

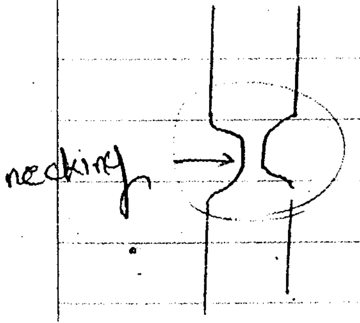
کاملاً از یکدیگر مجزا اند و هیچ ارتباطی به یکدیگر ندارند

۲) در ناحیه AB رفتار فولاد به کلی عوض می‌شود. در این ناحیه فولاد رفتار پلاستیک دارد به این معنا که تغییر شکل‌هایی که در آن ایجاد می‌شود بازگشت ندارد و اگر بار برداشته شود این تغییر شکل‌ها در فولاد باقی می‌ماند.

۳) در ناحیه BC: فولاد مجدداً از خود مقاومت نشان می‌دهد یعنی برای ایجاد تغییر شکل باید تنش بیشتری وارد کرد. این ناحیه را ناحیه سخت شدن مجدد فولاد نامیده اند. Strain Hardening

تنش نظیر نقطه‌ی A که در آن پلاستیک شدن فولاد شروع می‌شود تنش تسلیم نامیده می‌شود و با fy نشان داده می‌شود yeild strength

از نقطه‌ی C به بعد به سمت انهدام پیش می‌رود به این معنا که سطح فولاد کاهش پیدا می‌کند تا گسیخته شود



ضریب زاویه خط OA مدول الاستیسیته (ارتجاعی) فولاد نامیده می‌شود که در همه‌ی فولادها یکسان است که مقدار آن برابر است با $E_s = 2100000\ kg/cm^2$ است.

مقاومت فولاد معمولاً به مقاومت جاری شدن آن نسبت داده می‌شود. فولادهای تولیدی در ایران

۳ گروهند. مشخصات این ۳ گروه به قرار زیر است:

	f_y	ε_{su}	f_{su}
A_I :	2400	$\simeq 15-20\%$	3000
A_{II}	3000	$\simeq 12-16\%$	3500
A_{III}	4000	$\simeq 10\%$	5000

فولادهای کارخانه ذوب آهن :
(نرم روسی)

فولاد اهواز :
(نرم اروپایی)

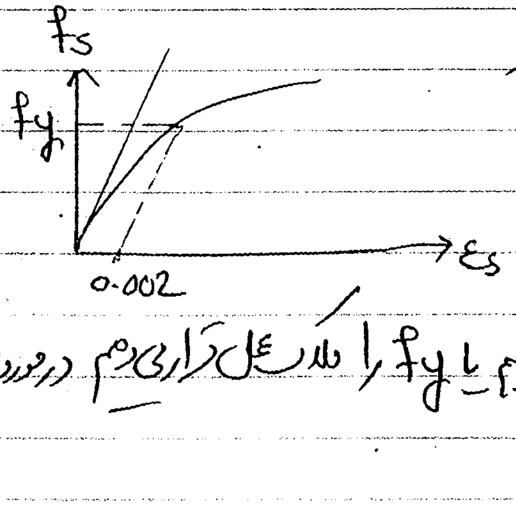
$B_1 \longrightarrow A_I$ مانند

$B_2 \longrightarrow f_y = 3400 \quad f_{su} = 4200$

$B_3 \longrightarrow A_{III}$ مانند $\quad f_y = 4200$

فولادهایی که از اروپا وارد می‌شوند وقتی صحبت از مقررات پیش می‌آید معمولاً از استاندارد آلمان تبعیت می‌کنند. استاندارد آلمان با کلمه Din شروع می‌شود که بعد از آن شماره می‌آید مثلاً Din1044 مربوط به بتن آرمه است.

فولادهای مخصوص دارای منحنی به شکلی که نشان داده‌ایم هستند



* چون ما در محاسبات سازه‌ای خود مقاومت تسلیم یا f_y را ملاک عمل قرار می‌دهیم در مورد این فولادها باید ببینیم f_y را چگونه باید بدست آورد

fy به نحوی که روی شکل نشان داده مشخص می شود کرنشی به اندازه 0.002 جدا شده خطی به موازات

مماس رسم می شود. محل تقاطع $\Leftarrow$ fy

قطرهای ترجیح داده شده: معمولاً در کارها سعی می شود قطرهایی که در پروژه به کار برده می شود طوری انتخاب شود

که اولاً اختلاف آن ها با چشم قابل تشخیص باشد.

قطرهای 6-8-10-12

قطرهای درشت نامیده می شوند 16-20-25 یا 24

32 یا 30

در اکثر پروژه ها معمولاً این قطرها به کار برده می شوند.

جلسه ۸۹/۷/۱۸

— روش های طراحی در سازه های بتن آرمه:

ضریب اطمینان طرح: Factor of safety

همانطور که قبلاً عنوان شد هدف این درس طراحی سازه های بتن آرمه است. منظور آن است که ما می خواهیم سازه ای با ابعاد مشخص و اندازه هندسی مشخص از بتن آرمه بسازیم که بارهای مشخصی را تحمل کند. هدف با تعیین ابعاد قطعات آن است. مثلاً می خواهیم بدانیم در تیر نشان داده شده ابعاد تیر چه باید باشد ابعاد ستون چه باید باشد و فولادی که می خواهیم برای آن در نظر بگیریم چه مقدار باید باشد. برای اینکه به این هدف برسیم ما ناگزیریم مقدماتی را فراهم کنیم بارهای وارده را خوب بشناسیم و مقدار آن ها را تا حد امکان دقیق محاسبه کنیم مواد را بشناسیم و رفتار ماده را زیر اثر بار به خوبی بررسی کنیم. روش هایی که بر اساس آن باید از بارهای خارجی به نیروهای داخلی برسیم بشناسیم و با تئوری های مربوطه آشنا باشیم. قسمت اعظم این عملیات را تاکنون در دروس مختلف دیده ایم. با رفتار ماده در مقاومت مصالح آشنا شدیم خصوصیات بتن آرمه را در همین درس دیدیم در تحلیل سازه ها با روش هایی آشنا شدیم تا نیروهای داخلی را به دست آوریم و در درس بارگذاری با بارها آشنا خواهیم شد و می بینیم چطور این بارها وارد می شوند و اثر می کنند. همه ی این ها مسائل مربوط به طراحی است. بخش دیگری از کار موضوع اجرا است. در بخش اجرا باید ببینیم سازه را چگونه باید ساخت، روش کار چیست مشکلات کار چیست و در چه زمینه هایی ممکن است مسائلی به وجود بیاید. این قسمت را مهندسین اجرا انجام می دهند ولی مهندسین ساخت باید با آن آشنا باشند چرا که در طراحی آن ها تاثیر می گذارد.

مثلاً اگر در محلی کارگر ماهر برای ساخت اسکلت بتن آرمه وجود ندارد اصلاً نباید سراغ بتن آرمه برویم اگر در محلی بتن مناسب و مصالح خوب و مناسب پیدا نمی‌شود نباید سراغ بتن آرمه برویم.

تمام پارامترهایی که عنوان شد باید در جریان طراحی مورد توجه قرار بگیرد و نکاتی که امکانات اجازه نمی‌دهد جزئیات آن بررسی شود. مثلاً اگر قرار باشد کتابخانه‌ای طراحی شود برای بارگذاری آن باید تمام نکاتی که در کتابخانه به کار برده می‌شود به لحاظ چیدن کتاب‌ها، ارتفاع قفسه‌ها، نحوه نقل و انتقال کتاب‌ها انبار کتاب‌ها همگی مورد مطالعه قرار بگیرد و حداکثر اطمینان حاصل شود که باری که برای طراحی این ساختمان به کار برده شده صحیح است. در سایر موارد هم به همین صورت. مقاومت مواد (بتن و فولاد)، نحوه اجرا، وجود کارگران ماهر در منطقه و حداکثر مواردی که اشاره شد

مهندس طراح سهم اعظم بار مسئولیت سلامت ساختمان را بر عهده دارد. (یعنی safty)

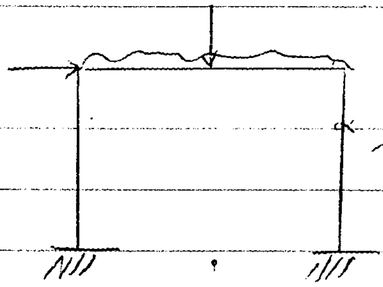
در جریان ساخت یک بنا گروه‌های مختلف مهندسین و کارگران فنی دخالت دارند همه بار مسئولیت را بر عهده دارند ولی مسئولیت طراح از همه بیشتر است. این است که در جریان طراحی کار باید دقت مضاعف به کار گرفت.

در سازه‌ها ما متأسفانه نمی‌توانیم به درجه 100% اطمینان نسبت به کاری که انجام می‌دهیم برسیم. یعنی با وجود آنکه سعی می‌کنیم بارها را خوب بشناسیم و برآورد کنیم، مقاومت‌ها را خوب بشناسیم و دقت‌های لازم را در کنترل آن‌ها به عمل آوریم یا جریان ساخت را پیش‌بینی کنیم مثلاً بگوییم در این منطقه کارگر ماهر کمتر وجود دارد بنابراین

لازم است احتیاط کافی و لازم به عمل آورد. چنانچه آنکه یک طراح هیچوقت نمی‌تواند نسبت به کاری که انجام می‌دهد 100٪ اطمینان کند.

یا برای آنکه نسبت به طراحی خود اطمینان کافی داشته باشیم و عدم اطمینان‌هایی که داریم را جبران کنیم سازه را مقاوم‌تر از آنچه لازم است طراحی و اجرا کنیم. مثلاً اگر ستونی قرار است بار 300 t تحمل کند ما ستون را برای بار 600 t طراحی می‌کنیم. ضریب ۲ بخاطر کمی دانش ما در برابر بارها و اثرهای است که بیان اشاره کردیم ضریب ۲، ضریب اطمینان نامیده می‌شود

$$\text{ضریب اطمینان} = \frac{\text{مقاومت واقعی عضو یا سازه}}{\text{باری که عضو یا سازه باید تحمل کند}}$$



افزایش بار به تدریج

×1.1

×1.2

⋮

×2

(بار واقعی سازه معلوم است)

مثلاً در 2× بار نقطه‌ای از سازه دچار آسیب می‌شود

⟸ ضریب اطمینان = ۲

* روش‌های طراحی سازه‌های بتن آرمه:

در سازه‌های بتن آرمه تاکنون چند روش طراحی معمول بوده که هرکدام به نحوی ضرایب اطمینان مورد نظر را وارد کرده‌اند در اساس آنکه سازه تحت اثر این ضرایب اطمینان در چه وضعیتی قرار می‌گیرد جزئیات

حالا که پذیرفته اند روش های طراحی پیشرفته اند در زیر به معرفی این روش ها می پردازیم و سپس ای ۲ به

روشی می پردازیم که در آیین نامه بتن ایران توصیه شده و در این درس مورد استفاده قرار می گیرد!

۱- روش طراحی تنش های مجاز: allowable stress design method
یا working stress design method (WSD)

در این روش طراحی ضریب اطمینان در مقاومت های بتن و فولاد تاثیر داده می شود سازه زیر اثر

بارهای واقعی قرار می گیرد و ابعاد سازه چنان بدست می آید که تنش های ایجاد شده در مقاطع از تنش های

مجاز تجاوز نکند

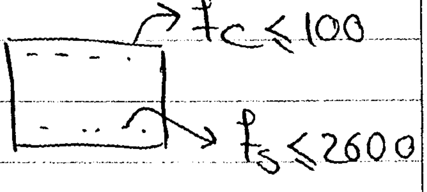
$$\text{تنش مجاز} = \frac{\text{مقاومت واقعی}}{\text{ضریب اطمینان}}$$

مثلاً ضریب اطمینانی که در مقاومت بتن وارد می شود حدود ۲ است و ضریب اطمینانی که در مقاومت

فولاد وارد می شود حدود 1.6 است. بنابراین اگر با بتن ۲۰۰ و فولاد ۴۰۰۰ سروکار داریم

$$f_c = \frac{1}{2} f_{cc} = \frac{1}{2} \times 200 = 100\ kg/cm^2$$

$$f_s = \frac{1}{1.6} f_y = \frac{1}{1.6} \times 4000 \simeq 2600\ kg/cm^2$$



ما تیر یا ستون را طوری طراحی می کنیم که زیر اثر بارهای وارد تنش در بتن از 100 و در فولاد از

2600 تجاوز نکند.

نحوه انجام کار یک سیستم بنا طوری است که به روش طراحی تنش های مجاز معروف است.

در این روش با توجه به ضریب اطمینانی که در نظر گرفته می‌شود هم بتن در ناحیه تنش‌های کم قرار دارد و می‌توان آن را خطی فرض کرد و هم فولاد در ناحیه خطی قرار دارد بنابراین کلیه عملیات در شرایط رفتار خطی ساده انجام می‌شود.

بنابراین به طور خلاصه در این روش فرض‌های زیر قبول می‌شود:

۱) هر دو ماده بتن و فولاد رفتار خطی دارند.

۲) سازه زیر اثر بارهای دائمی قرار داده می‌شود.

۳) ابعاد مقاطع چنان تعیین می‌شوند که تنش‌های ایجاد شده در بتن و فولاد از حد مجاز آن‌ها تجاوز نکند.

۴) حد مجاز تنش‌ها با توجه به ضریب اطمینان مورد نظر تعیین می‌گردد.

* این روش طراحی در حال حاضر در بتن آرمه رواج چندانی ندارد ولی در سازه‌های فولادی بکار برده می‌شود و در درس سازه‌های فولادی با این روش آشنا می‌شویم. در واقع وارد شدن روش تنش‌های مجاز در سازه‌های بتن آرمه میراثی است که از سازه‌های فولادی به آن رسیده است.

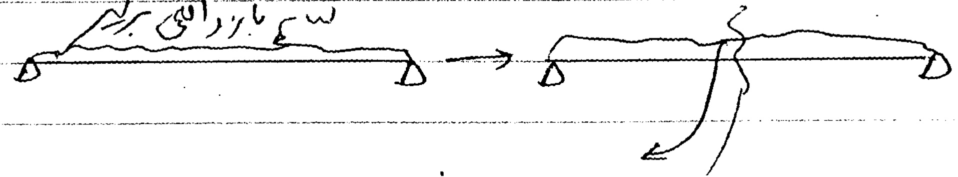
۲- روش مقاومت نهایی: ultimate strength design method (USD)

ایرادی که به روش تنش‌های مجاز گرفته می‌شد این بود که اولاً خود بتن رفتار خطی دارد و در روش معلوم نمی‌گردد رفتار غیرخطی بتن چه تأثیری بر ضریب اطمینان می‌گذارد دوم اینکه اندازه‌گیری تنش روی مقاطع بتن کار دشواری است و به راحتی نمی‌توان تنش‌ها را روی بتن اندازه گرفت. این شد که این فکر ایجاد شد که روش خاصی برای طراحی بتن شود و روش مقاومت نهایی پاسخ این سؤال بود.

این روش از اوایل دهه ۷۰ میلادی در ادبیات امریکا و شوروی وارد و ظاهر شده است

در این روش تیر در مرحله نهایی عمر خود یک لحظه قبل از نابودی که در نظر گرفته می شود تعیین می شود که چه باری را می تواند تحمل کند. این بار با باری که در آزمایشگاه به دست آورده می شود تطابق می کند و به راحتی می توان آن را کنترل کرد. در واقع این روش راه حلی نشان می دهد که با توجه به وسیله آن مقاومت واقعی مقطع را که باید در آزمایشگاه به دست می آید تعیین کنیم به این علت این روش مقاومت نهایی نام گرفته است

در این روش بتن غیر خطی در نظر گرفته می شود و فولاد با رفتار دو خطی الاستو-پلاستیک ظاهر می شود بنابراین مقاومتی که به دست می آید واقعی است. برای آنکه بتوان از طراحی اطمینان برد ضریب اطمینان را وارد کرد. ضریب اطمینان در بارها وارد می شود و بارها را بزرگ می کنند با این ترتیب روش طراحی به این صورت پیش می رود



w_u = ضریب اطمینان × بار واقعی = بار نهایی = ultimate load

M_u ممان نهایی

$M_u \leqslant M_n$ مقاومت نهایی تیر

M_n {
رفتار بتن غیر خطی
رفتار فولاد دو خطی الاستو پلاستیک

جلسه
۸۹/۷/۲۰

سازه را طوری طراحی می‌کنیم تا مقاومت واقعی آن Mn در رابطه زیر صدق کند.

$M_u \leq M_n$

۳_ روش حالت حدی: Limit state Design method (LSD)

در این روش طراحی برای سازه تعدادی حالات بحرانی در نظر گرفته می‌شود و سازه طوری طراحی می‌شود که جوابگو این حالات بحرانی باشد. مثلاً در یک منبع آب ما باید هم نگران ایمنی منبع باشیم یعنی زیر اثر فشار آب جداره منبع شکسته نشود، لغزش نکند و خلاصه سلامت خود را حفظ کند و هم باید در شرایط عادی طوری نباشد که آب نشت کند و به بیرون تراوش نماید. بنابراین برای منبع آب دو حالت بحرانی وجود دارد یکی ایمنی آن و دوم نشت آب. این دو حالت برای منبع آب، دو حالت حدی محسوب می‌شود. ما هر یک از این حالات را باید جداگانه بررسی کنیم تا سازه را برای آن طراحی کنیم. در هر یک از این حالات توجه می‌کنیم که رفتار سازه در کجا قرار دارد. مثلاً در مورد منبع آب وقتی صحبت از ایمنی می‌کنیم منبع را در شرایط انتهائی خود در نواحی انهدام یعنی نزدیک به بار انهدام [illegible]. در این شرایط بتن رفتار غیرخطی دارند، فولاد هم رفتار غیرخطی دارد. با این شرایط سازه بررسی می‌گردد. برای اینکه آب نشت نکند بتن نباید ترک بخورد. در این وضعیت رفتار بتن خطی محسوب می‌شود. رفتار فولاد هم همینطور یعنی کاملاً متفاوت با آنچه در وضعیت ایمنی گفتیم. یک سازه ممکن است چندین حالت بحرانی داشته باشد که آن‌ها را باید مطالعه کرد و متناسب با شرایطی که لازم دارد آن را در نظر گرفت.

بنابراین ملاحظه می‌شود در روش سوم خود را محدود به رفتار خطی ماده یا رفتار غیرخطی ماده نمی‌کند برای هر سازه حالات مختلف آن را در نظر می‌گیرد و بر اساس آن حالات، مشخصات ماده را در محاسبات منظور می‌کند.

- روش طراحی در آیین‌نامه بتن ایران:

روش طراحی در آیین‌نامه بتن ایران (آبا) روش حالت حدی است که تعریف آن در بالا به صورت کلی عنوان شد. در ساختمان‌ها که بتنی مورد توجه ما در این درس است اما دو حالت حدی را در نظر می‌گیرد، این دو حالت عبارتند از:

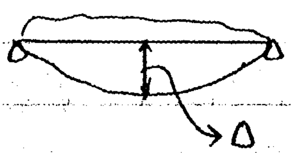
1) حالت حدی مقاومت:

در این حالت سازه یا قطعه در لحظه‌ای نزدیک به انهدام در نظر گرفته می‌شود و این سؤال پاسخ داده می‌شود که آیا سازه می‌تواند بار را تحمل کند یا نه. این حالت حدی همانطور که گفته شد حالت حدی مقاومت نامیده می‌شود 'limit state of strength'.

۲) حالت حدی بهره‌برداری:

در این حالت حدی ما بر روی دو مسئله تمرکز می‌کنیم:

الف- افتادگی: در این مسئله مخصوص توجه ما به تغییر شکل قائمی که در تیرها و سقف‌ها به وجود می‌آید



Δ در این شکل افتادگی تیر نام دارد به آن خیز هم گفته می شود. تغییرمکان ماکزیمم تیر نامیده می شود در تیرها Δ نباید از حدی تجاوز کند چراکه مسائلی به دنبال خواهد داشت. در این حالت حدی Δ کنترل می شود.

- ترک خوردگی: ما قبول کرده ایم که بتن در کشش ترک می خورد به این علت بتن کششی (cracking) را در محاسبات وارد نمی کنیم ولی وضعیت ترک باید اطمینان باشد که ترک ها زیاد از حد گسترده نشوند بطوریکه مشاهده آن ها ترس ایجاد کند در حالت حدی بهره برداری، ترک خوردگی کنترل می شود.

بحث اعظم کار ما در این درس مربوط به حالت حدی مقاومت است که تیرها و ستون ها دیوارها، شالوده ها، دال ها را شامل می شود. در طول دوره جاری و آینده ما همه این مقاطع را پوشش می دهیم و آن ها را در حالت حدی مقاومت بررسی می کنیم و بالاخره پاسخ خواهیم داد که این مقاطع می توانند بارهای وارده را تحمل کنند یا نه. در طی یک دو جلسه حالت حدی بهره برداری مورد بررسی قرار خواهد گرفت. بنابراین ما بر روی حالت حدی مقاومت متمرکز می شویم.

- حالت حدی مقاومت:

ضرایب جزئی اطمینان: در حالت حدی مقاومت ما لنگر که عنوان شد یا مقطع را در وضعیت نهایی خود در نظر می گیریم و به این سوال پاسخ می دهیم که این مقطع می تواند بار را تحمل کند یا نه.

تحمل بار توسط یک مقطع همواره باید الزاماً ضریب اطمینان را منظور نماید یا به همراه داشته باشد

ما قبلاً دیدیم که در روش های طراحی اول و دوم ضریب اطمینان را چگونه وارد عمل کردیم حال ببینیم

در آبا توصیه چگونه است.

آبا ضریب اطمینان مورد نظر خود را به دو صورت اعمال می کند از یک طرف بارها را در ضریب های بزرگتر از 1 ضرب می کند و به سازه اثر می دهد و نیروهای داخلی را بدست می آورد. مثلاً در مورد یک تیر لنگر خمشی نهایی را بدست می آورد.

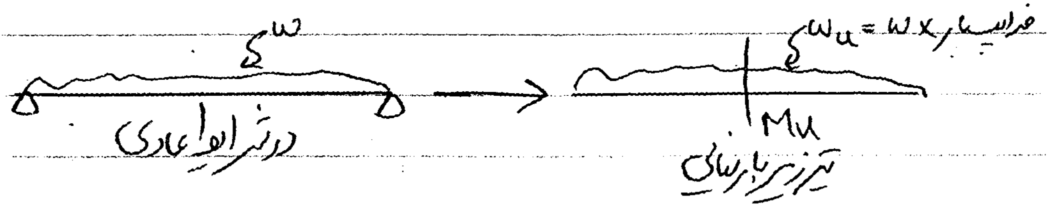
از طرف دیگر مقاومت های بتن و فولاد را در ضرایبی کوچکتر از یک ضرب می کند و کاهش می دهد و با روشی که در این درس خواهیم دید مقاومت مقطع را بدست می آورد. مثلاً در مورد یک تیر لنگر مقاوم نهایی (M_r) را بدست می آورد.

لنگر نهایی

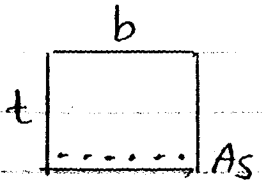
مقطع باید طوری طراحی شود که همواره $M_r \geq M_u$ باشد.

لنگر مقاوم نهایی

عملیاتی که در بالا گفته شد در زیر خلاصه می شود :



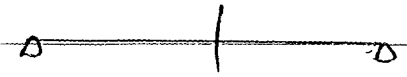
M_u لنگر وارده در حد نهایی

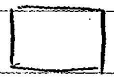


$$f_{cc} \rightarrow f_{cd} = \phi_c \cdot f_{cc}$$

$$f_y \rightarrow f_{yd} = \phi_s \cdot f_y$$

$$\phi_c , \phi_c < 1.0$$





Mr=? چه باری را می‌تواند تحمل کند

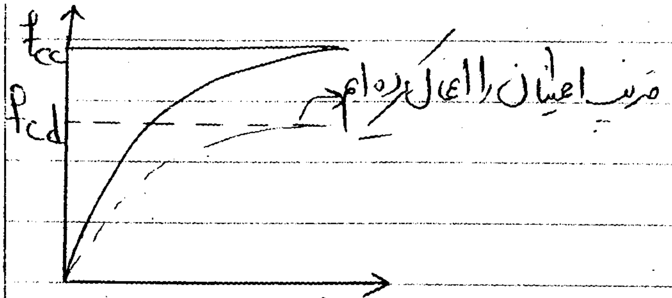
با این ترتیب ملاحظه می‌شود ضریب اطمینان مورد نظر ما به صورت یک عدد وارد عملیات می‌شود به دو

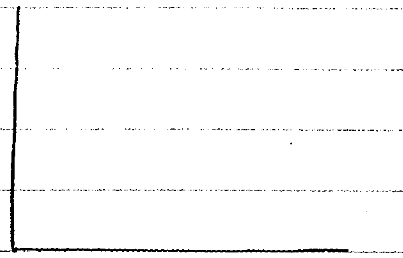
گروه ضرایب کوچک تقسیم می‌شود:

گروه اول که ضرایب بزرگتر از یک هستند، در بارها ضرب می‌شوند و آن‌ها را بزرگ می‌کنند.

گروه دوم که کوچکتر از یک هستند، در مقاومت‌ها ضرب می‌شوند و آن‌ها را کوچک می‌کنند.

ما برای تعیین باری که قطعه می‌تواند تحمل کند مقاومت‌های کوچک شده را استفاده و وارد محاسبات می‌کنیم.





مقاومت قطعه را بر مبنای مقاومت‌های کاهش یافته بتن و فولاد طراحی می‌کنیم

نتیجه اینکه ما برای ضریب اطمینان مورد نظرمان دو گروه ضرایب اطمینان وارد عمل می‌کنیم

ما بجای ضریب اطمینان کل، ضرایب جزئی اطمینان داریم

partial safety factor

ضرایب بار:

در موضوع ضرایب بار این موضوع در نظر گرفته شده که بعضی از بارها را با دقت بیشتری می‌توان تعیین کرد بنابراین اگر بخواهیم بر روی آن‌ها اطمینان بیشتری داشته باشیم ما عمدتاً باید ضریب کوچکتری به آن نسبت دهیم مثلاً بارهای مرده که ناشی از وزن ساختمان است با دقت خوبی قابل محاسبه است درحالی که بار زنده که وزن آدم‌ها و وسایلی است که روی ساختمان حرکت می‌کنند و یا به داخل ساختمان وارد می‌شوند از دقت کمتری برخوردار است این است که ضریب بزرگتری به آن تعلق می‌گیرد.

موضوع دیگری که در ضرایب اطمینان باید به آن توجه شود موضوع همزمانی است. تقریباً دور از انتظار است که فکر کنیم که بارهای مختلف به صورت همزمان به حداکثر خود برسند و به ساختمان وارد شوند.

ما برای بارهای زنده و مرده مقادیر حداکثری را داریم برای زلزله نیز مقدار حداکثری داریم بعید است که هنگامی که زلزله اثر می‌کند همه‌ی این بارها هم به حداکثر برسد به عنوان مثال در یک ساختمان مسکونی همه اتاق‌ها را با تمام ظرفیت پر از انسان باشد آنگاه زلزله اثر کند.

در ضرایب جزئی اطمینانی که برای بارهای همزمان در نظر می‌گیریم به این موضوع توجه داریم که همه‌ی بارها نمی‌توانند در یک لحظه max باشند بنابراین برای آن‌ها ضریب اطمینانی کوچکتری منظور می‌گردد.

- بارها به گروه‌های زیر تقسیم می‌شوند.

الف - بار مرده (Dead load) یا (permanent load)
(D)

به بارهائی عنوان می‌شود که به لحاظ دوام در محل امر باشند. مانند وزن قطعات

ب - بار زنده : (non-permanent load) (live load)
(L)

ج - بار باد : (wind loading)

باری است که بر اثر وزش شدید باد ایجاد می‌شود.

د - بار زلزله : (earthquake load)
(e)

ه - بار خاک (H)

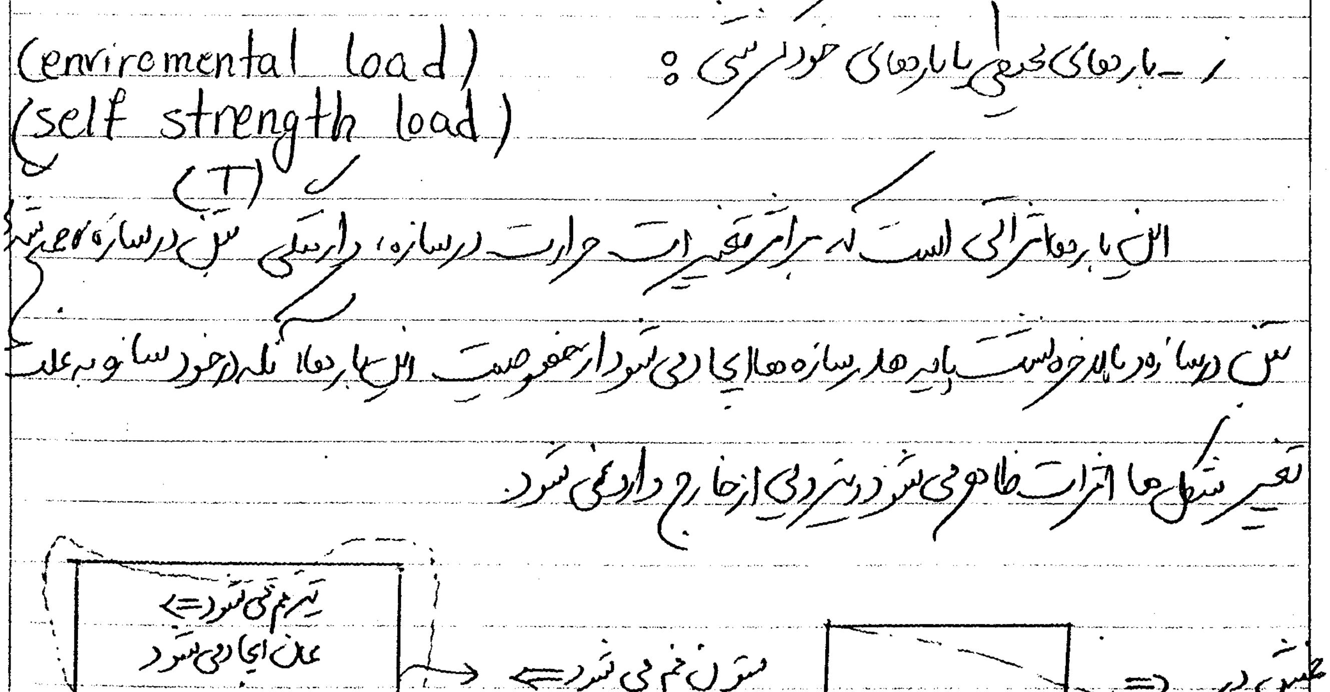
و - بارهای ناشی از فشار مایعات (F)

ز - بارهای محیطی یا بارهای خودکرنشی : (enviromental load)
(self strength load)
(T)

این بارها آنهایی است که بر اثر تغییرات حرارت در سازه، وارستگی نشست در سازه، جمع شدگی

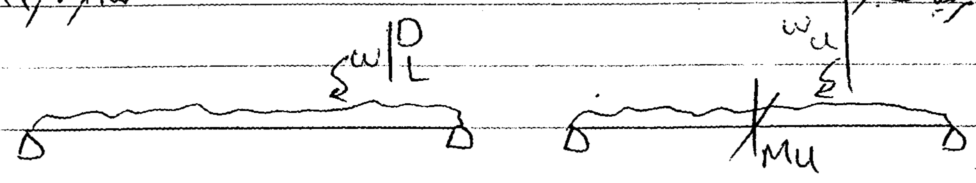
بتن در سازه و در بالا خزش بتن باید در سازه‌ها ایجاد می‌شود. خصوصیت این بارها که از خود سازه و به علت

تغییر شکل‌ها اثرات ظاهر می‌شود در شرایطی از خارج وارد نمی‌شود.


تیر خم می‌شود => تنش ایجاد می‌شود
ستون خم می‌شود => تنش ایجاد می‌شود.
=> تنش در قطعات ایجاد می‌شود.

جلسه
۸۹/۷/۲۵

سیستم ترکیبات بار
- ضرایب بار در آبا ۸



$M_u \leqslant M_n$

ضرایب بار در آبا مطرح شده در بارهای وارد در سازه ضرب می‌شود و آن را بررسی می‌کنیم به صورت زیر اند:

- برای بار مرده ضریب D: 0.25 | برای فشار آب 1.5 یا 1.25 :F
برای بار زنده L: 1.5 | برای بارهای محیطی 1.25 :T
« « باد W: 1.5
« « زلزله E: 1.5
« « فشار خاک 1.5

همان‌طور که ملاحظه می‌شود ضرایب عمدتاً دو عدد اند 1.25 و 1.5 ؛ 1.25 برای بارهای به کار برده می‌شود که تعریفی مسئله بارهای مرده دارند یعنی به لحاظ مقدار و محل اثر کاملاً [illegible] اند در مقابل ضریب 1.5 برای بارهایی است که به لحاظ مقدار و نقطه اثر متغیرند مانند بار زنده و تغییر آن حالت عنوان کرده‌ام. در مورد بارهای ناشی از فشار آب باید دید آیا فشار آب می‌تواند max ی داشته باشد که از آن تجاوز نکند در این صورت می‌توان طراحی را برای فشار آب max با ضریب 1.25 انجام داد ولی اگر نتوان برای آب max معین کرد آن‌گاه باید ضریب 1.5 در نظر گرفت

مثال واضح این موضوع در یک منبع آب است در یک منبع، سطح آب نمی تواند از بالای منبع تجاوز کند ⇐ max مشخص است اما در مورد یک دیوار حائل که مقابل یک خاکریز قرار گرفته است اگر آب زیرزمینی وجود داشته باشد و محل آن در نوسان باشد به راحتی نمی توان max برای سطح آب در نظر گرفت در این صورت ضریب 1.5 خواهد بود.

ترکیب بارها 'Load Combination'

جمع شدن بارهای مختلف با یکدیگر و اثر آن ها روی سازه از مدل های مشخصی تبعیت می کند که به آن ها ترکیبات بارگذاری می شود منظور از ترکیبات بار اینکه دیده شود هنگامیکه بارهای مختلف در یک سازه با یکدیگر جمع می شود که در ادامه به این مطلب می پردازیم:

۱ـ ترکیب اول $U_1 = 1.25D + 1.5L$: بارهای مرده و زنده

معمولی ترین ترکیب بارها، ترکیب بار مرده و زنده است که معمولاً در ساختمان ها موجود می باشد ترکیب این دو با یکدیگر همراه با ضرایبی که برای هر کدام از آن ها عنوان کردیم پیش می آید. در این ترکیب باید توجه داشت که بار مرده همواره حضور دارد و بار زنده به آن اضافه می شود بنابراین انتظار می رود که بار زنده اثر بار مرده را تشدید کند یعنی افزایش دهد. بنابراین اگر در مواردی انتظار نرود و بار زنده اثر بار مرده را کاهش می داد باید ضریب بار زنده را صفر به حساب آورد در همین درس بعداً خواهیم دید که در مواردی از بارگذاری بار زنده اثر بار مرده را کاهش می دهد همانطور که گفته شد با ضریب بار زنده

صفر بحساب می آید. به طور خلاصه هدف از ضریب 0.5 در بار زنده این است که اثر بار زنده را در جمع شدن با بار مرده اثر دهیم که اگر برخلاف این باشد یعنی منفی است ضریب باید صفر باشد.

۲- ترکیب دوم $U_2=0.8(1.25D+1.5L\pm\begin{matrix}1.5W\\1.5E\end{matrix})$: بار مرده و زنده و باد یا زلزله

در این ترکیب چند نکته مطرح است که به آن اشاره می کنیم:

الف- وقتی بار مرده و زنده با باد یا زلزله ترکیب می شوند ما اثر مجموع آن ها را در 0.8 ضرب می کنیم یعنی تخفیف می دهیم علت این امر آن است که ما برای بار زنده و باد یا زلزله max را در نظر می گیریم در حالیکه به احتمال قوی این دو همزمان نخواهند بود ضریب 0.8 ای که بکار برده شده بخاطر آن است که اثرات max همزمان شدن مشکل است تصور شوند وقتی بار max در زلزله در ساعات آن هم حداکثر بار زنده خود را داشته باشد این است که ما ترجیح می دهیم در جمع این دو تخفیف قائل شویم و مجموع این دو را با ضرایب خود در 0.8 ضرب کنیم

ب- بار باد و زلزله با یکدیگر ترکیب نمی شوند معقول است چون در هنگامی که زلزله اتفاق می افتد باد شدیدی هم بوزد بنابراین این دو با یکدیگر جمع نمی شوند

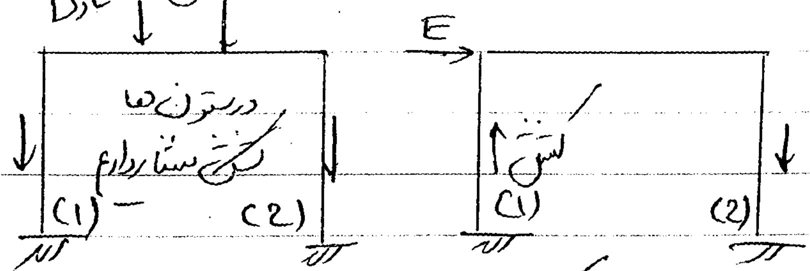
ج- توجه داشته باشید بار باد یا زلزله حالت رفت و برگشتی دارد به این است که در داخل فرمول علامت ± بکار برده شده است

د ـ در این ترکیبات که ترسیم گردید بکار برده شده عاملها بارها نیز عاملها اثرات ناشی از بارها هستند اگر در موردی بتوانیم بارها را با یکدیگر جمع جبری کنیم مستقیماً جمع می کنیم مانند بارهای مرده و زنده ولی اگر نتوانیم بارها را جمع جبری کنیم و باید جمع برداری نمائیم به اثرات ناشی از آن ها را حساب می کنیم و اثرات را با یکدیگر جمع می کنیم مثلاً لنگر ناشی از بار مرده و لنگر ناشی از باد در یک مقطع تیر با یکدیگر جمع و یا کم می شوند در یک ستون بار محوری ناشی از بار مرده و بار محوری ناشی از زلزله با یکدیگر جمع و یا کم می شوند

۳ـ ترکیب سوم $U_3 = 0.85D \pm 1.25W$ ؛ بار مرده و زلزله

$1.25E$

در بعضی موارد اثر باد یا زلزله طوری است که بارهای ثقلی با آن مقابله می کنند یا با آن جمع می شوند که اثر منفی را تشدید کنند



در قاب نشان داده شده در ستون ۱ وقتی زلزله اثر می کند نیروی محوری ناشی از زلزله اثر بار مرده را کاهش می دهد در بعضی موارد کم شدن بار ستون به ضرر ستون است این است که باید کنترل شود اگر چنین وضعیتی سیستم پیش آید چه تغییراتی در ستون ایجاد می شود. چون معمولاً در برآورد بار مرده محافظه کارانه برخورد می کنیم و بار مرده را بیشتر از حد لازم در نظر می گیریم در اینجا ضریب 0.85 دخالت می دهیم که در واقع جبران همان نظر محافظه کارانه بار مرده باشد.

مثال دیگر اثر باد یا زلزله روی ساختمان است که این بارها علاوه بر تنش ساختمان را واژگون کنند

باری که در مقابل آن‌ها ایستادگی می‌کند وزن ساختمان است بنابراین برای کنترل اینکه باد یا زلزله ساختمان

را واژگون خواهد کرد وزن بار زنده را صفر در نظر می‌گیریم همچنین بار مرده را هم قدری کاهش می‌دهیم ضریب

0.85 به این علت است.

۴_ ترکیب چهارم $U_4 = 1.25D + 1.5L + 1.5H + \underset{1.25}{1.5F}$ بارهای ثقلی و فشار خاک و آب

۵_ ترکیب پنجم $U_5 = 0.85D + \underbrace{1.5H + 1.5F}_{\text{یا مجموع آن‌ها}}$

در اینجا هم مانند آنچه در ترکیب سوم گفتیم در صورتی‌که بارهای ثقلی و فشار خاک یا آب مقابل

هم قرار بگیرند به همین علت ضریب زنده را صفر گیریم و ضریب مرده را به 0.85 کاهش دادیم.

۶_ ترکیب ششم $U_6 = 0.8(1.25D + 1.5L + 1.25T)$

در این ترکیب هم ضریب همزمانی بصورت 0.8 عمل داده شده است.

۷_ ترکیب هفتم $U_7 = 1.25D + 1.25T$

- ضرایب تقلیل مقاومت:

همانطور که گفته شد قسمتی از ضریب اطمینان بصورت ضرایب تقلیل مقاومت‌ها در مقاومت‌ها ضرب

می‌شوند و آن‌ها را کوچک می‌کنند. در آبا دو ضریب ϕ_c و ϕ_s آورده شده که در مقاومت‌ها ضرب

می شوند $\phi_c = 0.6$ و $\phi_s = 0.85$

بنابراین: ⇐ در بتن $f_{cd} = \phi_c \cdot f_{cc}$

در فولاد $f_{yd} = \phi_s \cdot f_y$

بعداً خواهیم دید با محاسبات را بر مبنای f_{cd} و f_{yd} انجام می دهیم مثلاً اگر مقاومت بتن 200 باشد ما در محاسبات 120 در نظر می گیریم و اگر فولاد 4000 باشد ما 3400 محاسبات می آوریم یعنی اعداد کوچک شده را در محاسبات منظور می کنیم.

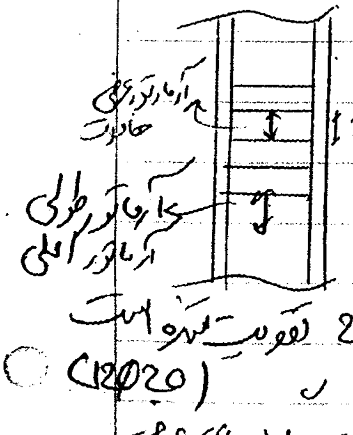
در آبا ضریب جزئی اطمینان دیگری وارد شده است که ϕ نام دارد. این ضریب، ضریب اصلاحی نامیده می شود عدد ثابتی این ضریب ندارد و بسته به مورد فرق می کند. بعداً در جای خودش به ϕ_n اشاره خواهیم کرد.

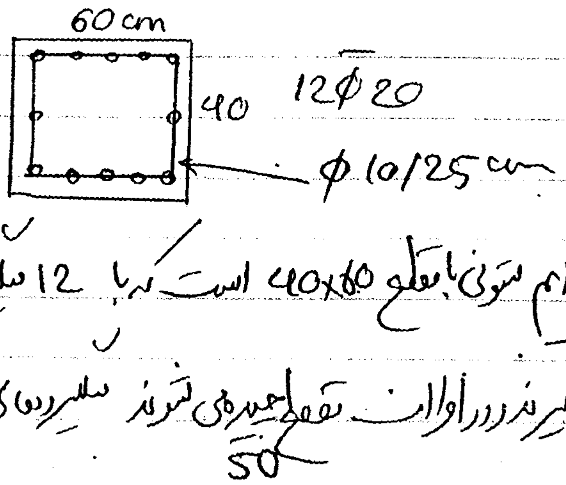
جلسه
۸۹/۷/۲۷

ستون‌های کوتاه زیر اثر بار محوری:

ستون‌ها معمولاً علاوه بر بار محوری زیر اثر خمش هم در یک جهت یا دو جهت قرار می‌گیرند بنابراین در طراحی آن‌ها می‌بایستی این اثرها منظور شوند. علاوه بر این طول ستون هم در طراحی آن نقش بازی می‌کند و آن هم باید در طراحی دیده شود. ما طراحی ستون‌ها را در سال دوم به طور مفصل خواهیم دید حدوداً ۲ ماه وقت صرف آن خواهد شد. موضوع امروز بررسی یک ستون کوتاه است زیر اثر بار محوری تنها بنابراین اثر طول را نادیده گرفته‌ام لنگرهای خمشی را هم نادیده گرفته‌ام هدف بحث فعلی آن است که با روش کار در محاسبات بتن آرمه آشنا شوم بنابراین یک مقطع کوچک را انتخاب کرده و زیر بار قرار داده‌ام و روش محاسبه‌ها را در مورد آن پیاده می‌کنیم. روش محاسبات در روش بتن آرمه خاص است و باید ابتدا با آن آشنا شد تا بعد به جزئیات آن بپردازیم.

ستون‌های بتن آرمه معمولاً با مقطع مربع مستطیل و دایره ساخته می‌شود، گاهی از نظر معماری طلب کند می‌توان مقطع را به صورت چند ضلعی در نظر گرفت. یک ستون بتن آرمه در حالت عادی در مقطع به صورت زیر است





در شکل نشان داده‌ام ستونی با مقطع 40x60 است که با 12 میلگرد به قطر 20mm تقویت شده است (12Φ20)

میلگردها در طول قرار می‌گیرند در اطراف مقطع چیده می‌شوند میلگردهای طولی توسط تعدادی میلگردهای عرضی

گذاشته می‌شوند در این ستون میلگردهای عرضی به قطر 10mm است و به فاصله 25cm از یکدیگر چیده می‌شوند

برش نشان داده : میلگردها به طریقی است که نشان داده‌ایم از میلگردهای طولی مقطع دو میلگرد به صورت

سمبلیک در ارتفاع نشان داده می‌شود در مقطع ستون هم [illegible] میلگردها نشان داده می‌شود.

$A_{g\,(gross)}$ مساحت سطح مقطع کل ستون

A_c 〃 〃 〃 بتن

A_s 〃 〃 〃 فولاد

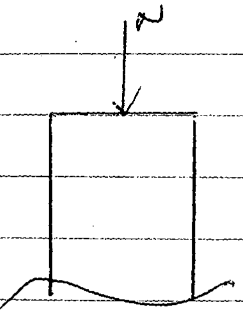
$\frac{A_s}{A_g} = \rho$ درصد آرماتور طولی

در مثال مطرح شده داریم : $\rho = \frac{12 \times 3.14}{40 \times 60} = \frac{37}{2400} \simeq 1.5\%$

معمولاً در ستون‌ها درصد فولاد را بین 1 تا 8٪ انتخاب می‌کنیم بنابراین اگر گفته شود حداقل فولاد در ستون به کار برده شده مقدار 1٪ است و حداکثر هم 8٪ معمولاً بکار برده نمی‌شود معمولاً 4٪ بیشتر مناسب است. در ستون‌های عادی در ساختمان‌ها درصد فولاد بین 2 تا 3٪ است.

تعیین تنش کرنش در فولاد ها :

ستونی داریم با مقطع معین و فولادگذاری معین ، این ستون تحت تاثیر بار محوری N قرار داده می‌شود می‌خواهیم بدانیم چه تنشی و کرنش در فولادها ایجاد می‌شود؟



N، A_g، A_s

f_c، f_s

اگر ستون از بتن تنها ساخته شده بود و یا فولاد تنها ساخته شده بود، جواب سؤال خیلی ساده بود، در مقاومت مصالح آموخته ایم که تنش را می توان از تقسیم بار به سطح مقطع متشکله بدست آورد و در مکانیکی که به صورت هر دو از آن (تشکیل اند) این کار صحیح است چرا که هیچکدام از یک منحنی تبعیت می کنند. در مثال پیش روی ما این کار را نمی توان کرد چرا که مقطع همگن نیست و از دو ماده با دو منحنی متفاوت تشکیل شده است تنش ها را نمی توان از تقسیم بار به سطح مقطع بدست آورد در اینجا با یک سازه نامعین مواجهیم و در کلیه متن ارائه شده منظور است و باید مانند این گونه سازه ها با آن برخورد کنیم ببینیم در مورد این ستون چه فرضی باید مرور شود. در مورد این ستون می توان ادعا کرد قسمتی از بار توسط بتن و قسمتی توسط فولاد تحمل می شود به طوری که می توان نوشت :

$$N = N_c + N_s$$

N_c : باری است که بتن تحمل می کند.

N_s : 〃 〃 〃 فولادها 〃 〃.

بتن خودش یک ماده همگن و فولاد نیز همینطور. در مورد این دو جداگانه می توان رابطه تنش را آنچنانکه در مقاومت مصالح دیده ایم نوشت:

$$N_c = f_c \cdot A_c$$

$$N_s = f_s \cdot A_s$$

$$\longrightarrow \boxed{N = f_cA_c + f_sA_s} \quad ①$$

هنوز که حل حاصل نمی شود ما برای دو مجهول یک معادله داریم بنابراین نمی توانیم مجهول ها را پیدا کنیم ناچاریم به دنبال معادله دیگری باشیم در این نوع موارد همانطور که در سازه های نامعین دیدیم به دنبال تغییر شکل های می رویم ببینیم چه رابطه ای بین تغییر شکل ها وجود دارد.

این ستون کوتاه زیر اثر بار به کاهش طول می دهد فقط فشاری است و با هر کدام قطعات فشاری طولشان کم می شود اگر فکر کنیم این قطعه به اندازه Δ تغییر طول می دهد به راحتی می توان گفت که Δ ایجاد شده در ستون در بتن و فولاد هم ایجاد می شود یعنی داریم:

$$\Delta_c = \Delta_s = \Delta$$

این رابطه سازگاری تغییر شکل ها رابطه دوم است ما این رابطه را به صورت زیر نمایش می دهیم:

$$\frac{\Delta c}{l_c} = \frac{\Delta s}{l_s} = \frac{\Delta}{l}$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s = \text{تغییر طول نسبی ستون} \quad ②$$

حل نشد چرا که یک معادله برای تنش ها یکی برای کرنش ها است

رابطه سوم همان رابطه تنش کرنش است که ارتباطی به ستون ندارد و ارتباط به بتن و فولاد دارد. داریم:

$$\left.\begin{aligned} f_c &= f(\varepsilon_c) \\ f_s &= g(\varepsilon_s) \end{aligned}\right\} \text{معادلات تنش ها}$$

با در دست داشتن این ۳ گروه معادله حالا می توانیم مسأله را حل کنیم

$$N = f(\varepsilon_c)A_c + g(\overset{\varepsilon_c}{\cancel{\varepsilon_s}})A_s \longrightarrow \varepsilon_c = \checkmark = \varepsilon_s$$

⇐ f_c f_s پیدا می شوند ⇐ ✓

جلسه ۸۹,۸,۲

با جایگزینی از معادله ② و ③ در ① ، ε_c بدست می آید با ε_c ما ε را بدست می آوریم

$\Leftarrow f_c , f_s$:

روش کار در سازه های نامعین بتن آرمه بطور کلی است که، ۳ گروه معادله می نویسیم :

① معادلات تعادل equilibrium eq...

② معادلات سازگاری compatibility

③ معادلات مشخصه characteri

- حالت خاص: بتن خطی است.

اگر به خاطر داشته باشیم عنوان کردیم که اگر تنش در بتن از f'_c را کمتر بود می توان بتن را خطی فرض کرد

در رابطه ی $f_c = E_c \varepsilon_c$ را نوشت. حال در این وضعیت می خواهیم ببینیم حل این مساله ستون به چه صورت

در می آید و تنش ها را چطور می توان حساب کرد.

در معادله اصلی می توان به جای f_c و f_s مقدار گذاشت. بتن خطی است فولاد هم به علت آنکه تنش

کم است خطی خواهد بود در نتیجه رابطه زیر را می توان نوشت :

$$N = E_c \varepsilon_c A_c + E_s \overset{\varepsilon_c}{\cancel{\varepsilon_s}} A_s$$

$$N = E_c \varepsilon_c \left(A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s\right) = f_c (A_c + n A_s) \quad , \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$= f_c A_{eq}$$

جمله داخل پرانتز از نوع مقطع است. حال این جمله را با Aeq نمایش می‌دهیم در رابطه‌ی بالا دیده می‌شود که نیروی محوری از حاصلضرب تنش بتن در سطح مقطع Aeq بدست آورده می‌شود این رابطه با رابطه کلی تنش یکسان است نتیجه می‌گیریم که Aeq از جنس بتن است.

برای بتن $f_c = \frac{N}{A_{eq}}$

مفهوم این جمله این است که ما می‌توانیم در این حالت فولادها را برداشته بجای آن n برابر بتن قرار دهیم نتیجه کار تا آنجا که به تعیین تنش‌ها مربوط می‌شود تفاوتی با حالت قبل نمی‌کند مثلاً اگر یک ستون $100 cm^2$ فولاد داریم، این فولاد معادل $100n$ بتن است، n معمولاً حدوداً 10 است یعنی $100 cm^2$ فولاد معادل $1000 cm^2$ بتن است. ما با این جایگزینی در واقع مقطع بتن آرمه را تبدیل به مقطع بتن خالص کرده‌ایم، این مقطع را مقطع معادل بتنی می‌نامیم.

در واقع نتیجه بحث چنین می‌شود وقتی در محدوده خطی است ما می‌توانیم فولاد را برداشته بجای آن n برابر بتن قرار دهیم در محاسبات و برای تنش تفاوتی ایجاد نمی‌شود. توجه شود که این موضوع برای محاسبات است در عمل چنین نمی‌کنیم این موضوع تنها در محاسبات تنش کاربرد دارد و بس. بنابراین در مواردی که بتن خطی است ما می‌توانیم عملیات را به صورت زیر انجام دهیم:

$$A_{eq} = A_c + nA_s = \underbrace{A_c + (n-1)A_s}_{\text{صحیح‌تر است}}$$

اما در این جایگزینی ما باید توجه داشته باشیم که وقتی فولاد را با بتن عوض می‌کنیم سطح مقطع خود فولاد خالی می‌ما

بنابراین از بتن حاصل فرضی باید به اندازه A_s دهانه‌های خالی را پر کنیم و بقیه بتن اضافی است.

$$\Rightarrow A_{eq} = A_c + (n-1)A_s$$

$$f_c = \frac{N}{A_{eq}}$$

$$f_s = E_s\varepsilon_c = \frac{E_s}{E_c} \times \varepsilon_c E_c = nf_c$$

مابقی محاسبات را به همین طریق پیش می‌بریم ابتدا فرض می‌کنیم بتن خطی است A_{eq} سپس f_c را بدست می‌آوریم اگر f_c از $\frac{1}{2}f'_c$ کوچکتر بود فرض ما صحیح بود ولی اگر بزرگتر بود فرض غلط است باید مساله را از روش کلی حل کرد یعنی معادلات اصلی تنش‌ها را بکار برد که قبلاً عنوان شده.

سوال بعدی: حداکثر باری می‌توان به ستون وارد کرد؟

معادله اصلی را در نظر می‌گیریم و برای اینکه تعیین کنیم حداکثر بار چه مقدار می‌تواند باشد باید برای بتن و فولاد حداکثر مقدار خود را وارد کنیم

$$N_{max} = f_{cmax}A_c + f_{smax}A_s$$

در مورد بتن حداکثر تنش می‌تواند f'_c باشد ولی باید توجه داشت که f'_c مقاومت نمونه استاندارد است یعنی نمونه‌ای به قطر 15 و طول 30cm آیا مقاومت این نمونه با مقاومت یک ستون واقعی به ابعاد 40x40 سطح مقطع و طول 3m یکسان است؟ قاعدتاً نباید یکسان باشد چرا که شکل نمونه و ابعاد آن در مقاومت موثر است جواب این سوال را تنها آزمایش‌ها می‌توانند بدهند ما به آزمایش‌ها رجوع کرده‌ایم و جواب را بدست آورده‌ایم شواهد آزمایش‌ها حاکی از آن است که مقاومت بتن در ستون حداکثر $0.85f'_c$ است

بنابراین مقاومت بتن در ابعاد واقعی 85٪ مقاومت آن در نمونه استاندارد است این است که برای

f_{cmax} بایدا است $0.85 f_{cc}$

در مورد فولاد حداکثر مقاومت آن f_y است و در نمونه‌های تست شده و ستون واقعی هم تفاوتی ندارد از این

است که برای f_{smax} همان f_y را منظور کرد.

اما در مورد این دو مقدار max باید به یاد آوریم که ما در این ستون سازگاری کرنش‌ها را هم داشته‌ایم یعنی تغییر

شکل‌ها همواره به صورتی بوده که کرنش‌ها با یکدیگر مساوی باشند

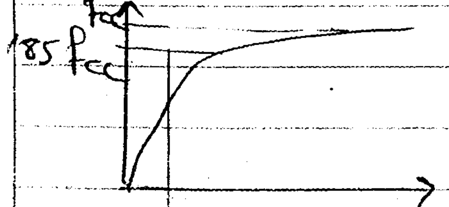
بلکه به دلیل حفظ این شرط تساوی کرنش‌ها اتفاق می‌افتد که فولاد به نقطه جاری شدن رسیده ممکن است

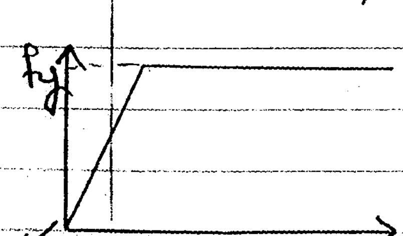
بتن به حداکثر مقدار خود نرسیده باشد ولی در عمل اتفاقی که می‌افتد این است که فولاد جاری شده و بر روی خط

مستقیم جاری شدن ادامه تغییر شکل می‌دهد تا جایی که بتن شکسته شود به عبارت دیگر ما در تعیین حداکثر بار می‌توانیم

برای هر دوی اینها حداکثر مقاومت‌های خود در نظر بگیریم این نتیجه را آزمایشات هم تایید می‌کند حال اگر در بارگذاری فولاد

مقاومت بالایی داشته باشد و بتن به ناحیه خرد شدن می‌رسد فولاد جاری نشده باشد در این حالت چه باید کرد؟





در این حالت چون بتن نزدیک به خرد شدن است رفتار غیرخطی

از خود نشان می‌دهد و تساوی کرنش‌ها از بین می‌رود چرا که بتن در شرایط

خرد شدن ترک خوردگی می‌شود و چسبندگی لازم را با فولاد ندارد

در این حالت هم باز فولاد جاری می‌شود این است که در رابطه مربوط به N_{max} می‌توان f_y را بکار برد

بنابراین حداکثر باری که می توان به ستون وارد کرد به صورت زیر است:

$$N_{max} = N_n = 0.85 f_{cc} A_c + f_y A_s$$

حال بعد این حداکثر بار را با N_n نمایش می دهیم و آن را بار مقاوم نهائی اسمی ستون می نامیم.

nominal ultimate strength

این مقاومت در آزمایشگاه است یعنی ما اگر ستون کوچکی را زیر دستگاه قرار دهیم زیر بار N_n خورد شده و می شکند

حداکثر بار مقاوم ستون طبق آبا:

همانطور که می دانیم در آیین نامه های جدید در آبا ما ضرایب اطمینانی بکار می بریم با توجه به این ضرایب اطمینان حداکثر باری که می توان به این ستون وارد کرد هم اندازه است.

این حداکثر بار را می توان با جایگزین کردن f_{cd} به جای f_{cc} و f_{yd} به جای f_y بدست آورد و مجموعه را با N_r نشان داده می شود و حداکثر بار مقاوم ستون در حالت حدی نهائی می نامیم.

$$N_r = 0.85 f_{cd} A_c + f_{yd} A_s$$

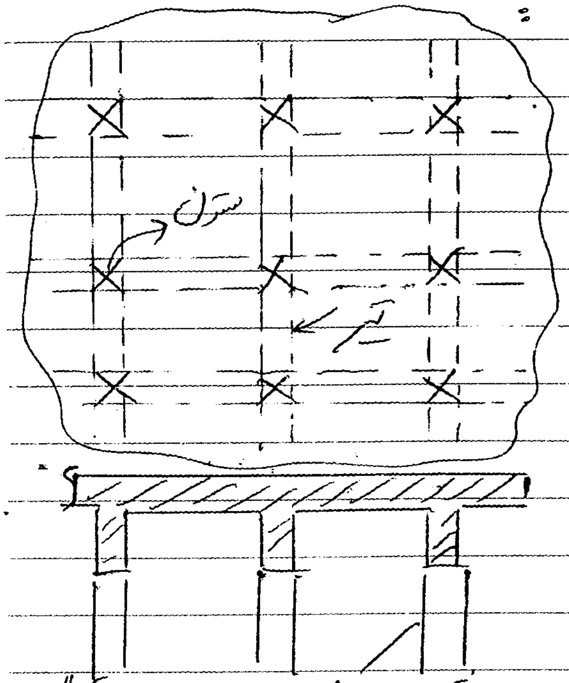
حال بعد با در محاسبات خود با N_r کار می کنیم این حداکثر باری است که آبا اجازه می دهد به ستون وارد شود یعنی N_u که خود بار در حد نهائی است همواره باید $N_r \geq N_u$ باشد. در این رابطه N_u بار وارده به ستون است که در ضرایب نیز شده است N_r مقاومت ستون است که از رابطه محاسبه شده است

جلسه

۸۹/۸/۴

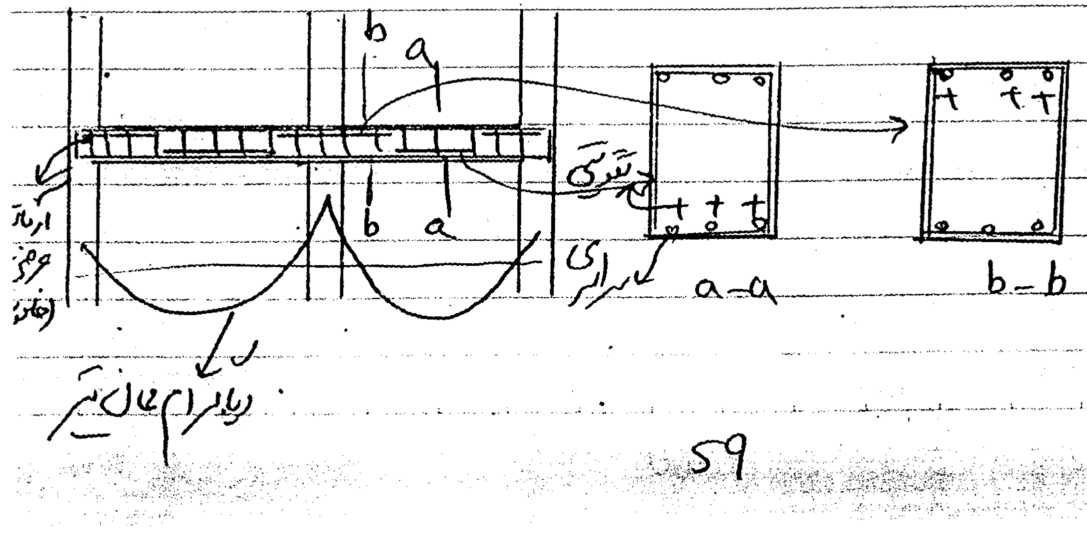
همواره باید این رابطه برقرار باشد

تحلیل و طراحی تیرها برای خمش:



تیرها اعضایی در سازه هستند که بار را از دال ها می گیرند و به ستون ها منتقل می کنند. این اعضا عملاً در خمش و برش کار می کنند و معمولاً برای این دو عامل طراحی می شوند. گاهی اوقات این اعضا تحت پیچش هم قرار می گیرند و بنابراین باید برای پیچش هم طراحی شوند. ما ابتدا این اعضا را برای خمش طراحی و تجزیه و تحلیل می کنیم و بعد برای برش و پیچش مورد بحث قرار می دهیم. در این فصل موضوع خمش مطرح است.

یک تیر بتن آرمه معمولاً مقطع مستطیلی شکل دارد و به صورتی که در شکل زیر نشان داده شده آرماتور گذاری می شود

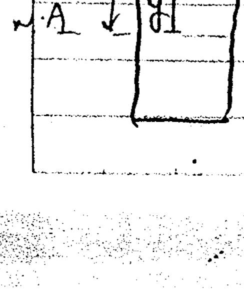

b
a
b
a
آرماتور حرارتی (اضافه)
تقویتی
سراسری
a-a
b-b
دیاگرام ممان تیر

همانطور که در شکل ملاحظه می‌شود ما در طول تیر در بالا و پایین یک سری (رده) آرماتور سراسری داریم و بعد در نواحی که ممان بیشتر از حالتی است که آرماتورهای سراسری تحمل می‌کنند از آرماتورهای تقویتی کمک می‌گیریم معمولاً در وسط دهانه تیرها و روی تکیه‌گاه‌ها آرماتورهای تقویتی داریم در وسط برای ممان مثبت و روی تکیه‌گاه برای ممان منفی. آرماتورهای عرضی برای تحمل برش و پیچش طراحی می‌شوند این آرماتورها مطابق شکل خم می‌شوند و به صورت یک حلقه درآورده می‌شوند مثلاً $\phi 10$ ، $\phi 12$ ، $\phi 8$ فواصل این آرماتورها در طول تغییر داده می‌شوند در نواحی که برش زیاد است فواصل کم است مثلاً 5 یا 10 cm و در نواحی که برش کم است فواصل بیشتر می‌شوند مثلاً 25 یا 30 cm.

- تحلیل (آنالیز) تیرها:

منظور از تحلیل یا آنالیز یک تیر این که مشخصات تیر به لحاظ سطح مقطع و فولادها معلوم است و بارگذاری معلوم است سؤالی که مطرح می‌شود این است که زیر اثر این بارها چه تنش‌هایی در بتن و فولاد ایجاد می‌شود و این تیر می‌تواند بار وارده را تحمل کند یا خیر؟!

اگر این سؤال در مورد یک تیر ساخته شده از یک ماده همگن مطرح می‌شد ما می‌توانستیم ممان وارده به تیر را بدست آوریم و سپس میزان تنش را از فرمولی که در مقاومت مصالح بدست آوردیم محاسبه می‌کنیم

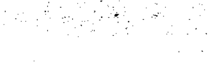


$$f = \frac{My}{I}$$

فرمول خمش

ممان اینرسی

$$f_{max} = \frac{Mc}{I}$$

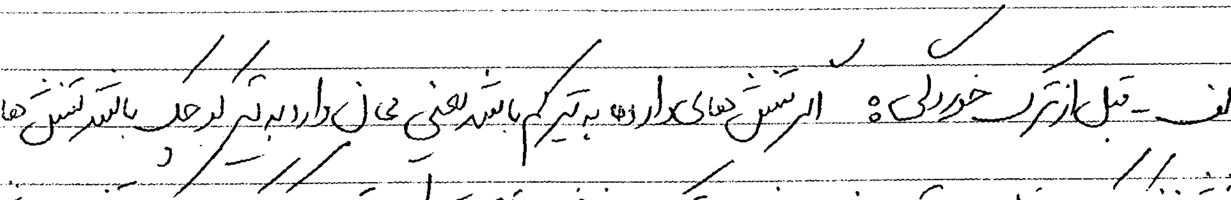


این روابط در مورد تیرهای بتن آرمه به راحتی کاربرد ندارد چرا که یک تیر بتن آرمه از دو مصالح فولاد و بتن ساخته شده و همگن نیست. به علاوه در تیرهای بتن آرمه ما با مشکل ترک خوردگی روبرو هستیم. مثلاً گفتیم بتن در کشش مقاومت کافی ندارد و زیر اثر تنش‌های کششی ترک می‌خورد. بنابراین مشکل اضافی می‌شود. عملاً ما نمی‌توانیم از فرمول خمش به راحتی استفاده کنیم. مسأله دیگری که در اینجا مطرح می‌شود موضوع غیر خطی بودن بتن در فشار است که مسأله را قدری پیچیده‌تر می‌کند. این مجموعه عوامل سبب می‌شود که نتوانیم یک فرمول واحد برای همه حالات (چه اعم از ترک نخورده، ترک خورده، بتن با رفتار خطی و بتن با رفتار غیر خطی) بدهیم. این موضوع ما را بر آن می‌دارد که رفتار تیر را در حالات مختلف بررسی کنیم و برای هر حالت روابط مربوط به خود را بدست آوریم.

یک تیر بتن آرمه در خمش بر حسب آنکه میزان بارگذاری چه اندازه باشد شکل‌های زیر را تجربه می‌کند.

الف - قبل از ترک خوردگی: اگر تنش‌های وارده به تیر کم باشد یعنی بار وارد به تیر کم باشد تنش‌های کششی نیز کم خواهد بود. در این وضعیت ترک نمی‌خورد. تمام مقطع در تحمل بار کمک می‌کند. بتن هم در کشش کمک می‌کند هم در فشار.

اگر بار افزایش پیدا کند رفته رفته به وضعیتی می‌رسیم که تنش‌های کششی زیاد می‌شود و بتن ترک می‌خورد. در این حالت ما با چنین مقطعی روبرو هستیم. بتن در کشش ترک خورده دیگر کارایی ندارد. فولاد مستقیماً باید کشش را تحمل کند. در این حالت ما با بتن بیشتری در ناحیه بالا و فولاد کششی در ناحیه پایین سر و کار داریم.



حال با توجه به میزان تنش فشاری در بتن تیر می‌توانیم بعد از ترک خوردن تیرها را در دو حالت بررسی کنیم

حالتی که تنش در بتن زیاد نیست در رفتارش را می‌توان خطی در نظر گرفت و حالتی که تنش در بتن فشاری زیاد است

در رفتار بتن غیر خطی است. دیاگرام های تنش به صورت نشان داده شده می‌باشند.

در ابتدای ترک خوردگی معمولاً ترک‌ها با چشم دیده نمی‌شوند ولی با افزایش بار کم کم ظاهر می‌شوند ترک‌ها هم در طول تیر و هم در ارتفاع تیر افزایش می‌یابند هر چه بار بیشتر شود هم این ترک‌ها بیشتر می‌شود و هم ترک‌ها باز می‌شود وقتی تیر به انتهای عمر خودش می‌رسد معمولاً عرض ترک‌ها در حدود چند mm خواهد بود طوری که به راحتی می‌توان یک مداد را درون آن فرو کرد و این عرض ترک را می‌توان در آزمایشگاه تجربه کرد

برای آنکه ببینیم چه تنش‌هایی در بتن و فولاد ایجاد می‌شود، باید تیر را در دوران بارگذاری خود در سه مرحله بررسی می‌کنیم

مرحله اول - قبل از ترک خوردن بتن:

در این مرحله فرض بر آن است که بتن در کشش ترک نخورده است بنابراین می‌توان وجود بتن را در کشش در نظر گرفت ها قبلاً دیده‌ایم که بتن در کشش‌های کم ترک می‌خورد مقاومت بتن در کشش را مدول گسیختگی نامیدیم و مقدار آن را برابر $f_r = 2\sqrt{f_c}$ به راحتی دیده می‌شود اگر مقاومت بتن 200 باشد f_r در حدود 30 kg/cm بدست می‌آید عدد 30 نسبتاً کوچک است و این نشان می‌دهد که مرحله ترک خوردن تیر خیلی طولانی نیست و تنش در بتن و فولاد در مرحله‌ها کوچک است ولی به هر حال وجود دارد

مرحله دوم - تیر ترک خورده است :

تنش های کششی از مقاومت تنش در کشش تجاوز کرده بنابراین تیر ترک خورده در این مرحله فرض می کنیم رفتار تنش در فشار خطی است .

مرحله سوم - در این مرحله تنش در کشش ترک خورده است و تنش در فشار رفتار غیر خطی دارد .

در زیر ما به ترتیب تحلیل تیر را در هر یک از این موارد بررسی می کنیم .

تحلیل تیر در مرحله اول ـ قبل از ترک خوردگی :

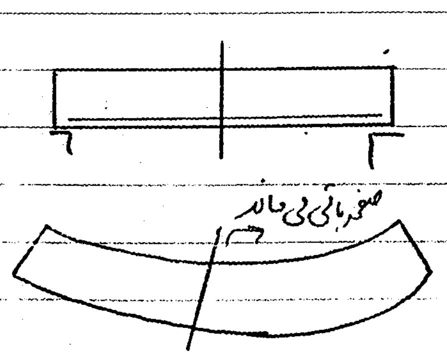
در این مرحله از تحلیل ما فرضیات زیر را می پذیریم : الف

① صفحات قائم مستوی بعد از خمش مستوی باقی می مانند

② بتن در کشش ترک نخورده است .

③ بتن در کشش و فشار رفتار خطی دارد .

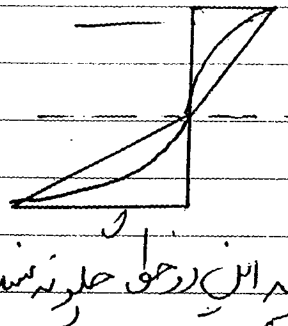
④ فولاد رفتار خطی دارد .



معنای این فرض این است که کوتاه شدگی تارها در فشار و طولانی شدن تارها در کشش به حدی است که

نیز آن را باید بگوییم رابطه خطی دارد و بنابراین وقتی می خواهیم در مورد دیاگرام کرنش ها صحبت کنیم بر اساس این فرض می پذیریم که دیاگرام کرنش ها خطی است

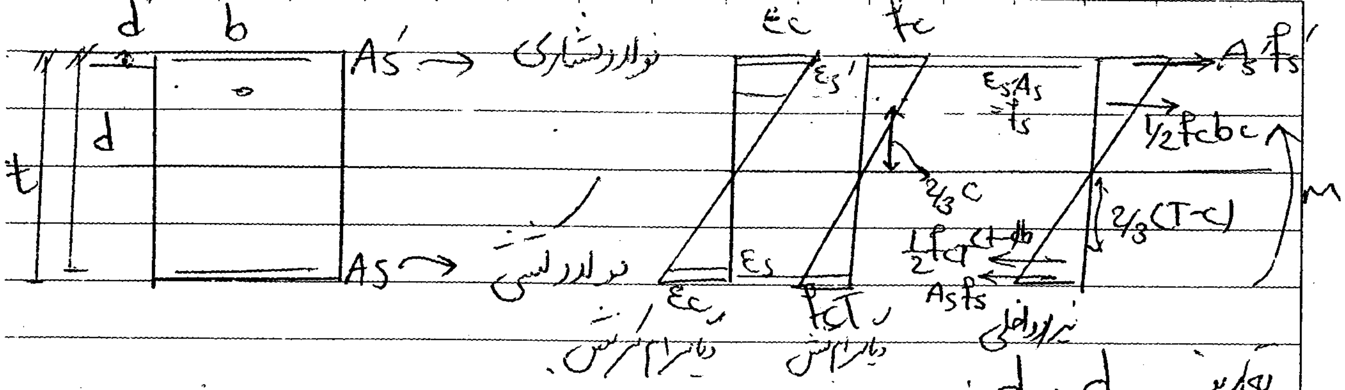
فرض مسطح بودن صفحات بعد از خمش در تیرهایی که همگن هستند مانند فولاد تقریباً درست است از نتیجه این امر آشکار می کند در بارگذاری نتیجه ما می توانیم که با کوتاه شدن بارهای مختلف رابطه یک دستگاهی که در اختیار داریم برای کنیم و به راحتی بلکه خطا کنیم که فرض خطی بودن دیاگرام کرنش ها صحیح است. اما در تیرهای بتن آرمه جای سوال دارد مخصوصاً وقتی تیر ترک خورده است در ناحیه فشاری که بتن سالم است تقریباً همزمان است خطی بودن دیاگرام کرنش ها ناحیه فشاری صحیح است ولی در ناحیه کششی که بتن ترک خورده است از این دیاگرام بتن در فشار ۱۰۰٪ صحیح نیست. در واقع شاید بهتر باشد برای دیاگرام کرنش ها در تیرهای ترک خورده یک دیاگرام دو خطی را بپذیریم.



بر اساس این ایده مطالعات زیادی صورت گرفته

و آزمایشات زیادی صورت گرفته که نتیجه کلیت تغییر

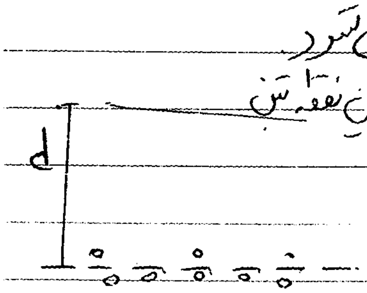
یعنی دو خطی بودن دیاگرام مورد تایید است ولی نتیجه گیری قابل ملاحظه و انکه این دو خط جلو به نسبت به هم عمل می کنند کاملاً روشن نیست. از طرفی ملاحظات آزمایشگاهی نشان می دهد که رفتار دو خطی دیاگرام کرنش ها تفاوت چندانی در نتایج ۵ درصد نسبت با دیاگرام خطی ندارد چون تقریباً دیاگرام یک خطی از سادگی خوبی برخوردار است این دیاگرام پذیرفته شده و در محاسبات وارد می شود


d′
b
t
d
As′ → فولاد فشاری
As → فولاد کششی
εc
εs′
εs
εc
دیاگرام کرنش
fc
fcT
دیاگرام تنش
2/3 c
εs′As = fs
1/2 fcbc
As′fs′
1/2 fct(t−c)b
Asfs
2/3(T−c)
M
نیروی داخلی

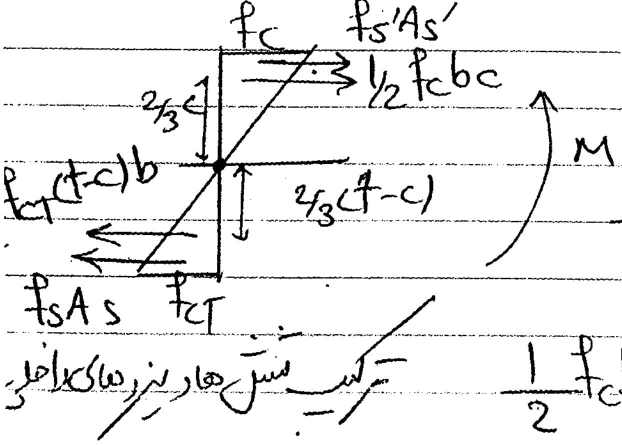
تعاریف d و d′:

d: که ارتفاع موثر تیر نامیده می‌شود 'effective height'

فاصله آخرین تار فشاری از سمت خمشی تا مرکز فولاد کششی ارتفاع موثر تیر نامیده می‌شود. با توجه به اینکه فاصله مرکز فولاد کششی را نادیده می‌گیریم در محاسبات و معمولاً ارتفاع موثر داده می‌شود


بالاترین نقطه فشار
d

d′: فاصله آخرین تار فشاری از مرکز ثقل فولاد فشاری است.


fc
fs′As′
1/2 fcbc
2/3 c
fct(t−c)b
2/3(t−c)
M
fsAs
fcT

ترکیب تنش‌ها و نیروهای داخلی

$$\frac{1}{2} f_c b c + A_s' f_s' - \frac{1}{2} f_{ct} b(t-c) - A_s f_s = 0 \quad ①$$

$$\frac{1}{2} f_c b c\left(\frac{2}{3}c\right) + A_s' f_s'(c-d') + \frac{1}{2} f_{ct} b(t-c)^2 \times \frac{2}{3}$$

$$+ A_s f_s(d-c) \quad ②$$

c، fs، fs′، fct، fc مجهول اند.

در اینجا هم با یک مسأله نامعین واقعیم بنابراین ناگزیریم ببینیم چه روابطی این تغییر شکل‌ها خود دارند برای این کار به ناچار کرنش‌ها را جمع می‌کنیم

روابط خطی بصورت زیر است:

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_{ct} &= \frac{t-c}{c}\,\varepsilon_c \\ \varepsilon'_s &= \frac{c-d'}{c}\,\varepsilon_c \\ \varepsilon_s &= \frac{d-c}{c}\,\varepsilon_c \end{aligned}\right\}$$

معادله سازگاری

و بعد معادله تنش‌ها (روابط سازگاری)

$$f_c = E_c \cdot \varepsilon_c$$

$$f_{ct} = E_{ct} \cdot \varepsilon_{ct}$$

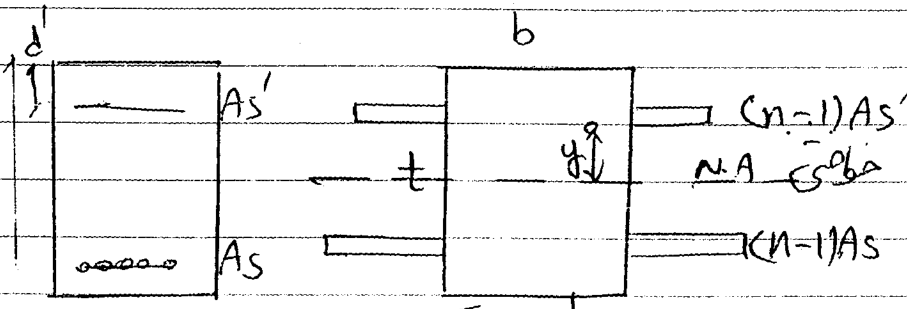
$$f'_s = E'_s \cdot \varepsilon'_s$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

— از جایگزین کردن پارامترها از معادلات سازگاری و معادلات تنش‌ها در معادلات تعادل می‌توان c بر حسب εc را بدست آورد و بعد از آن می‌توان تغییر کرنش و تنش‌ها را بدست آورد

جلسه
۹۰/۸/۹

نتیجه حاصل از معادلات سازگاری و تنش‌ها در معادلات تعادل به این صورت است که ما در این مرحله از تحلیل می‌توانیم ایده‌ی مقطع معادل را مطابق آنچه در شکل زیر نشان داده شده عنوان کنیم بدین معنا که جای فولادها معادل بتن قرار دهیم و بعد مقطع را مانند یک مقطع همگن بتنی در نظر گرفته مطابق روال عادی که در این مقاطع به کار برده می‌شود ابتدا محور خنثی و بعد ممان اینرسی مقطع را بکار می‌بریم تنش در هر یک از فیبرهای مقطع را از فرمول معروف خمش محاسبه می‌شود یادآوری می‌کنیم که محور خنثی از مرکز ثقل مقطع می‌گذرد



مقطع معادل بتنی

$$f_{cy}=\frac{M\cdot y}{I_g}\qquad I_g \rightarrow \text{ممان اینرسی مقطع معادل}$$

$$f_{s'}=n\,\frac{M(c-d')}{I_g}\qquad f_s=\frac{nM(d-c)}{I_g}$$

تنش در فولادها n برابر تنش در بتنی که به موازات آن‌ها قرار گرفته است.

- مرحله دوم تحلیل: بتن در کشش ترک خورده است.

و کشش در بتن کششی به حدی است که می‌توان آن را صفر فرض کرد.

فرضیاتی که در این مرحله به کار می‌بریم عبارتند از:

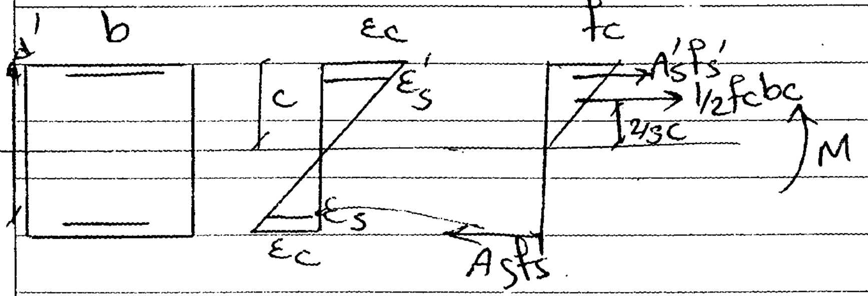
① صفحات مستوی بعد از خمش مستوی باقی می‌مانند.

② بتن در کشش ترک خورده است و هیچ کمکی به مقاومت تیر نمی کند

③ بتن در فشار رفتار خطی دارد.

④ تنش در آن از $\frac{1}{2}f_{cc}$ کمتر است.

⑤ فولاد رفتار خطی دارد.


d'
b
d
N.A
c
ε_c
ε_s'
ε_s
ε_c
f_c
$A_s'f_s'$
$\frac{1}{2}f_cbc$
$\frac{2}{3}c$
M
A_sf_s

تعادل

$$\frac{1}{2}f_cbc+A_s'f_s'-A_sf_s=0$$ تعادل نیرو ①

$$\frac{1}{2}f_cbc\left(\frac{2}{3}c\right)+A_s'f_s'(c-d')+A_sf_s(d-c)=M$$ ↷ تعادل خمشی ②

سازگاری

$$\varepsilon_s'=\frac{c-d'}{c}\varepsilon_c$$

$$\varepsilon_s=\frac{d-c}{c}\varepsilon_c$$

تنش‌ها

$$f_c=\varepsilon_c\cdot E_c$$

$$f_s'=E_s\cdot\varepsilon_s'$$

$$f_s=E_s\cdot\varepsilon_s$$

در معادلات سازگاری و تنش‌ها را در معادله‌های تعادل جایگزین می‌کنیم:

e.b: $\frac{1}{2}E_c\varepsilon_c bc + A_s'E_s\cdot\frac{c-d'}{c}\varepsilon_c - A_sE_s\frac{d-c}{c}\varepsilon_c = 0$

$$\Longrightarrow \boxed{\frac{1}{2}bc^2 + nA_s'(c-d') - nA_s(d-c) = 0} \quad \textcircled{I}$$

$$\frac{1}{2}E_c\varepsilon_c bc\times\frac{2}{3}c + A_s'E_s\frac{(c-d')^2}{c}\varepsilon_c + A_s\frac{(d-c)^2}{c}E_s\varepsilon_c = M$$

$$\Longrightarrow \boxed{f_c\left[\frac{1}{3}bc^3 + nA_s'(c-d')^2 + nA_s(d-c)^2\right] = M\cdot c} \quad \textcircled{II}$$

$$\Longrightarrow f_c = \frac{M\cdot c}{[I_{cr}]} \longrightarrow \text{ممان اینرسی}$$

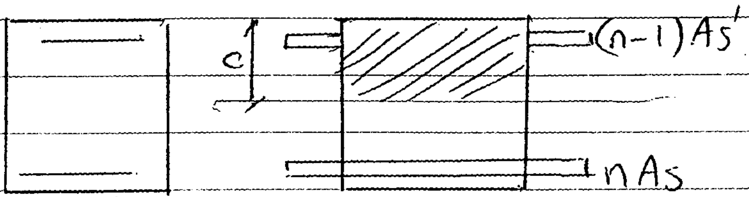
اگر به معادله ① توجه شود به راحتی دیده می‌شود که معادله اول بیانگر آن است که خط خنثی از مرکز ثقل مقطع معادل می‌گذرد

در معادله ② عبارت داخل کروشه ممان اینرسی مقطع معادل است یعنی مقطعی که به جای فولادها بتن قرار داده‌ایم. نتیجه‌گیری آنکه ما در تحلیل تیرها در حالت دوم نیز که بتن خطی است می‌توانیم ایده‌ی مقطع معادل را بکار ببریم. خط خنثی را جایی قرار دهیم که از مرکز ثقل مقطع معادل بگذرد، ممان اینرسی مقطع معادل را نسبت به خط خنثی بدست آوریم و بعد فرمول معروف به خمش را بکار ببریم. به راحتی می‌توان نشان داد که مقدار تنش در فولادها n برابر تنش در بتنی است که هم‌تراز آن‌ها قرار گرفته است.

حل مسأله در اینجا به سهولتی که در حالت اول دیدیم نیست چراکه عمق ناحیه فشاری بستگی به ناحیه ترک خورده پیدا می‌کند بنابراین ما ناگزیریم به صورت تکراری حرکت کنیم و در نتیجه به معادله درجه دومی برای c برسیم

در اینجا هم توجه می‌کنیم که وقتی نیروی فشاری بتن را حساب می‌کردیم وان را برابر $\frac{1}{2}f_c bc$ محاسبه آوردیم، تا دقیقاً باید سطح مقطع فولاد فشاری را از bc کم می‌کردیم نتیجه این که حالا هم در محاسبات الگو دیگر فشاری بجای n باید $(n-1)$ منظور کنیم. عین این کار را در مرحله اول تحلیل انجام دادیم.

خلاصه محاسبات فوق را در زیر می‌آوریم:



چون در این مقطع تنش خود دو مقدار برابر هم شود ⇐ n داریم

$$\frac{1}{2}bc^2+(n-1)A_s'(c-d')-nA_s(d-c)=0$$

$$I_{cr}=\frac{1}{3}bc^3+(n-1)A_s'(c-d)^2+nA_s(d-c)^2$$

$$f_s'=n\frac{M(c-d')}{I_{cr}} \quad , \quad f_s=n\frac{M(d-c)}{I_{cr}} \qquad f_{cy}=\frac{M}{I_{cr}}$$

معادله‌ی اول یعنی معادله‌ی c به همین معادله‌ی c معروف است. این معادله برای تعیین ارتفاع خط خنثی مورد استفاده قرار می‌گیرد. معادله‌ی دوم I_{cr} ممان اینرسی بتن ترک خورده است دیدیم بتن ترک نخورده I_g (I_{gross}) دارد و وقتی ترک خورده است ممان اینرسی I_c ($I_{cracked}$) دارد.

تحلیل تیرها در مرحله سوم :

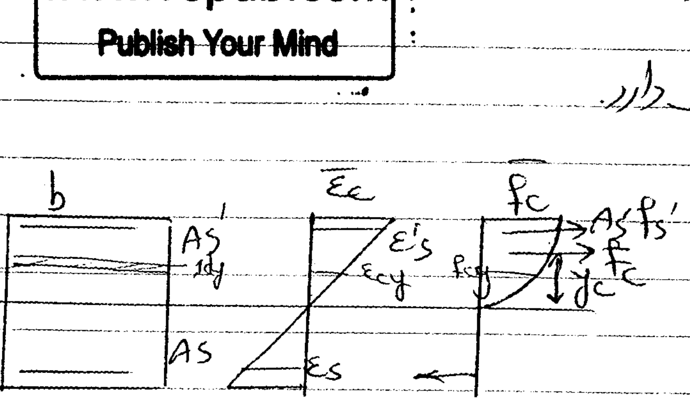
در مرحله سوم بتن در کشش ترک خورده است و تنش در بتن فشاری به حدی رسیده که دیگر نمی توان آن را خطی فرض کرد یعنی بتن رفتار غیرخطی دارد. تنش max در بتن از $\frac{1}{2}f'_c$ بیشتر است در این مرحله فرضیات زیر پذیرفته می شود

① قبل تحول صفحات مستوی مستوی باقی می مانند

② بتن در کشش ترک خورده است و مقاومتی ندارد

③ بتن در فشار رفتار غیرخطی دارد

④ فولاد رفتار الاستو پلاستیک دارد.



همانطور که ملاحظه می شود با فرض کرنش ها خطی کشیده شده و معادلات کرنش را می توان نوشت تنش در بتن فشاری بصورت منحنی نشان داده شده است این منحنی می تواند یکی از معادلات گفته شده برای منحنی تنش باشد ساده ترین آن ها معادله درجه دومی است که قبلاً نوشته ام

در این حالت ابتدا باید F_c نیروی فشاری که نقطه عمل می کند نقطه اثر آن y_c را پیدا کنیم. برای این کار جزء سطح $b\times dy$ را در نظر می گیریم مقدار تنش را روی آن حساب می کنیم و سپس انتگرال می گیریم

$$c=\int_0^c f_{cy}\cdot b\cdot dy=\int_0^c g(\varepsilon_{cy})\,b\cdot dy=\int_0^c g\left(\frac{y}{c}\varepsilon_c\right)b\,dy$$

معادله منحنی تنش

با توجه به آنکه $g(\varepsilon_c)$ معادله منحنی تنش درست است این انتگرال را می‌توان نسبت به y در جای

y، صفر و c قرار داد. نتیجه فوق می‌شود تابعی است $G(c, \varepsilon_c)$ بدست می‌آید. به همین ترتیب

می‌توان مرکز ثقل را بدست آورد:

$$y_c = \int_0^c f_{cy} \cdot y b\, dy$$

$$= \int_0^c g(\varepsilon_{cy})\, y \cdot b\, dy = \int_0^c g\left(\tfrac{y}{c}\varepsilon_c\right) y b\, dy$$

$$= \overline{G}(c, \varepsilon_c)$$

Publisher Muhammad

حال می‌توان معادلات تعادل را مطابق معمول نوشت:

$$F_c + A_s' f_s' - A_s f_s = 0$$

$$F_c y_c + A_s' f_s'(c-d') + A_s f_s(d-c) = M$$ ممان خارجی

معادلات سازگاری مطابق معمول نوشته می‌شود، معادله تنش فولاد نیز باید نوشته شود

$$\begin{cases} f_s = E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s < \varepsilon_{sy} \\ f_s = f_y \end{cases}$$

در مورد فولاد باید توجه کرد که ما با یک منحنی دو خطی سر و کار داریم در این جا نمی‌توان با یک معادله نشان داد

بنابراین چاره‌ای نداریم که فرض را کنترل کنیم و بعد عملیات را ادامه دهیم. مثلاً فرض کنیم هر دو فولاد رفتار

خطی دارند $f_s = E_s \cdot \varepsilon_s$ یا هر دو فولاد جاری شده اند $f_s = f_y$ و یا یکی رفتار

خطی دارد و دیگری جاری شده است. بعد با این فرض وارد حل مسأله می‌شویم و راه حل را ادامه می‌دهیم

سرانجام ما به دو معادله c و ε می‌رسیم. این دو معادله را می‌توان حل کرد و c و ε را بدست آورد. بعد از آن با استفاده از معادلات سازگاری ε_s و ε_c بدست می‌آید. حالا می‌توان کنترل کرد که آیا فولادها جاری شده‌اند یا نه؟ آیا فرض ما صحیح بوده یا نبوده؟ اگر فرض صحیح نبود بر می‌گردیم فرض را اصلاح می‌کنیم و دوباره عملیات را ادامه می‌دهیم. سرانجام تنش‌ها بدست می‌آید. با این ترتیب جواب سوال در مرحله سوم تحلیل هم بدست آورده می‌شود.

عملیات در مرحله سوم تحلیل نسبتاً طولانی است. صحبت از انتگرال گیری است و اگر منحنی تنش هم رابطه‌ی پیچیده‌تری از سهمی درجه دوم داشته باشد خود انتگرال گیری دچار مشکل می‌شود. ما در عمل کمتر به تعیین تنش‌ها در مرحله سوم نیاز داریم. این است که شاید در عمل هیچگاه نیاز به تعیین تنش‌ها در این مرحله نباشد. اگر ضرورتی پیش آید، می‌خواهیم بدانیم باری که به تیر وارد می‌شود برای تیر قابل تحمل است و تعیین تنش‌ها به مرحله سوم کشانده شد، ما باز هم آن را به طریق دیگری می‌دهیم.

جلسه
۸۹/۸/۱۶

تحلیل تیرها در حد نهایی :

سوال دومی که معمولاً در تحلیل تیرها مطرح می شود اینکه تیر چه باری می تواند تحمل کند قبل از آنکه نابود شود (Failure) منظور آنکه تیر شکسته شود و یا آنقدر به نحوی خاصیت تحمل بار را از دست بدهد. جواب این سوال دو منظور را برآورده می کند اول آنکه حداکثر باری که می توان به تیرها داد را تعیین می کند دوم آنکه اثر بار در مرحله سوم تحلیل به تنش رفتار غیرخطی نشان می دهد نتوانیم از عهده ی اشکال این تیری ها برآییم و نتوانیم تنش ها را تعیین کنیم می توانیم بجای تنش ها بارهای که تیر می تواند تحمل کند بدست آوریم و با بار وارده به تیر مقایسه کنیم در واقع ببینیم که بار وارده برای تیر قابل تحمل است یا نه !

قبل از آنکه به روش ها بپردازیم ابتدا ببینیم یک تیر چگونه نابود می شود. سه حالت برای نابودی تیر مشاهده می شود :

۱) نابودی در فشار (Compresion Failure) :

در این حالت بتنی که در فشار قرار دارد خورد می شود. بنابراین تیر بتنی که تواند فشار را تحمل کند از دست می دهد در نتیجه ضعیف می شود

۲) انهدام در کشش (Tension Failure) :

در این حالت فولاد در کشش گسیخته می شود. این انهدام ، انهدام کششی نامیده می شود.

۳) نابودی در برش (shear Failure) :

در این حالت تیر در برش نابود می‌شود. نابودی به این صورت انجام می‌شود که ترک‌های کج در بارگذاری زیاد به طور قابل ملاحظه باز می‌شوند و خود ترک به صورت قابل ملاحظه‌ای در ارتفاع تیر بالا می‌رود به طوری که ارتفاع بتن فشاری را محدود می‌کند. ممکن است این بتن فشاری به حد برش رسیده باشد و در این صورت تیر بریده می‌شود. دو سمت تیر نسبت به یکدیگر حرکت دارند که طبیعتاً تیر ظرفیت باربری خود را از دست می‌دهد. و بین این سه نوع انهدام معمولاً انهدام نوع اول تیر اتفاق می‌افتد یعنی بتن در فشار به حد نهایی می‌رسد، خرد می‌شود و تیر بار را نمی‌برد. نوع دیگری از انهدام که بعد از انهدام فشاری تیر معمول است، انهدام فشاری-برشی است. یعنی ابتدا قسمتی از بتن فشاری خرد می‌شود و سپس تیر در برش شکسته می‌شود. انهدام کششی به ندرت اتفاق می‌افتد چون فولاد به طور قابل ملاحظه‌ای می‌تواند تغییر طول بدهد و گسیخته شود مگر آنکه فولاد از نوع نامرغوب باشد که در این صورت ظرفیت تغییر طول دهی آن کم می‌باشد. انجام آزمایشات فولاد قبل از آنکه در ساخت تیر جهت کار برده شود به همین علت است. قبلاً گفته‌ام که در آزمایشگاه نه تنها باید به مقاومت فولاد را دید بلکه باید به میزان ظرفیت تغییر شکل دهی آن هم توجه کرد.

ما در تعیین لنگر خمشی max که تیر می‌تواند تحمل کند نوع انهدام فشاری تیر را که معمول‌تر است در نظر می‌گیریم یعنی فرض می‌کنیم بتن بجایی می‌رسد که شکسته شود.

البته باید دید بتن در چه کرنشی شکسته می‌شود. جواب این سوال را آزمایشگاه می‌دهد.

آزمایش‌های متعددی برای پاسخ به این سوال انجام شده است. شواهد آزمایشگاهی حاکی از آن است که بتن در فشار ناشی از خمش یعنی در تیرها در کرنشی در حدود 0.003 تا 0.004 می‌شکند. این در حالی است که اگر بتن را مستقیماً زیر فشار یکنواخت قرار دهیم در کرنشی برابر با 0.002 تا 0.0025 شکسته می‌شود.

ما در محاسبات خود محافظه‌کارانه برخورد کرده، حد شکست بتن را برابر با 0.003 بحساب می‌آوریم. بنابراین در محاسباتی که برای خمش در تیرها یا برای خمش و فشار در ستون‌ها انجام می‌دهیم حد کرنش بتن را 0.003 در نظر می‌گیریم.

- لنگر خمشی مقاوم نهایی اسمی: Nominal ultimate M st

این ممان حداکثر ممانی است که تیر می‌تواند تحمل کند و با حداکثر ممان منظور ما آن است که در آزمایشگاه می‌توان این ممان را تجربه کرد منظور را بکند در این ممان هیچ گونه ضریب اطمینان یا بار حداکثری دیگری وجود ندارد. اگر گفته شد لنگر خمشی مقاوم نهایی تیر 40T-m است منظور ما این است که اگر این تیر را در آزمایشگاه تحت خمش قرار دهیم ممانی در حدود 40T-m خواهیم گرفت. بنابراین منظور این نیست که تحت این ممان تنش از 120 تجاوز نکند اساساً چنین مفهومی در کار نیست. با این ممان دقیقاً منظور ما این است که این حداکثر ممانی است که در آزمایشگاه می‌توان گرفت.

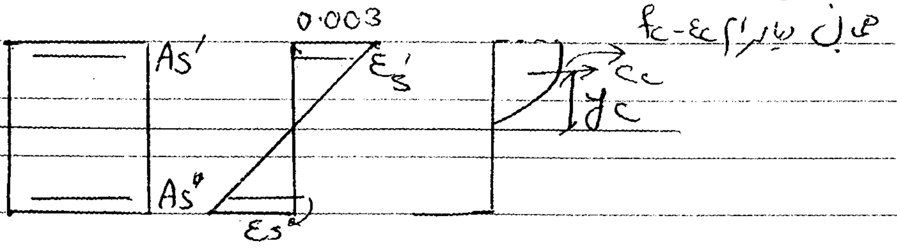
برای تعیین این مقدار فرضیات زیر را می‌پذیریم:

① صفحات مستوی بعد از خمش مستوی باقی خواهند ماند (دیاگرام کرنش خطی فرض می‌شود)

② حداکثر کرنش در بتن فشاری 0.003 است.

③ بتن در کشش ترک خورده است و از مقاومت کششی آن کلاً صرف‌نظر می‌شود.

④ تنش فولاد الاستیک پلاستیک فرض می‌شود (که فولاد دیاگرام تنش دو خطی دارد)



همانطور که ملاحظه می‌شود تیر را در این وضعیت خود در انتهای مرحله‌ی سوم قرار داده‌ایم یعنی در واقع تحلیل تیر در این وضعیت همان تحلیل در مرحله سوم است با این تفاوت که ما در انتهای آن مرحله قرار داریم و کرنش در بتن 0.003 است در چنین وضعیتی دیاگرام تنش در ناحیه بتن فشاری کاملاً روشن است و مقدار آن با استفاده از معادله‌ی تنش - کرنش بتن قابل محاسبه می‌باشد.

این چنین است تا به راحتی می‌توانیم انتگرال منحنی تنش را بر روی ناحیه بتن فشاری بدست آوریم، چون ارتفاع محور خنثی معلوم نیست این معادله تابعی از c خواهد بود ولی قابل محاسبه است.

با همان روش انتگرال‌گیری که در مرحله سوم اشاره شد هم می‌توان C_c و هم $\bar{y}_c$ را بدست آورد.

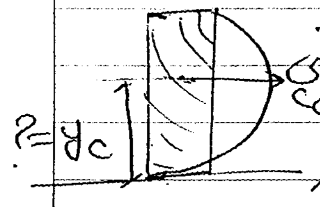
بعد می‌توان معادلات تعادل و سایر معادلات را نوشت. دو مجهول در معادلات وجود دارد: c و M

ارتفاع خط خنثی در حالت نهایی.

با حل این دو معادله می‌توان M و C را بدست آورد:

و اما نوآوری آنکه ما با معادلات مقاومت نهایی بیشتر کار می‌کنیم و تقریباً در تمام جریان طراحی با این معادلات سر و کار داریم این است که تقریبی بر روی این معادلات اعمال می‌کنیم و سعی می‌کنیم راه حلی بیندیشیم که ما را از جریان انتگرال‌گیری خارج کرده، راحت‌تر و سریع‌تر جوابی بدست بدهد. روشی که طی شده به صورت زیر است:

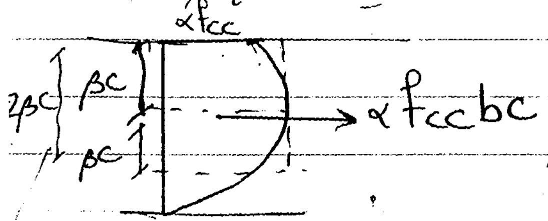
سعی شده برای دیاگرام تنش در تیر یک منحنی جایگزینی ساده در نظر گرفته شود. راحت‌ترین راه حل آنکه این منحنی با یک خط راست جایگزین شود. مثلاً خط بریده‌ای که نشان داده‌ام در واقع بدان مفهوم است که به جای آنکه تنش در تیرهای مختلف را اعمال کنیم لذا جهت دیاگرام تغییرات منحنی شکل در نظر بگیریم تنش را یکنواخت فرض می‌کنیم این ساده‌ترین راه حل است که می‌توانیم انتخاب کنیم. در واقع ما به جای سطح زیر منحنی یک مستطیل انتخاب کرده‌ایم (این منحنی را مستطیل) باید دو خصوصیت داشته باشد اول آنکه با سطح زیر منحنی یکسان باشد که بعد از این در واقع در عرض تیر ضرب شود و نیروی فشاری C را بدست می‌دهد. خصوصیت دوم آنکه باید محل اثر C را که y_c باشد به خوبی بدست دهیم.



در پژوهش اولیه‌ای که برای این منظور در دهه‌ی ٦٠ میلادی به عمل آورده شد سعی شد این دو پارامتر که به عنوان سؤال مطرح شد به خوبی بدست داده شود. به طور کلی نتیجه‌ی کار با شواهد آزمایشگاهی می‌خواند.

اما دیری نگذشت که مشکلی پیش آمد تا آنکه مشاهده نمودند که مهندسین با این مستطیل کار می کنند بعد از مدتی فراموش می کنند که نیروی C در مرکز ثقل مستطیل وارد می شود در فاصله‌ی $\frac{c}{2}$ از محور خنثی وارد می شود. این موضوع ضمناً مشکلاتی به همراه داشت و مبنای علمی بدست نمی داد. این است که در فکر بالا بردن در این مستطیل سعی شد پارامترهای مستطیل به طریقی تعریف شود که برآیند نیروی C دقیقاً در مرکز ثقل مستطیل وارد آید.

این بدان مفهوم است که مستطیل می‌تواند بزرگتر شود طول آن کاهش و عرض آن افزایش می‌یا آزمایشات متعددی بر روی این کار انجام شد در این آزمایشات سعی شد هم برای C یک رابطه ساده بدست داده شود و هم برای نقطه اثر آن رابطه ساده‌تری که [illegible] گردد. رابطه‌ی ساده‌ای که برای این دو برای تیرهای معمولی بدست آورده شد $\alpha f_{cc} b c$ و برای دیگری βc.



بعدی آزمایشات شد برای f_{cc} های کمتر از $300 \frac{kg}{cm^2}$ عدد $\alpha = 0.72$ و $\beta = 0.425$ را بدست آورد. بر اساس این آزمایشات با توجه به مطلبی که در بالا اشاره کردیم مستطیل جدید باید دارای چنین مشخصاتی باشد.

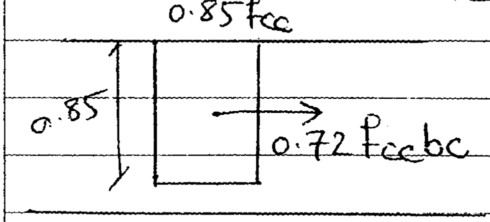
اگر قرار باشد طول مستطیل $2\beta c$ باشد α دیگر نمی‌تواند با α یکسان باشد باید عدد دیگری باشد به طوری که مساحت مستطیل جدید با مساحت مستطیل اولیه مساوی بوده و هر دو برابر

باشد $\alpha f_{cc} b c$

$\alpha' f_{cc} \times 2\beta c \cdot b = \alpha f_{cc} b c$

$$\Longrightarrow \alpha' = \frac{\alpha}{2\beta} \Longrightarrow \alpha' = \frac{0.72}{2\times 0.425} = 0.85 \ast$$

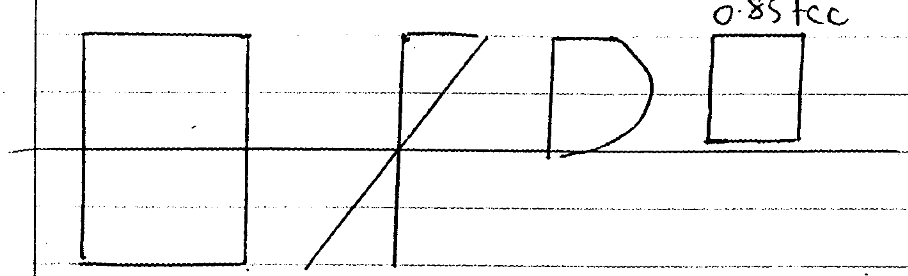
یعنی می توان منحنی را برداشت و بجای آن مستطیل زیر را گذاشت



این مستطیل، مستطیل تنش معادل نامیده می شود. (Equivalent stress Rectangular Block)

ما من بعد بجای آنکه از منحنی تنش استفاده کنیم و وارد جریان انتگرال گیری و غیره شویم از این مستطیل استفاده می کنیم، کار ما را بسیار راحت می کند

بنابراین نتیجه کلی به صورت زیر خلاصه می شود:



در این درس عنوان شد که مستطیلی که در بالا نشان دادیم برای حالتی بود که $f_{cc} < 300$ بود،

آزمایشات بیشتری صورت گرفته، بتن با مقاومت های دیگر بکار برده شده است، نتیجه اندازه گیری ها

چنین بدست آمده که α برای بتن های مختلف تقریباً ثابت است و مساوی همان 0.85

جلسه

۷/۸/۱۸

می باشد ولی β برای بتن های مختلف متفاوت خواهد بود برای β می توان یک رابطه خطی با تقریب نسبتاً خوبی نوشت بنابراین مستطیل تنش معادل به صورتی که در شکل نشان داده ام نوشته می شود.

$\beta_1 = 0.85 \quad f_{cc} \leq 300$

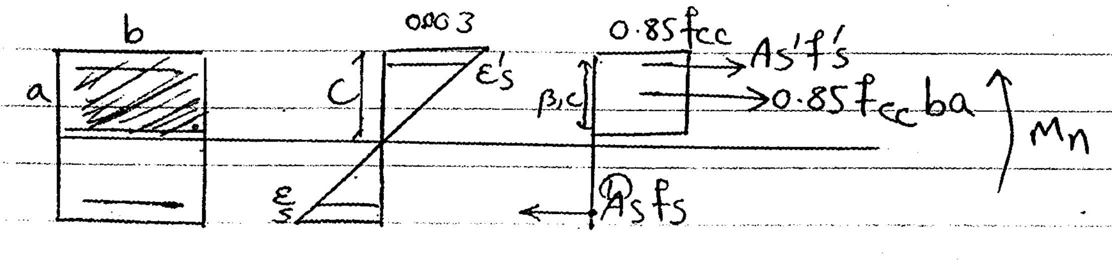
$\beta_1 = 0.85 - 0.0008(f_{cc} - 300) \quad f_{cc} > 300$

$* \beta_1 \geq 0.65$ همواره

بنابراین ما بعد از این مستطیل را بجای منحنی تنش بکار می بریم. همانطور که گفته شد عملیات را فوق العاده ساده می کنیم.

— لنگر خمشی مقاوم نهایی (M_n):

در تعیین معادل مقاوم نهایی همان فرضیاتی که در قبل انجام داده ایم می پذیریم تنها تفاوتی که در اینجا ایجاد می شود آنکه ما فرض می کنیم بجای منحنی تنش مستطیل تنش معادل را به کار می بریم.


b
a
0.003
c
ε'_s
ε_s
$\beta_1 c$
$0.85 f_{cc}$
$A'_s f'_s$
$0.85 f_{cc} b a$
M_n
$A_s f_s$

$0.85 f_{cc} b a + A'_s f'_s - A_s f_s = 0$

معادلات تعادل

$M_n = 0.85 f_{cc} b a (d - a/2) + A'_s f'_s (d - d')$ ①

معادلات سازگاری:

$$\begin{cases} \varepsilon'_s = \dfrac{c-d'}{c} \times 0.003 \\ \varepsilon_c = \dfrac{d-c}{c} \times 0.003 \end{cases}$$

معادلات مشخصه‌ها: (فولاد)

چون نمودار فولاد رفتار الاستو - پلاستیک دارد که یک منحنی دو خطی است برای این دو خط نمی‌توان معادله واحدی نوشت و عملیات را با این معادله واحد حل کرد بنابراین باید فرضی را بپذیریم، یعنی فرض کنیم فولادها روی خط اول اند یا روی خط دوم اند و یا یکی روی خط اول است و دیگری روی خط دوم. مثلاً به عنوان مثال فرض کنید فولاد کششی روی خط دوم باشد یعنی $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$ یعنی $f_s > f_y$ و نیز فرض کنیم فولاد فشاری روی خط اول باشد $\varepsilon'_s < \varepsilon_{sy}$

$\Leftarrow f'_s = E_s . \varepsilon'_s$.

حال می‌توانیم از این روابط در دو معادله تعادل جایگزین کنیم مثلاً اگر در معادله اول جایگزین کنیم

$$0.85 f_{cc} \beta . C + A_s' E_s \frac{c-d'}{c} \times 0.003 - A_s f_y = 0$$

همان طور که ملاحظه می‌شود با یک معادله درجه دوم c برخورد می‌کنیم $\Leftarrow$ c پیدا می‌شود

از جایگزین کردن c در معادلات سازگاری می‌توان کرنش‌ها را بدست آورد، قبل از آنکه به تنش بپردازیم باید کنترل کنیم که فرض ما در مورد فولادها درست بوده یا نبوده در اینجا باید کنترل کنیم آیا فولاد کششی جاری می‌شود یا خیر و آیا فولاد فشاری جاری نمی‌شود و یا می‌شود؟ چنانچه فرض پیش بینی شده را کنترل نماییم

اگر فرض ما درست بوده می توانیم تنش های فولاد را پیدا کنیم در معادله دوم قرار دهیم و M_n را بدست آوریم. اگر فرض ما درست نبود باید بر گردیم و فرض تازه ای را بپذیریم و عملیات را از نو تکرار کنیم. سرانجام M_n بدست می آید.

روشی که در بالا عنوان شد روش کلی برای تعیین ممان مقاوم است، در زیر خواهیم دید که با تعیین ممان مقاوم را در حالت خاص هم بررسی می کنیم که اکثراً مورد استفاده ما قرار می گیرد. هر زمان که به روش کلی حل مساله اشاره شد منظور روشی است که در اینجا عنوان شد.

✳ حالت خاص:

- هر دو فولاد جاری می شوند:

معمولاً در حد نهایی وضعیت به صورتی است که کرنش ها هم در فولاد فشاری هم در فولاد کششی زیاد است و این دو جاری می شوند یعنی در این حالت خاص معادلات به چه صورتی در می آید،

در این حالت خاص ما کافی است در دو معادله ی تعادل به جای f_s ، f'_s ، f_y قرار دهیم:

$$0.85 f_{cc} b a + A'_s f_y - A_s f_y = 0$$

$$M_n = 0.85 f_{cc} b a (d - a/2) + A'_s f_y (d - d')$$

از معادله ی اول a به راحتی قابل محاسبه است و از رابطه دوم M_n به راحتی بدست می آید:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f_{cc} b} \checkmark$$

$$\Longrightarrow M_n = \checkmark$$

M_n را به صورت زیر هم می‌توان نوشت :

$$M_n = (A_s - A_s')f_y(d - a/2) + A_s' f_y (d - d')$$

* حالت خاص تر :

- فولاد فشاری نداریم :

ما قبلاً بحث کرده‌ایم که در قطعات بتن آرمه وظیفه تحمل فشار به عهده بتن است ، فولاد فشاری در محل های که نیاز به مقاومت کششی است بکار برده می‌شود در این ترم این امر جاری است ما بطور کلی فولاد فشاری بکار نبریم و این کار را هم می‌کنیم ، مگر به اینکه به علتی مجبور شویم بعد اجرا هم دید که چه زمانی مجبور خواهیم شد . مجدداً فرض اینکه فولاد فشاری نداریم بنابراین تغییری در کلی ایجاد شود

www.vaygup.com
Publish Your Mind

$$\begin{cases} a = \dfrac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} \\ M_n = A_s f_y (d - a/2) \end{cases}$$

با این ترتیب ملاحظه می‌شود که روابط نسبتاً ساده است و سریع می‌توان محل تعادل را پیدا کرد .

اگر از معادله اول در معادله دوم جایگزین نماییم به رابطه‌ای نظیر زیر می‌رسیم :

$$M_n = f_c' b d^2 \underbrace{q(1 - 0.59q)}_{R}$$

$$R = q(1 - 0.59q)$$

$$M_n = R f_c' b d^2$$

$q=\frac{\rho f_y}{f'_c}$

درصد فولاد کششی $\rho=\frac{A_s}{bd}$

توجه شود که در تعیین ρ، bd بکار برده می‌شود نه bt !!

معنی این عبارت آن است که تنها فولاد کششی داریم ابتدا ρ، بعد q، بعد R و بعد M_n را محاسبه می‌کنیم. ملاحظه می‌شود در اینجا ۴ گام حرکت لازم داریم، در حالیکه در معادله اولیه دو گام تغییر کرد a و M_n! بنابراین در تعیین M_n منطقی نیست که با این راه حل را پیش ببریم. منطقی آن است که ابتدا a سپس M_n محاسبه شود.

معادله R در ادبیات بتن آرمه به معادله q معروف است که یک معادله درجه دوم برحسب q است. معرفی این رابطه به دلیل طراحی است که بعداً مفصل خواهیم دید. ما همه حالاتی که باید پوشش دهیم را دیدیم.

- ممان مقاوم در حالت حدی مقاوم :

حالا که با این ممان مقاوم نهایی (M_n) آشنا شدیم دیدیم یک تیر چه ممانی می‌تواند تحمل کند قبل از آنکه شکسته و نابود شود، حال می‌خواهیم ببینیم آیین نامه ایران (آبا) چه ممانی را اجازه می‌دهد به تیر وارد کنیم. لازم به یادآوری است که آیین نامه برای خود ضرایب اطمینانی را قائل است، می‌خواهیم ببینیم با منظور کردن این ضرایب اطمینان ممان مقاوم چه اندازه خواهد بود.

این ممان به ممان مقاوم درحالت حدی نهایی معروف است (Mr) برای تیری که در مثال شماره ۳ مرتب ۳ حل کردیم دیدیم ممان مقاوم نهایی 99.8 T-m بدست آمد این ممانی است که اگر به تیر وارد شود بتن در تیر خورد می شود و تیر نابود می گردد، بدیهی است مهندس ناظر نمی تواند اجازه دهد این ممان به تیر وارد شود، مهندس ناظر ملاحظات خود را برای ایمنی دارد و ضرایب اطمینان دارد می گیرد بنابراین منطقی است که مهندس ناظر روی ممان بارگذاری پیاده شود و اجازه وارد کردن ممان بارگذاری بر تیر بدهد

برای اینکه بتوانیم ممان Mr را ایده آل کنیم کافی است بجای f_{cc}، $\varphi_c f_{cc}$ یا f_{cd} را وارد کنیم

$$f_{cd} = \varphi_c f_{cc} \quad , \quad f = \varphi_s f_y$$

با این ترتیب ملاحظه می شود کلیه بحث هایی که در بالا درباره ی Mn انجام دادیم می توانیم در مورد Mr تکرار کنیم با این شرط که بجای f_{cc}، f_{cd} و بجای f_y، f_{yd} قرار دهیم.

(f_{cd} را جایگزین می کنیم!)

$$0.85 f_{cd}\, b a + A_s' f_s' - A_s f_s = 0$$

$$M_r = 0.85 f_{cd}\, b a (d - a/2) + A_s' f_s' (d - d')$$

درحالت خاص که فولادها جاری می شوند معادلات به صورت زیر در می آیند:

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_{yd}}{0.85 f_{cd}\, b}$$

$$M_r = (A_s - A_s') f_{yd} (d - a/2) + A_s' f_{yd} (d - d')$$

جلسه
۸۹/۸/۲۳

درحالتی که تنها فولاد در کشش داریم :

$A_s'=0$

$$a=\frac{A_s f_{yd}}{0.85 f_{cd} b}$$

$$M_r=A_s f_{yd}\left(d-a/2\right)$$

در معادله‌ی q رابطه به‌صورت زیر نوشته می‌شود:

$$M_r=f_{cd} b d^2 \underbrace{q\left(1-0.59q\right)}_{R}$$

$$R=q\left(1-0.59q\right)$$

$$M_r=R f_{cd} b d^2$$

در این آیین‌نامه‌ها (ACI) محاسبات برای Mn صورت می‌پذیرد یعنی همان مقاوم نهایی به راحتی می‌توان دید که با تغییر fc و fy به fcd و fyd ، ما از مدل ACI به مدل آبا می‌رسیم این موضوع در استفاده از نرم افزارهایی که در بازار موجود است کمک فراوانی می‌کند.

- در تعیین لنگر خمشی مقاوم در حد نهایی چه وقت فولادها جاری می‌شوند؟

در تعیین لنگر خمشی مقاوم نهایی داریم که وقتی محاسبات از معادله‌ی مشخصه فولادی کنیم نمی‌توانیم برای دیاگرام دو خطی یک معادله‌ی عمومی بنویسیم ناگزیر بودیم برای هر خط معادله‌ی جداگانه بنویسیم و بنابراین در حل مساله ناچار شدیم فرضیاتی را بپذیریم و بعد کنترل کنیم که آیا فرضیات صحیح

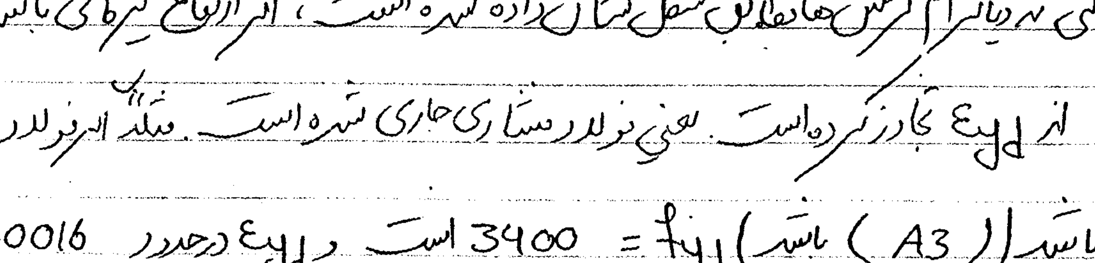
بوده یا نشده است. می‌خواهم ببینم آیا می‌توان راه حلی پیدا کرد که بتوان آن را تشخیص داد در روی کدام یک از مقطع‌ها دیاگرام دو خطی قرار دارم به عبارت دیگر تشخیص کنیم که آیا فولادها جاری می‌شوند یا نمی‌شوند. این یک راه حل کلی است و چنانچه بخواهیم از این راه حل استفاده کنیم تغییری در پاسخ به سؤال تشخیص جاری مقادیر ایجاد نمی‌شود، همواره می‌توان روش ، زدن دو خط را بکار برد.

۱ــ چه وقت فولاد کششی به نقطه جاری شدن می‌رسد؟

ــ نقطه جاری شدن محل تقاطع دو خط در شکل است یعنی جایی که می‌شکند

www.yeqoub.com
Publish Your Mind

برای آنکه چنین وضعیتی وجود داشته باشد، باید بین فولادها تراکمی موجود باشد که وقتی بتن در فشار به کرنش 0.003 می‌رسد، فولاد در کشش به ε_{yd} برسد. این یک شرایط خاص است و حتماً باید بین فولادها را طوری وجود باشد تا این شرایط خاص برقرار باشد. ببینیم این شرط چیست؟


0.003
$\varepsilon_s' > \varepsilon_{yd}$
$\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$
0.85 fcd
$A_s' f_{yd}$
$= 0.85 f_{cd}\, b.a$
$A_s f_{yd}$

در چنین حالتی که دیاگرام کرنش‌ها مطابق شکل نشان داده شده است، اگر ارتفاع تیر کافی باشد معمولاً ε_s' از ε_{yd} تجاوز کرده است. یعنی فولاد فشاری جاری شده است. مثلاً اگر فولاد با 4000 باشد (A3) باشد) $f_{yd} = 3400$ است و ε_{yd} در حدود 0.0016 است. در دیاگرام کرنش‌ها این بدان معناست که c یا ارتفاع خط خنثی حدود $\frac{2}{3}d$ است.

مثلاً اگر ارتفاع تیر 50 cm باشد $d = 45\ \text{cm} \Rightarrow c$ حدوداً 30 cm خواهد شد. با این حدود

به راحتی می‌توان دید $\varepsilon_s' = \frac{25}{30} \times \frac{3}{1000}$ است یعنی از 0.0016 بیشتر است

یعنی جاری شده است. در ساختمان‌ها معمولاً ارتفاع تیر در همین حدود است بنابراین می‌توان

پذیرفت اگر $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ شود، ε_s' از ε_{yd} تجاوز می‌کند

$$\frac{c}{d-c} = \frac{0.003}{\varepsilon_{yd}} = \frac{0.003}{f_{yd}/E_s} = \frac{0.003E_s}{f_{yd}} = \frac{6300}{f_{yd}}$$

$$\Rightarrow c = \frac{6300}{6300+f_{yd}}\, d$$

$$0.85 f_{cd}\, b \cdot a + A_s' f_{yd} - A_s f_{yd} = 0 \qquad a = \beta_1 c$$

اگر به جای c در معادله‌ی اول تعادل مقدار گذاشته شود به رابطه‌ی زیر می‌رسیم،

$$\rho - \rho' = 0.85 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{6300}{6300+f_{yd}} = \rho_{bd}$$

که همان طور که ملاحظه می‌شود ρ و ρ' نسبت به bd سنجیده می‌شوند.

این رابطه نشان می‌دهد اگر تفاضل در فوق این مقدار باشد، در حد نهایی فولاد کششی به

نقطه‌ی جاری شدن می‌رسد یعنی $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$.

می‌توان استنتاج نمود که اگر $\rho - \rho' > \dots$ ، فولاد کششی جاری شده است یعنی

$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$.

ما این مقدار را من بعد با ρ_{bd} نمایش می‌دهیم.

بنابراین ما برای تعیین همان مقدار کافی $\rho-\rho'$ را با ρ_{bd} یعنی رابطه فوق مقایسه کنیم، اگر کوچکتر بود نشان آن است که فولاد کششی جاری شده است اگر بزرگتر بود نشان آن است که فولاد کششی جاری نشده است.

۲- چه وقت فولاد فشاری جاری می شود؟

عین سوال فوق را می توان راجع به فولاد فشاری به عمل آورد. عملیات را عیناً می توان مانند قبل تکرار کرد در اینجا $\varepsilon_y = \varepsilon_s'$ قرار داده می شود. می توان نشان داد در مورد مقاطع عادی اگر چنین حالتی پیش آید این بار $\varepsilon_y < \varepsilon_s$ می شود. در این حالت هم مجدداً می توان c را پیدا کرد و بعد در معادله اول معادل جایگزین نمود. رابطه زیر بدست می آید:

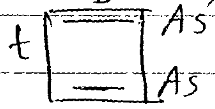
$$\rho-\rho' = 0.85\beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \times \frac{d'}{d} \times \frac{6300}{6300-f_{yd}}$$

رابطه فوق مشابه رابطه قبل است با این تفاوت که در مخرج کسر f_{yd} بصورت منفی بکار برده می شود و نسبت $\frac{d'}{d}$ هم وارد فرمول شده است. ما این رابطه را با $(\rho-\rho')_{min}$ نمایش می دهیم. به راحتی می توان نشان $\rho-\rho' > (\rho-\rho')_{min}$ باشد ← فولاد فشاری جاری می شود در غیر این صورت جاری نمی شود.

طراحی تیرها :

- طراحی تیرها برای خمش :

در طرح تیرها ما با تیری کار داریم که مشخصات آن در دست نیست یعنی مقطع تیر معلوم نیست و فولادها هم معلوم نیستند ولی بار وارده بر تیر در دست است . بنابراین سوال این طور مطرح می شود که مقطع تیر و فولادها را چگونه باید انتخاب کرد که تیر قادر باشد بار وارده را تحمل نماید ، زیر اثر بار شکسته نشود و منهدم نگردد .



این مقطع یک تیر را در نظر بگیریم ملاحظه می کنیم ما با ۴ پارامتر روبرو هستیم : b و t و As و As'

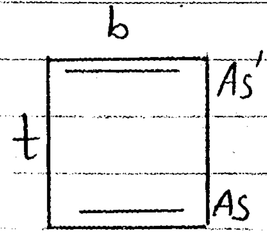
در طراحی تیر می خواهیم این ۴ پارامتر را تعیین کنیم . در مبحث مربوط به تحلیل تیرها دیدیم که ما در معادله تعادل روبرو هستیم که در داخل آن ها پارامتر c هم که مربوط به ارتفاع تنش فشاری است مجهول است در اینجا هم همین طور است ، c مجهول خواهد بود . نتیجه مبحث آنکه ما با ۵ مجهول و دو معادله سر و کار داریم . چنین مساله ای می تواند بینهایت پاسخ داشته باشد . به این علت است که اگر ما این مساله را به صد نفر مهندس واگذار کنیم با ... جواب مختلف برخورد خواهیم کرد . این داستان در کلیه موضوعات مهندسی جاری است . یعنی در مبحث طراحی ما با تعداد مجهولات بیشتری در مقابل تعداد معادلات روبرو هستیم بنابراین هر طراح مهندسی می تواند بی نهایت جواب داشته باشد . هنر مهندس آن است که از بین این بی نهایت جواب ، بهترین ها را انتخاب کند بنابراین به لحاظ امکانات اجرایی و بهترین به لحاظ شرایط حاضر علم مهندسی و بهترین به لحاظ اقتصادی .

Expand Your Mind

اگر بخواهیم برای یک طرح به نتیجه‌گیری برسیم ناگزیریم تعدادی از این پارامترها را انتخاب کنیم. ما در اینجا ناگزیریم ۳ پارامتر را انتخاب کنیم و ۲ پارامتر دیگر را به عهده معادلات قرار دهیم. در عمل معمولاً b و t را انتخاب می‌کنیم. بنابراین برای ما فولادها مجهول می‌مانند. برای پارامتر سوم که باید انتخاب شود یا یکی از فولادها را انتخاب می‌کنیم و یا سعی می‌کنیم رابطه‌ای بین آن‌ها انتخاب کنیم. در عمل معمولاً سعی می‌کنیم فولاد فشاری به کار نبریم یعنی $A_s' = 0$ در نظر می‌گیریم. A_s' صفر را اصطلاحاً تک آرمه می‌خوانند. ما در جلسات اول صحبت کردیم که فشار را به عهده بتن می‌گذاریم بنابراین قاعدتاً دلیلی برای بکار بردن فولاد فشاری نداریم این است که منطقی است ما فولاد فشاری را صفر در نظر بگیریم اگر اشکالی پیش نیاید. ما با انتخاب b و t تنها فولاد کششی را مجهول داریم که همراه با پارامتر c دو مجهول در مجموع خواهند داشت و مسأله حل است. ولی همیشه نمی‌توانیم با این مدل حرکت کنیم، مسائلی در راه است که ما را مجبور می‌کند که در بعضی موارد فولاد فشاری داشته باشیم و در این حالت سعی می‌کنیم رابطه‌ای بین فولاد فشاری و کششی از قبل پیش‌بینی کنیم.

عجالتاً برای شروع حل مسأله فرض می‌کنیم فولاد فشاری نداریم ($A_s' = 0$)

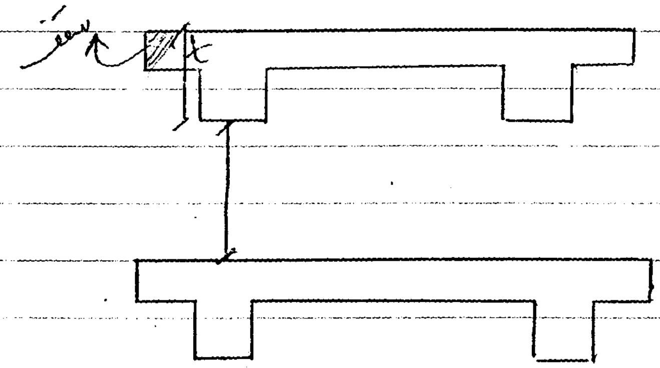
۱ـ طراحی با فولاد کششی تنها:



جلسه
۹/۸/۲۵

- انتخاب ارتفاع تیر (t):

انتخاب t اثر مهمی بر روی میزان فولاد لازم در مقطع دارد. در رابطه‌ای که برای ممان مقاوم نوشتیم، عبارت داخل پرانتز معادل عدد d و یا t است. در واقع این ارتفاع مقطع است که بازوی اهرم ممان را تعیین می‌کند هرچه این بازو بزرگتر باشد به فولاد کمتری نیاز داریم. نتیجه‌ی این بحث آنکه ما در انتخاب t، باید به دنبال t های بزرگتر باشیم. یعنی هرچه بتوانیم t را بزرگتر انتخاب کنیم در فولاد مصرفی صرفه‌جویی کرده و در نتیجه در ساخت تیر صرفه‌جویی شده است. به عنوان مسئول طراحی سازه، ما همواره سعی بر انتخاب t بزرگتر خواهیم داشت. اما t بزرگتر مشکلاتی به همراه دارد



$$M_r = A_s f_{yd} (d - a/2)$$

ارتفاع مفید طبقه که در شکل نشان داده‌ایم از حد اقلی نمی‌تواند کمتر باشد. این حداقل در فضاهای عادی در حدود 2.40 تا 2.50. در بعضی از فضاها مانند راهروها که کمتر مورد استفاده قرار می‌گیرد اجازه داده می‌شود این ارتفاع تا 2.20 کاهش پیدا کند. بنابراین ملاحظه می‌شود که اگر ارتفاع تیر زیاد شود، ارتفاع طبقه زیاد خواهد شد (یعنی فاصله کف تا کف = ارتفاع مفید + ارتفاع تیر). اگر ارتفاع طبقه تجاوز کند، چند مشکل ممکن است به وجود آید.

اولاً در بعضی از شهرها، محدودیت ارتفاع ساختمان وجود دارد و بعضی شهرداری اجازه نمی دهد ارتفاع کل ساختمان از حدی تجاوز کند. ارتفاع زیادتر علتی است این محدوده را به هم بریزد. مثلاً در اصفهان این محدودیت وجود دارد.

ثانیاً فضای مفید یک طبقه همان فضایی است که به ارتفاع مفید ختم می شود هر چه اضافه بر آن در بنا به وجود آید فضای مرده تلقی می شود. این فضای مرده هزینه دارد. (برای مثال هزینه سرد کردن و گرم کردن دارد) در حالیکه سودی برای مصرف کننده ندارد.

ثالثاً ارتفاع زیاد اجزای تیرها موجب افزایش ارتفاع ساختمان شده متناسباً ارتفاع دیوار و پوشش نماها افزایش می یابد این ها هم به صرفه اقتصادی نیست

رابعاً افزایش ارتفاع خود با زیاد شدن سطح قالب بندی و حجم بتن ریزی روبرو است و این هر دو هزینه دارد.

نتیجه این بحث ها، آنکه نباید تصور شود وقتی ما ارتفاع تیر را بالا می بریم و میزان فولاد را کاهش می دهیم به اندازه ی کاهش فولاد صرفه جویی کرده ایم یا محق است در جاهای دیگر نیز لازم این است که وقتی صحبت از کردن ارتفاع تیر می شود باید همه ی پارامترها را با هم در نظر داشت. در این رابطه معمولاً معماری راهنمای خوبی است چرا که معمار ناگزیر است تمام ملاحظات در رابطه با فضاها و مسائل اقتصادی را در نظر داشته باشد.

[illegible] از پارامترهایی که تعیین کننده ارتفاع تیر است و نمی توان از آن عبور کرد، میزان افتادگی

تیر است (Δ). ایستایی تیر مستقیماً با عکس انرژی تیر ارتباط دارد و ارتباط آن تقریباً از درجه سوم است bd^3. بنابراین ارتفاع تیر نقش تعیین کننده در میزان Δ دارد. ارتفاع تیر نباید کمتر از حد مشخصی در نظر گرفته شود. این حد مشخص را معمولاً Δ دیکته می‌کند. بنابراین توصیه می‌شود برای انتخاب ارتفاع تیر ملاحظات مربوط به Δ در اولویت اول توجه قرار داده شود.

در صفحات 16 و 17 از جدول‌ها، جداولی آورده شده که مشخص می‌کند در ساختمان‌ها چنانچه ارتفاع تیر از اعداد داده شده کمتر در نظر گرفته شود، معمولاً Δ مزاحمتی ایجاد خواهد کرد. مثلاً در مورد تیری که دو انتهای آن به طور ساده روی تکیه‌گاه‌ها نشسته در بارگذاری که فولاد مصرفی از نوع A_{III} است و ارتفاع 4000 دارد، عدد $\frac{1}{16}$ عنوان شده است. یعنی ارتفاع تیر می‌تواند تا حد $\frac{1}{16}$ دهانه تیر در نظر گرفته شود. مثلاً اگر دهانه تیر 8 متر باشد ارتفاع تیر را می‌توان تا حد 50 cm در نظر گرفت ولی کمتر از آن صلاح نیست مگر آنکه ارتفاع را کمتر در نظر بگیریم ولی ایستایی Δ را محاسبه کنیم و نشان دهیم از حدی تجاوز نمی‌کند زیرا اخیراً این حدود را مشخص خواهیم کرد.

نتیجه اینکه برای انتخاب t، بهتر است با جداول صفحات 16 و 17 مشورت شود و نیز با معمار صحبت گردد. ارتفاع تیر پارامتری است که توافق معمار را قطعاً لازم دارد. خلاصه آنکه این طور نباشد که مهندس محاسب به میل خود ارتفاع را تعیین کند و معمار آن را رد کند.

- عرض تیرها:

در انتخاب عرض تیرها آزادی عمل بیشتری است. نکاتی که باید توجه شود آنکه آرماتورها را

نتوان به راحتی در عرض تیر جای گیرد اگر تعداد میلگردها زیاد باشد فواصل آنها در عرض کم می‌شود در بتن ریزی دچار اشکال می‌گردد. مطلب دیگر هماهنگی عرض تیرها با ابعاد ستون‌ها است. اگر بتوان ا عرض تیرها را با ابعاد ستون‌های زیرین یکسان در نظر گرفت خوب است حداقل در ساختمان‌های و 6 طبقه می‌توان این کار را کرد ولی اگر طبقات ساختمان زیاد شود ابعاد زیادی شود آنگاه دیگر مطلوب نیست عرض تیر اگر باشد کمتر انتخاب می‌شود حال آنکه در هنگام انتخاب عرض به چیدمان میلگردها نیز باید توجه داشت

معمولاً" عرض تیرها در حدود $\frac{1}{2}$ را تا $\frac{2}{3}$ ارتفاع تیر در نظر گرفته می‌شود مثلاً" 40x60 که عرض در حدود $\frac{2}{3}$ ارتفاع است. حالا می‌توانیم تیر با مقطع مربع داشته باشیم یعنی عرض = ارتفاع. حالا می‌توانیم عرض را بزرگتر از ارتفاع در نظر بگیریم مثلاً" 80x100.

- تعیین فولاد کششی (As):

فرض می‌کنیم ابعاد تیر انتخاب شده باشد می‌خواهیم فولاد کششی را بدست آوریم. فعلاً فرض داریم بنا شد فولاد فشاری نداشته باشیم.

ما قبلاً" در حالتی که فقط فولاد کششی داشتیم و فولاد کششی جاری می‌شد رابطه زیر را بدست آورده بودیم:

$$R=q(1-0.59q)$$

$$M_r=R\ f_{cd}\ bd^2$$

$$q=\frac{\rho f_{yd}}{f_{cd}}\ ,\ \rho=\frac{A_s}{bd}$$

در اینجا مقدار داده به تیر در جدولهای M_u است. طراحی باید به صورتی انجام شود که $M_u \leq M_r$ باشد یعنی مقدار داده که حداکثر و یا مساوی مقدار مقاوم تیر باشد. ما در حد آن دو را مساوی قرار می دهیم و بنابراین در رابطه اصلی بجای M_r ، M_u قرار می دهیم. با توجه به اینکه طرف دوم معلوم اند از این رابطه می توان R را بدست آورد.

$$M_u \leq M_r \longrightarrow M_u = M_r$$

$$\Longrightarrow M_u = R f_{cd} b d^2 \longrightarrow R = \frac{M_u}{f_{cd} b d^2}$$

$$R = q(1-0.59q) \longrightarrow q \rightarrow \rho \longrightarrow A_s$$

همان طور که ملاحظه می شود عملیات بسیار ساده است. تا کافی است R را بدست آوریم در معادله q قرار دهیم معادله درجه دوم را حل کنیم و q را بدست آوریم و بعد ρ و A_s را تعیین کنیم. برای سهولت کار معادله درجه دوم q به صورتی حل شده و در جداولی قرار داده شده است. این جدول در صفحه‌ی 9 ضمیمه جدول ها موجود است و تنها می شود به جای حل معادله درجه دو از این جدول استفاده شود. در این جدول مقادیر q تا سه رقم اعشار آورده شده است. دو رقم اول در ستون اول و رقم سوم در سطر آورده شده است و بعد به ازای این مقادیر مقدار R از رابطه درجه دوم q محاسبه شده و در داخل جدول برده شده است. مثلاً اگر $q = 0.323$ ، 0.32 در ستون اول و 3 در سطر اول جستجو می شود و بعد عدد روبرو به این دو به R که حاصل معادله درجه دوم q است در جدول برابر 0.2614 تعیین می گردد. ما این عمل را عکس انجام می دهیم. بار را به داخل جدول می بریم q

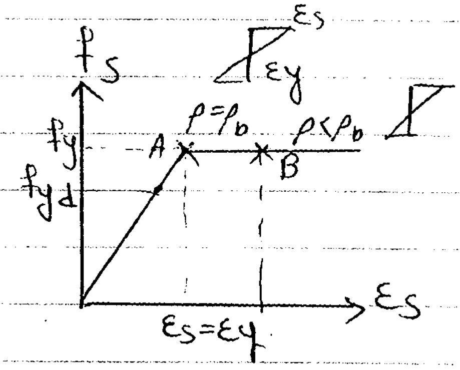
را از سوال سوم می‌خواهیم. مثلاً اگر $R=0.2926$ باشد $\Leftarrow$ $q=0.375$ بدست خواهد آمد.

* ضوابط طراحی:

۱- حداکثر آرماتور طولی:

حداکثر آرماتور طولی که می‌توان در تیرها به کار برد $\rho=\rho_b$ ، ρ_b درصد فولاد تعادلی حالتی است که در حد نهایی همزمان با آنکه بتن به کرنش 0.003 می‌رسد فولاد به نقطه جاری شدن خود اتفاقی برسد یعنی $\varepsilon_s=\varepsilon_y$ که $\varepsilon_y=\frac{f_y}{E_s}$ است. توجه شود در اینجا خود f_y بکار رفته شده و نه f_{yd}.

در واقع منظور این است

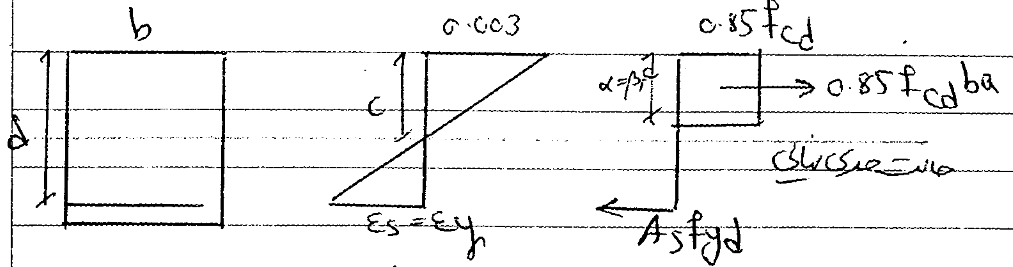


علت قرار دادن ρ_b در اینجا بر روی این نکته تمرکز است که تیر در شرایطی قرار گیرد که وقتی به مرز انهدام می‌رسد فولاد حتماً جاری شده باشد و اندکی در ناحیه پلاستیک پیش رفته باشد. همان طور که در شکل نشان داده شده اگر $\rho=\rho_b$ باشد یا در نقطه‌ی A قرار گرفته‌ایم دیاگرام کرنش به صورت نشان داده شده است. ولی اگر $\rho<\rho_b$ باشد فولاد در ناحیه پلاستیک پیش رفته است و اندکی تغییر طول پلاستیک در آن ایجاد شده است در این حالت می‌گوییم تیر شکل‌پذیری بیشتری دارد. منظور از شکل‌پذیری آنکه فولاد توانسته است در ناحیه پلاستیک تغییر شکل دهد. وقتی تیر در ناحیه پلاستیک تغییر شکل می‌دهد مفهومش آن است که

ترک های ایجاد شده در تیر باز می‌شوند و در واقع ابراز خواهند کرد که در تیر اتفاقاتی در شرف انجام است و نهایتاً تیر به نابودی می‌رسد. این است که در این راه حل می‌خواهیم که بازهم تیر را می‌گیرند تا حس بیشتری به آن وارد شود و با بار روی آن را الم می‌کنند. در حالی که راه حل های از این قبیل به کار می‌برند. اگر $\rho > \rho_b$ باشد نشان آن است که فولاد جاری نشده است با روی خود OA قرار گرفته ایم. این حالت به معنای آن است که تیر تغییر شکل چندانی نمی‌دهد، ترک ها باز شدگی زیادی ندارند و تیر محتمل است به ناگهانی شکسته و تیر نابود شود. این اثر را (صنعت را) آیین نامه نمی‌پسندد، آیین نامه علاقه‌مند است حتماً فولاد جاری شود و تا حد بالا مستهلک نشن برود این است که دلیلی می‌کند ابعاد تیر طوری انتخاب شود که $\rho < \rho_b$ باشد.

جاری شدن فولاد در اینجا به معنای آن است که ما از فولاد استفاده بهینه را نموده ایم چرا که فولاد را با حداکثر ظرفیت خود به کار می‌بریم. تصور کنیم ما در تیری $40\,cm^2$ فولاد به کار برده باشیم. این تیر در شرایطی باشد که فولاد جاری شود تنش ها به تنش 2000 می‌رسد یعنی میزان کششی که این فولادها می‌توانند تحمل کنند $40 \times 2 = 80^t$ است. ما می‌توانیم $20\,cm^2$ مربع فولاد به کار ببریم و فولاد با تنش 4000 کار کند. در اینجا هم باز 80^t نیروی کششی تحمل می‌شود بنابراین در هر حال این خواسته آیین نامه به ملاحظات اقتصادی را همراه وارد نمی‌کند منظور اصلی آیین نامه نیست. منظور اصلی همان شکل پذیری است که در بالا عنوان شد.

حال ببینیم ρ_b را چگونه باید پیدا کرد.



$$c=\frac{6300}{6300+\underline{\underline{f_y}}}d$$

خود f_y نه f_{yd}

$$0.85f_{cd}ba-A_sf_{yd}=0$$

$$a=\beta_1 c$$

$$\rho=0.85\beta_1\underbrace{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}}_{\text{از حالت حدی نهایی}}\underbrace{\frac{6300}{6300+f_y}}_{\text{از دیاگرام کرنش‌ها}}$$

$$\boxed{\Longrightarrow \rho_b=0.85\beta_1\frac{f_{cd}}{f_{yd}}\frac{6300}{6300+f_y}}\ \checkmark$$

آیین‌نامه علاقمند است مقطع تیر چنان انتخاب شده باشد که $\rho \le \rho_b$ باشد. اگر چنین بود نشان آن است که ما مقطع تیر را درست انتخاب کرده‌ایم. مقطع تیر از خود جوابگوی نشان داده است.

و اگر $\rho > \rho_b$ درآمد ← مقطع جوابگو نیست و باید بزرگ‌تر شود یعنی مثلاً مقطع 40x60 به 40x70 شود یا تبدیل به 50x60 شود و یا تبدیل به 50x70 شود. خلاصه به نحوی تغییر داده شود که $\rho < \rho_b$ گردد. با توجه به آنکه انتخاب ارتفاع تیر به دست خودمان است به راحتی می‌توانیم این کار را انجام دهیم یعنی ببریم و مقطع را بزرگ‌تر نماییم ولی همیشه این کار امکان‌پذیر نیست و مشکلاتی ایجاد می‌کند در این صورت است که با از فولاد فشاری کمک می‌گیریم که داستان آن بعداً خواهد آمد.

جلسه

۱۹/۸/۳۰

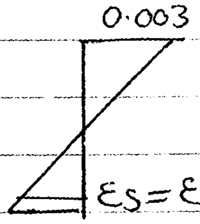
تعیین آرماتور فشاری:

$M_r = f_{cd} b d^2 q (1-0.59q)$

$R = q(1-0.59q)$

$M_u = M_r \qquad M_u = R f_{cd} b d^2 \quad , \quad \frac{M_u}{f_{cd} b d^2} = R$

$$\Rightarrow R = q(1-0.59q) \xrightarrow[\text{از جدول}]{\text{حل معادله}} q \rightarrow \rho \rightarrow A_s$$



$\varepsilon_s = \varepsilon_y = f_y / E_s$

$b = \ldots + \frac{6300}{6300+f_y}$

R_b و q_b :

اگر در عبارت q ، بجای q ، q_b قرار داده شود ($q_b = \frac{\rho_b . f_{yd}}{f_{cd}}$) تا به عبارت زیر برسیم که اصطلاحاً " R_b نامیده می‌شود:

$R_b = q_b(1-0.59q_b)$

به راحتی می‌توان دید که اگر $\rho < \rho_b$ باشد ، $R < R_b$ خواهد بود. بنابراین اگر ما R_b را در دست داشته باشیم راحت‌تر می‌توانیم این کنترل را انجام می‌دهیم که آیا مقطع ما طبق آیین‌نامه تعیین شده است یا نه یعنی $R<R_b$ است یا نه.

ما معمولاً از عبارت R_b استفاده می‌کنیم برای اینکه کارها راحت‌تر باشد. برای ρ_b و R_b جداولی تنظیم کرده‌ام که در جدول‌ها موجود است.

اگر به عبارت ρ_b توجه کنیم خواهیم دید که ρ_b تابعی از دو پارامتر f_{cd} و f_{yd} است یعنی مقاومت‌های بتن و فولاد. پس ما می‌توانیم در جدولی این دو پارامتر را با یکدیگر بسنجیم و ρ_b را بدست آوریم و بعد از آن R_b را بدست آوریم. در صفحه‌ی 7 از جدول‌ها این جدول آورده شده است. در ستون اول مقاومت بتن و در سطر اول مقاومت فولاد بیان شده و مقادیر ρ_b و R_b برای اعداد مختلف محاسبه شده است. مثلاً اگر بتن با مقاومت 200 داشتیم، f_{cd} مساوی 120 خواهد بود و اگر فولاد A_{III} داشته باشیم ← $f_y = 4000$ و $f_{yd} = 3400$ خواهد بود. برای این دو $\rho_b = 0.0758$ و $0.327 = R_b$ خواهد بود یعنی $\rho_b = 1.5\%$. بنابراین بهتر است با این جدول آشنا شویم و اعداد این جدول را در محاسبه‌هایمان به کار ببریم.

ρ_b و ρ_{bd}:

تاکنون با دو عبارت ρ_b و ρ_{bd} آشنا شده‌ایم. در ρ_b که اکثراً به آن اشاره می‌کنیم قرار است فولاد به نقطه‌ی جاری شدن واقعی برسد یعنی $\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$. در ρ_{bd} قرار است فولاد به نقطه‌ی جاری شدن در حالت حدی نهایی برسد یعنی $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$. عبارت این دو با یکدیگر شبیه‌اند. در صفحه‌ی 6 از جدول‌ها هم عبارت ρ_b آورده شده و هم عبارت ρ_{bd}. هر دوی این‌ها تابعی از f_{cd} و f_{yd} هستند. اگر برای مقادیر مختلفی مقاومت بتن و فولاد این دو را