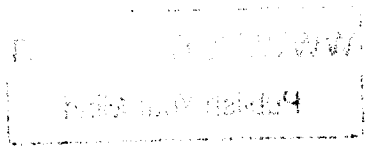
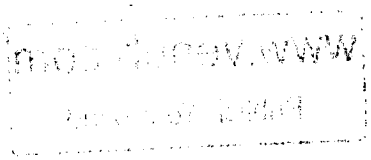
www.vepub.com
Publish Your Mind

جـــزوه درس بتن پیشرفته

«دکتر زاهدی»

www.vepub.com
Publish Your Mind





Subject: 1
Year. Month. Date. ( )

بتن پیشرفته - دکتر زاهدی

سازه‌های بتن آرمه پیشرفته

دکتر زاهدی - هدف خواندن آیین‌نامه بتن ایران (آبا) بطور کامل است.

مباحث: مرور بتن I و II، دالها، دیوارهای برشی، ترکیب دیوار و قاب، زلزله

* لازم است با ۱۰ مجله (حداقل) مربوط به سازه آشنا باشیم. محل انتشار مجله، نویسنده آن کیست و مربوط به چه شاخه‌ای است.

مجله ACI مربوط به بتن ۳ مجله منتشر می‌کند: ۱) material ۲) structure ۳) International (اطلاعات عمومی)

Subject:
Year. Month. Date. ( )

مروری بر طراحی تیرها و ستون ها در آبا:

فلسفه کلی طراحی در آبا:

روش طراحی در آبا روش حالات حدی است و در آن سعی شده است از ضرایب جزئی اطمینان برای تأمین ضریب اطمینان کلی طرح استفاده شود. در این روش مقداری حالات حدی برای سازه در نظر گرفته می شود و برای هریک از حالات شرایط خاصی تعیین می گردد سازه در این حالات کنترل شده و اطمینان حاصل می شود که سازه جوابگوی این حالات خاص است.

یک حالت حدی بنا به تعریف به وضعیتی اطلاق می شود که در آن وضعیت سازه به علتی دچار کمبود می گردد مثلاً به لحاظ مقاومت دچار کمبود شده می شکند، به لحاظ پایداری دچار نقصان شده و ناپایدار می شود، به لحاظ تغییر شکل ها دچار مشکل می شود یا از لحاظ ترک ها دچار مشکل می شود. بطور مثال در محاسن آب کف پست آب حائز اهمیت است، ترک خوردگی در بتن باید به حدی باشد که آب پست نکند و یا به عبارت دیگر در شرایط سروین بتن ترک نخورد.

این یک حالت حدی برای مخزن آب است. حال باید دید چه چیزی باید انجام داد تا آب پست نکند لذا روابط آنرا تعیین می کنیم و همزمان نیاز به طراحی مخزن آب داشتیم این روابط را در نظر می گیریم تنش به طور متوسط در بتن در حدود ۷۰ - ۷۵ Kg/cm² و در فولاد در حدود ۱۰۰۰ Kg/cm² هستند.

در هریک از حالات حدی شرایط خاصی برای سازه در نظر گرفته می شود به این معنی که رفتار سازه در این حالت حدی بررسی می شود (رفتار غیرخطی دارد یا خطی) متناسب با آن، رفتار ساده پیش بینی و در محاسبات در نظر گرفته می شود

Subject: ۲
Year. Month. Date. ( )

Partial Safety Factors ضرایب جزئی اطمینان

به دلایل مختلف ناگزیریم سازه ها را مقاوم‌تر از آنچه مورد نیاز است طراحی کنیم، دلیل این امر است که در بسیاری از پارامترهای که به کار می بریم عدم اطمینان (قطعیت) وجود دارد. مثلاً ما نسبت به اندازه بارها اطمینان ٪۱۰۰ نداریم مخصوصاً درباره تعدادی از آنها (زلزله و باد) اطمینان اندک است، ما مطمئن نیستیم بتن به کار برده شده دارای مشخصات مورد نظر باشد و یا میلگردها در جای خود هستند یا نه و ....

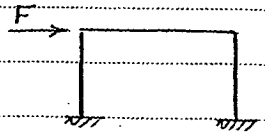
توجه شود که در این عدم اطمینان ها منظور آن نیست که دقت کافی در اجرا و کنترل کیفیت به عمل نیاورده ایم. نباید با نهایت دقت کار را انجام دهیم آنگاه باز عدم اطمینان وجود دارد. نکته اساسی این است که سازه باید ساخته شود

بدین ترتیب ما از یک طرف مسئولیت صحت طراحی را بر عهده داریم از طرف دیگر عدم اطمینان های که در تمام جریان وجود دارد، این وضعیت ما را بر آن داشته تا هزینه بیشتری را متحمل گردیم و سازه را برای بار بیشتری نسبت به آنچه انتظار می رود طراحی کنیم به عبارت دیگر مقاومت واقعی سازه همواره باید بیشتر از باری باشد که به آن وارد می شود

بنابه تعریف:

$$\text{ضریب اطمینان } S.F. = \frac{\text{مقاومت واقعی سازه}}{\text{بار واقعی که به سازه وارد می شود}}$$

مثلاً در سازه زیر اگر در آزمایشگاه مشخص شد که تا $F = 100\ t$ را قبل از خرابی تحمل می کند یعنی مقاومت واقعی آن $100\ t$ است حال اگر حداکثر باری که به آن وارد می شود $50\ ton$ باشد ضریب اطمینان سازه برابر ۲ است.



$S.F. = ۲$

برای بکارگیری ضریب اطمینان مورد نظر دو راه وجود دارد:

* اول اینکه این ضریب بصورت کلی یا در بارها و یا در مقاومت ها وارد شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

× دوم اینکه این ضریب را شکست بین عوامل مختلف تقسیم شود، سعی دارد مقاومتها، سعی واردا جرا، سعی واردر

شرایط جوی ر... شود.

برای روشن شدن تا رکجه روش حالات حدی درطراحی سازه های بتن آرمه درنیز احتصارا روشهای موجود وروش ها ی

کدرگذشته استفاده می شدند بررسی می شود:

روشهای طراحی دیگر:

۱) روش تنشهای مجاز (Permissible Stress - Allowable Stress - Working Stress)
(a.s.d) (WSD)

دراین روش ضریب اطمینان بدرستی در مقاومت ها اثر داده می شود، مقاومت بتن وفولاد درطراحی کمتر درنظر گرفته می شود

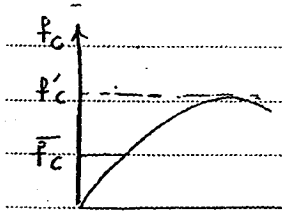
وابعاد سازه چنان تقریب می شود که تنش ها دربتن وفولاد از تنش های مجاز فراتر نرود.

تنش واقعی ← تنش مجاز

$$\begin{cases} SF_c = 2 \sim 2{,}5 \\ SF_s = 1{,}5 \sim 2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f'_c = 200 \rightarrow \bar{f}_c = \dfrac{200}{2{,}5} = 80 \ Kg/cm^2 \\ f_y = 4000 \rightarrow \bar{f}_s = \dfrac{4000}{1{,}5} = 2666 \ Kg/cm^2 \end{cases}$$

بنابراین ابعاد تیر وستون ومقدار فولاد دربتن طوری بدست آورده می شوند که میزان تنش دربتن از ۸۰ ودرفولاد از

۲۶۶۰ فراتر نرود. این وضعیت تنش اگر بررسی دیاگرام بتن برده شود کمتر از نصف f'_c است ودراین ناحیه



می توان بتن را به راجی خطی فرض کرد. بطور خلاصه درروش تنشهای مجاز

ابعاد چنانند که تنش ها از مقادیر مشخصی تجاوز نکرده ودرمحاسبات رفتار بتن و

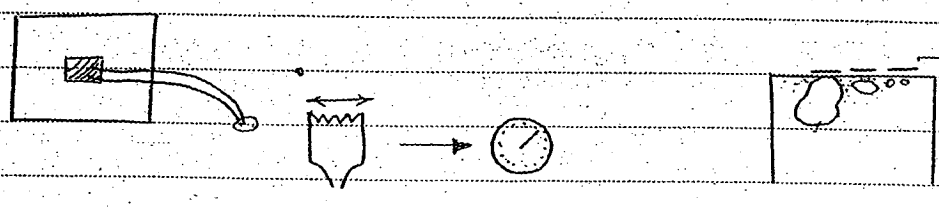
وفولاد خطی فرض می شود. این روش درحال حاضر درطراحی سازه های فولادی بکار گرفته می شود ودربتن آرمه نیز

سالها مرسوم بود ومشکلی نیز ایجاد نمی کرد.

Subject: ۳
Year. Month. Date. ( )

۲) روش مقاومت نهایی: (Ultimate Stress Design [USD])

روش تنش های مجاز در عمل با چند مشکل اساسی مواجه شد. اول آنکه تنش ها در بتن با دقت نسبی قابل اندازه گیری نبودند. برای اندازه گیری تنش از گیج های سیمی (Strain Gauge) استفاده می شود. این گیج بر روی سطح ماده مورد آزمایش چسبانده شده، در اثر بارهای تغییر طول داده و در نتیجه تغییر مقاومت داده می شود. این تغییر به عنوان مثال بسته به اندازه گیری می شود. حال چون سطح بتن همگن نیست ممکن است گیج بر روی سنگدانه، ژل سیمان و... قرار گرفته و هر بار به نتایج متفاوتی دست پیدا کنیم.



نکته دیگر آنکه با پیشرفت های بدست آمده و مشاهداتی که بر روی مشخصات مکانیکی بتن انجام گرفت، مشخص شد بتن در حد اعظم مدل رفتاری خود، رفتار غیرخطی دارد. بنابراین در مورد صحت فرض خطی بودن رفتار بتن تردید ایجاد شد و این سؤال مطرح شد که فرض خطی بودن رفتار بتن چه تأثیراتی بر کل عملیات می تواند داشته باشد؟

تأثیر این فرض بر کل عملیات آنکه ضریب اطمینان بکار برده شده در طراحی ها واقعی نبوده و ممکن بود کمتر یا بیشتر باشد. البته می توان بوسیله آزمایش این ضریب را تصحیح کرده و همان روش تنشهای مجاز را بکار برد. امّا آرام آرام مکتبین روش خاصی برای طراحی سازه های بتنی آرمه ایجاد شد و در این روش سعی شد رفتار بتن غیرخطی در نظر گرفته شود. این فکر در سالهای بعد از جنگ جهانی دوم در اروپا و آمریکا شکل گرفت، گزارش دیگری که برای این روش ارائه گردید بوسیله کمیته ۳۱۸ ACI بازنگری گردید و این بار با دقت کم کم تکمیل شد. در حدود سالهای ۷۰ در آیین نامه های آمریکا، اروپا و شوروی

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

سپس روش دیگری که با نام روش مقاومت نهایی شناخته می‌شود معرفی گردید.

در روش مقاومت نهایی قطعه در آخرین وضعیت مقاومتی خود قرار داده شده و مقاومت آن تعیین می‌شود. منظور آنکه تیر در آزمایشگاه زیر بار قرار داده شده و بار هم اندازه افزایش داده می‌شود تا تیر خرد شده و از بین برود. حداکثر بارهایی که تیر تحمل می‌کند مقاومت نهایی آن نامیده می‌شود در روش مقاومت نهایی سعی شده است بوسیله ابزاری این مقاومت محاسبه گردد بنابراین در این روش هنگامی گفته می‌شود مقاومت تیر ۲۵ ton/m است منظور آن است که تیر در اثر بار ۲۱ ton/m خرد می‌شود اما بارهای ۲۵ ton/m را تحمل کرده و آسیبی نمی‌بیند. در حالیکه در روش تنش‌های مجاز وقتی گفته می‌شد مقاومت تیر ۲۵ ton/m است منظور آن بود که در بار ۲۵ ton/m تیر به تنش‌های مجازی رسیده و اینکه خرد شود.

در روش مقاومت نهایی ضریب اطمینان عمدتاً در بارها دخالت داده می‌شود مقاومت نهایی قطعه با باری که در حالت عادی به آن وارد می‌شود مقایسه و ضریب اطمینان مورد نظر در آن تعیین می‌شود. روش مقاومت نهایی در حال حاضر در آیین نامه آمریکا (ACI) استفاده می‌شود. در این روش طراحی، همانطور که ذات قضیه اقتضا می‌کند بین رفتار غیرخطی دارد و این رفتار در محاسبات در نظر گرفته می‌شود، در این روش همانطور که ملاحظه می‌کردید نیازی به محاسبه تنش نیست و از آنجا روش قطعه بسیار راحت است.

به تیر پیوسته بار وارد می‌شود و این بار به تدریج افزایش می‌یابد تا هنگامی که تیر خرد شود و از بین برود. این روش برای طراحی سازه‌های بتن آرمه بسیار مناسب است.

Subject: ۴
Year. Month. Date. ( )

۳) روش حالات حدی (Limit States Design [LSD])

همانطور که ملاحظه شد در روش مقاومت نهایی تعدادی از اشکالاتی که در روش تنشهای مجاز بوجود بود برطرف شده. امّا ایرادی که به خود روش مقاومت نهایی وارد است اینکه چون تا شروع ازدیاد وضعیت نهایی عرجوده زیر تصرف قرار می دهیم از چگونگی رفتار سازه در حالت عادی بی خبریم.

در مورد یک تیرمانه تنها علاقمندیم بدانیم تیر چه باری را تحمل می کند و چه وقت خرد می شود بلکه نیاز داریم از رفتار آن زیر بار در حالت عادی نیز مطلع باشیم. آیا تیر ترک خورده است، ترک تا چه میزان باز شده اند، تنش در فولاد چگونه است و ...

پس بطور خلاصه نظری به داشتن اطلاعات در مورد سازه در شرایط بهره برداری نیز ضروری است، ما می توانیم روش مقاومت نهایی را بکار ببریم ولی بار دیگر سازه را در شرایط سرویس نیز بررسی کنیم این بار تنش ها کوچکتر شده و رفتار بصورت خطی فرض می شود.

این حرکت در حال حاضر در ACI وجود داشته و مشکلی نیز ندارد. امّا فکر شده آیا می توان روش اندیشید که این کار را منظم تر کند به علاوه تکلیف ضریب اطمینان و تبدیل آن به ضرایب جزئی اطمینان را قدری آسانتر نماید.

روش حالات حدی از این نظر ایجاد شد. این روش اگر با دقت مطالعه گردد ترکیبی از دو روش تنشهای مجاز و مقاومت نهایی است. هم سازه را در حالت بارگذاری سرویس بررسی می کنیم و هم در حالت مقاومت نهایی. امّا الزاماً به جزئیاتی که در هر دو روش وجود دارد نمی پردازد و نکات مهم را مورد توجه قرار می دهد.

فلسفه ای که در روش حالات حدی (limite states) دنبال می شود در حقیقت فلسفه غریزیت داده

Subject:
Year. Month. Date. ( )

بسته دوربرش قبلی است. همانطور که عنوان گردید ما برای ساده تر کردن حالات کرانی در نظر گرفته و هر حالت را مطابق وضعیت خودش تجزیه و تحلیل می کنیم

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject: ۵
Year. Month. Date. ( )

حالات حدی در آبا: (Limit states)

در آبا در ارتباط با ساختمانهای متعارف دو حالت حدی در نظر گرفته شده و خواسته شده ساختمانها برای این دو حالت طراحی و کنترل شوند این دو حالت عبارتند از:

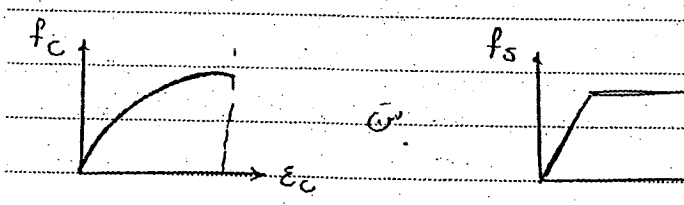
۱) حالت حدی مقاومت ... غیرخطی (رفتار بتن و فولاد)

۲) حالت حدی بهره برداری (سرویس) ... خطی (در نظر گرفته می‌شود)

در حالت حدی مقاومت بحث بر سر ظرفیت مقطع برای باربری است می خواهیم بدانیم مقطع قبل از آنکه ناپایدار شود حداکثر چه باری را می تواند تحمل کند. منظور آنکه می خواهیم مقطعی را در آزمایشگاه زیر بار گذاشته و بشکنیم میزان باری که تحمل می کند مقاومت مقطع نامیده می شود این مقاومت (Resistant) با اندیس r نشان داده می شود.

M_r: حداکثر ممانی که مقطع می تواند تحمل کند ، N_r ، T_r ، V_r

در این حالت حدی از تمام ظرفیت ماده استفاده می شود و بنابراین اجازه داده می شود رفتار غیرخطی بتن در آن ملحوظ شود



* نتیجه گیری آنکه در حالت حدی مقاومت رفتار ماده هم در بتن و هم در فولاد غیرخطی در نظر گرفته می شود. در این نامه ضوابطی به دست داده شده که توسط آنها می توان مقاومت های برای مقطعات را در محور، فشار، برش، کشش و ... محاسبه کرد.

در حالات حدی مقاومت بحث بر سر آن است که ابعاد مقطع باید طوری تعیین شود که تلاشهای ایجاد شده در

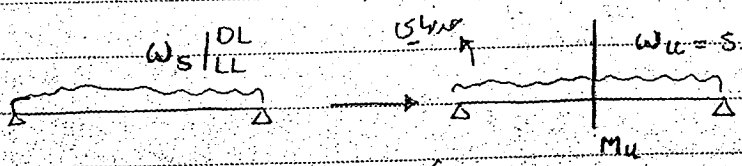
Subject:
Year. Month. Date. ( )

قطعه از مقاومت نهایی آن کمتر باشد. تلاش های نهایی با اندیس u نشان داده می شود.

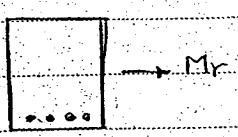
$M_u \leq M_r$

حداکثر ممانی که تیری تواند تحمل کند ← حداکثر ممانی که به تیر وارد می شود

در ممان M_u ضریب اطمینان مورد نظر به نحوه وارد شده است



بعد از پیدا کردن M_u، حال ابعاد مقطع را طوری تعیین می کنیم که



$M_r \geq M_u$ باشد.

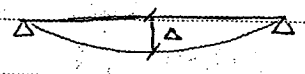
یعنی این حالت حدی آن است که مقطع باید در شرایط کنونی بارگذاری از عهده تلاش های وارده بر آید، به عبارت دیگر حداکثر باری که در ترکیبات مختلف به سازه وارد می شود و اثرات این بارها معلوم هستند حال مقطع باید از عهده این تلاش ها برآید و در این رابطه مقطع از تمام ظرفیت خود استفاده می کند.

به این ترتیب ملاحظه می شود اگر مقطع چنین شرطی را ارضا کند به لحاظ باربری مشکلی ندارد و کمتر هیچ شرایطی مهندم و شکست خواهد شد (البته ممکن است دچار تغییر شکل و ترک خوردگی شود)

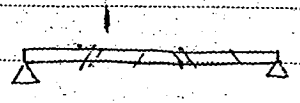
* در حالت حدی بهره برداری سازه زیر اثر بارهای عادی مورد مطالعه قرار می گیرد. هدف آن است که ببینیم وضعیت سازه در شرایط بارگذاری عادی به چه صورتی است. ما به تجربه دریافته ایم که تأمین کردن مقاومت برای یک مقطع برای عملکرد کلی آن کافی نیست، بعضی ملاحظات دیگر وجود دارد که اگر تأمین نشود مقطع کارایی خود را از دست می دهد. در ساختمان ها دو پارامتر مسئول این کنترل می شود. یکی انعطاف پذیری

تیرها و دوم ترک خوردگی آنهاست:

Subject: ٦
Year. Month. Date. ( )


Deflection

در ساختمانها اگر میزان افتادگی تیر از حدی تجاوز کند


cracking

مشکلی ایجاد می‌شود که دلیلی بر نیست مانند ترس و نگرانی

برای ساکنین. در بررسی که اعضای نگرانی وجود دارد می‌توان استراحت کرد. این مسئله تنها و تنها بنا به تجربه است

و گرنه هیچ ارتباطی با مقاومت ندارد. بنابراین ما کنترل تغییر شکل را فقط از جهت اثر روانی آن انجام می‌دهیم

نه لحاظ مقاومت

در حالت حدی بهره برداری ما مخصوصاً در پی از افتادگی و ترک خوردگی را کنترل می‌کنیم. ابعاد مقطع باید چنان

باشد که این دو پارامتر از حد مشخصی تجاوز نکنند. در بحث ترک خوردگی توجه شود که بحث بر سر ترک خوردن یا

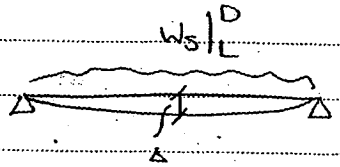
نخوردن مقطع نیست. مقطع ترک می‌خورد و ما این موضوع را بخوبی می‌دانیم، ذات بتن اینه این است.

آنچه در این حالت مورد نظر است این است که ترک‌ها زیاد باز نشوند یعنی عرض ترک‌ها مد نظر است و دوباره

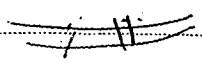
در اینجا بحث دید ایجاد می‌شود. تیری که در آن ترک با عرض زیاد دیده می‌شود نگران کننده است.

در حالت حدی بهره برداری سازه زیر اثر بارهای سرویس بررسی می‌شود در تیرها Δ محاسبه می‌شود، W

که عرض ترک است محاسبه و کنترل می‌شود که از حدی تجاوز نکند.

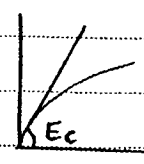


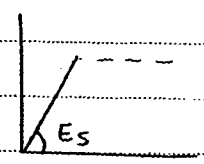
$\Delta \leq \Delta_{allowable}$


$W \leq W_{allowable}$

در زیر بارهای سرویس تنشها در بتن و فولاد با زا نیست بنابراین براحتی می‌توان بتن و فولاد را خطی

فرض کرد. این در حالت حدی است که ما در قابها پوشش می‌دهیم.





Subject:
Year. Month. Date. ( )

عملاً امیدنیست که حالات حدی سرویس برای تیرها (عضوهای تحت اثر خمش) استفاده می شوند. کنترل تغییر شکل در تیرها عموماً مربوط به بحث زلزله است نه حالت حدی بهره برداری (نگرانی در ترس).

ضرایب اطمینان در آبا:

در آبا همانطور که اشاره شد از ضرایب جزئی اطمینان استفاده می شود. ضریب اطمینان کلی مورد نظر بین پارامترهای مختلف شکست می شود. این با آن هدف است که تغییرات همه پارامترها در جای خود دیده شوند و اهمیت هریک از آنها بررسی شود. مثلاً تغییرات بار مرده و زنده و یا زلزله مورد مطالعه قرار گیرد و متوجه شویم که به چه اندازه عدم اطمینان در آنها وجود دارد.

در مورد خرپاست مواد نیز هدف آن است که بررسی شود چه اندازه پارامترهای مربوط به مقاومت در تغییرند و بنابراین برای آنکه بخواهیم ضریب اطمینان خاصی در سازه داشته باشیم چه ضریب اطمینانی باید در مقاومت ها اعمال کنیم و همچنین مسائل مربوط با اجرا. هریک از این ضرایب جزئی که در آیین نامه ها مطرح می شود بر اساس مطالعات طولانی بوجود آمده است. مثلاً مقاومت بتن در کارگاههای مختلف اندازه گیری شده و مطالعه شده که با وجود تمام کنترل ها آیا مقاومت واقعی گرفته می شود و یا چه ضریب اطمینان کلی درباره مقاومت بتن داریم؟

در آبا دو گروه ضریب اطمینان معرفی شده است:

۱) این گروه ضرایبی هستند که در بارها اعمال شده و مقدار آنها را بزرگ می کنند این ضرایب به ضرایب بار معروفند (Load factors). این ضرایب به عدم اطمینانی که در بارها وجود دارد توجه می کنند.

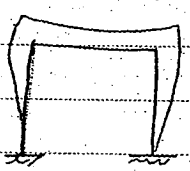
www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject: V
Year. Month. Date. ( )

مثلاً در مورد بار مرده ضریب ۱٫۲۵ ، در بار زنده ۱٫۵ و زلزله نیز ۱٫۵ است. بنابه تشخیص آیین نامه بار مرده که نسبت به اضطراب بیشتری برخوردار است ضریب کمتری می گیرد وزن نسبی این ضرایب وابسته به میزان تغییر آنهاست. در آبا سعی شده حتی الامکان از دو ضریب ۱٫۲۵ و ۱٫۵ استفاده شود که دلیل آن ساده کردن کار برای طراح است. ضرایب جزئی بار را در آیین نامه می توان دید.

بارهای زودگذر { W ۱٫۵ ، E ۱٫۵
ثقلی { D ۱٫۲۵ ، L ۱٫۵
H, F → (۱٫۲۵ , ۱٫۵) ۱٫۵

self straining بارهای محیطی یا خودکرنشی (T ۱٫۲۵)



مثلاً اگر درجه حرارت بالا رود همان در قطعه بالای رود که نوعی از بار خودکرنشی است (جمع شدگی بتن، وارفتگی بتن، نشست پایه ها، تغییرات دمای محیط) T درجه حرارت بالای رود

این بارها ممکن است بطور همزمان حضور داشته و یا نداشته باشند مثلاً بار مرده، زنده و زلزله ممکن است به ۳ حالت باهم روبرو شوند. اول آنکه اصلاً زلزله وجود ندارد پس با D و L سروکار داریم حالت دوم آنکه هر سه وجود دارند و ما با D ، L و E همزمان سروکار داریم و حالت سوم آنکه تنها بار مرده و زلزله وجود دارد و زنده وجود ندارد بنابراین ما با سه وضعیت روبرو هستیم. وضعیت های مختلف همزمانی بارها در ادبیات سازه به ترکیب بارها (Load Cambination) معروف است.

گاهی اوقات همزمانی بارها این وضعیت را بوجود می آورد که در میزان ماکزیمم آنها تخفیف می دهیم مثلاً اگر هر سه بار D و L و E باهم ترکیب می شوند مادر مجموع آنها ٪۲۰ تخفیف می دهیم. عدد ۰٫۸ به خاطر تخفیفی است که برای همزمانی قائل شده ایم و معنی آن این است که احتمال آنکه هر سه بار به میزان حداکثر خود برسند

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$U = 0.8(1.25D + 1.5E + 1.5L)$ ضعیف است و ما ۲۰٪ تضعیف می دهیم

در ضمن ۳ جزوه نیز مدلها ترکیبات مختلف بارشان داده شده است.

در آیین نامه ذکر شده است که زلزله و فشار جانبی خاک H با هم همزمانی ندارند یعنی اثرآنها قابل ملاحظه نیست.

بارهای سرویس در ضرایب بار ضرب شده و بارهای را نتیجه می دهند:

بار نهایی (U) = ضرایب بار ($L.F$) × بار سرویس (S)

۲) گروه دوم ضرایب اطمینان در مقاومت ها وارد شده و آنها را کاهش می دهند. این ضرایب در برگیرنده تغییراتی است که در مقاومت بتن و فولاد ممکن است وجود داشته باشد در اینجا با در پارامتر برای بتن و فولاد روبرو هستیم.

$\Phi_c = 0.4$ $\Phi_s = 0.85$

f_c . Φ_c = مقاومت محاسباتی بتن (Design Stress)

↳ مقاومت واقعی بتن (stress)

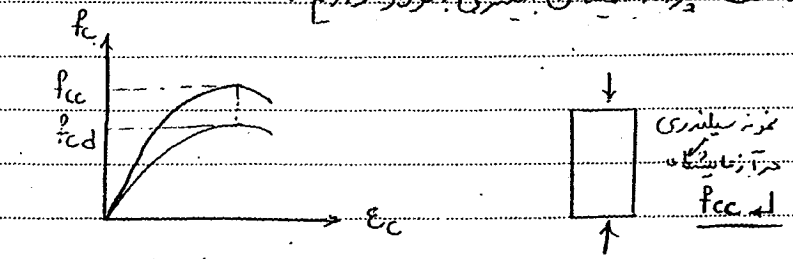
f_{cc} : مقاومت واقعی بتن

f_{cd} : مقاومت محاسباتی بتن

برای واحد f_c ← f_{cc} و $\Phi_c f_c$ ← f_{cd} نشان داده می شوند.

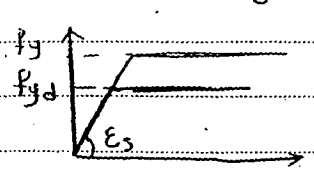
d به علامت Design است.

همانطور که ملاحظه می شود به علت عدم اطمینان در مقاومت بتن مقدار آن را ۴۰٪ کاهش می دهیم اما در فولاد مقاومت ۱۵٪ کاهش داده شده است چرا که اطمینان بیشتری به فولاد داریم.



در بتن کل مقاومت بوسیله ضریب Φ_c کاهش داده می شود اما در فولاد

اینطور نیست چون بدول الاستیسیته فولاد ثابت است



Subject: ۸
Year. Month. Date. ( )

بطوری که ملاحظه می شود در آبا تکلیف کاربردی است یک گروه ضریب در باز توزیعی در مقاومت ها ضرب می شوند.

این دو گروه یا برای دهانه ترک یکسان هستند یعنی برای تیری که در خمش کار می کند و یا تیری که در برش کار می کند

این ضرایب یکسان است

با توجه به آنکه مطالعات زیادی بر تلاش های مختلف رفتارهای متفاوت دارند این سوال مطرح می شود که آیا ضریب

اطمینان کلی که در طراحی قطعات مورد نظر است برای هر یکسان خواهد بود یا نه، یعنی اگر ما برای تیرهای کمتر خمش مثلاً

ضریب اطمینان ۲ را داریم، آیا برای برش هم ضریب ۲ را خواهیم داشت یا نه؟ در مورد ستون ها هم آیا این ضریب

اطمینان ۲ خواهد بود هیچ دلیلی وجود ندارد که این ضرایب یکسان باشند. به هر حال باید توجه داشت که رفتار

زیر اثرات مختلف متفاوت است، این اختلاف باعث می شود ضرایب اطمینان فرق کند.

بعضی از آیین نامه ها معتقدند اختلاف رفتاری در قطعات چندان زیاد نیست که ما ملزم به در نظر گرفتن این اختلاف

باشیم بعضی از آیین نامه از جمله آبا این نظر را ندارند امّا ACI این نظر را دارد و معتقد است که رفتار قطعه را

باید به عنوان یک پارامتر با ید در ضریب اطمینان وارد کرد. در آبا رفتار قطعه وارد می شود.

در آبا با وجود آنچه در بالا اشاره شد گوی این پیش بینی شده است که ضریب اطمینانی به صورت کلی برای رفتار

وارد شود این ضریب در آبا با Φ_n نشان داده شده است و ضریب اصلاحی نام دارد Φ_n ضریبی است که در

کل مقاومت قطعه وارد می شود.

$M_u \leq \Phi_n . M_r$ $\qquad$ $S \leq \Phi_n . R$ (مقاومت)

(ضریب اصلاحی تلاش)

در حال حاضر در آبا Φ_n در دو مورد وارد شده است یکی در ستون های لاغر که Φ_n را کاهش دهنده ستون ها به کار

شکست طراحی می پیوندند و دوم در دیوارهای برشی با شکل پذیری بالا است که نیاز به ضریب اطمینان بزرگتری است

Subject:
Year. Month. Date. ( )

P_n در این دو مورد 0.75 در نظر گرفته شده است.

روش طراحی در آیین نامه آمریکا (American Concrete Institute):

این روش، روش مقاومت نهایی است (USD) که در بالا توضیح داده شده و کلیات آن مطرح است. مقاومت نهایی در واقع همان حالت حدی مقاومت در آباد است. بطوریکه مقطع در وضعیت نهایی خود مورد بررسی قرار گیرد و حداکثر باری که می تواند تحمل کند تعیین می گردد. در آبا حداکثر مقاومت با اندیس 2 و در ACI با اندیس n نشان داده می شود M_n

ACI: M_n مقاومت نهایی اسمی (Nominal ultimate strength) N.S

بکارگیری مقدار اسمی بخاطر ضریبی است که ACI بعداً وارد می کند و این مقاومت را کاهش می دهد ولی M_n و M_r شبیه اند و روش محاسباتی آنها یکسان است. کلیه عملیاتی که در ACI برای تعیین M_n انجام می شود در آبا برای تعیین M_r انجام می شود و روابط کاملاً یکسانند.

در ACI برای اینکه مقطع جواب بارهای وارده باشد رابطه زیر باید تأمین شود: $M_u \leq \Phi \cdot M_n$

در ACI برای تعیین M_n مقاومت ها کاهش داده نشده و بصورت واقعی وارد می شوند. در محاسبات مقاومت بتن f_c و فولاد f_y است و ضریبی در آنها اثر داده نمی شود. ضریب اطمینان مورد نظر ACI در بارها (M_u) وارد می شود. به همین علت اعداد مربوط به ضرایب بار در ACI بزرگتر از آبا است.

تفاوت اساسی بین ACI و آبا ضریب Φ است که به گونه ای بنوع رفتار ماده جنبگی پیدا می کند.

مقدار Φ برای مقطعات تحت خمش، شاه روش مقاومت است.

Subject: ۹
Year. Month. Date. ( )

$\Phi = ۰,۹$ خمش

$\Phi = ۰,۸۵$ برش

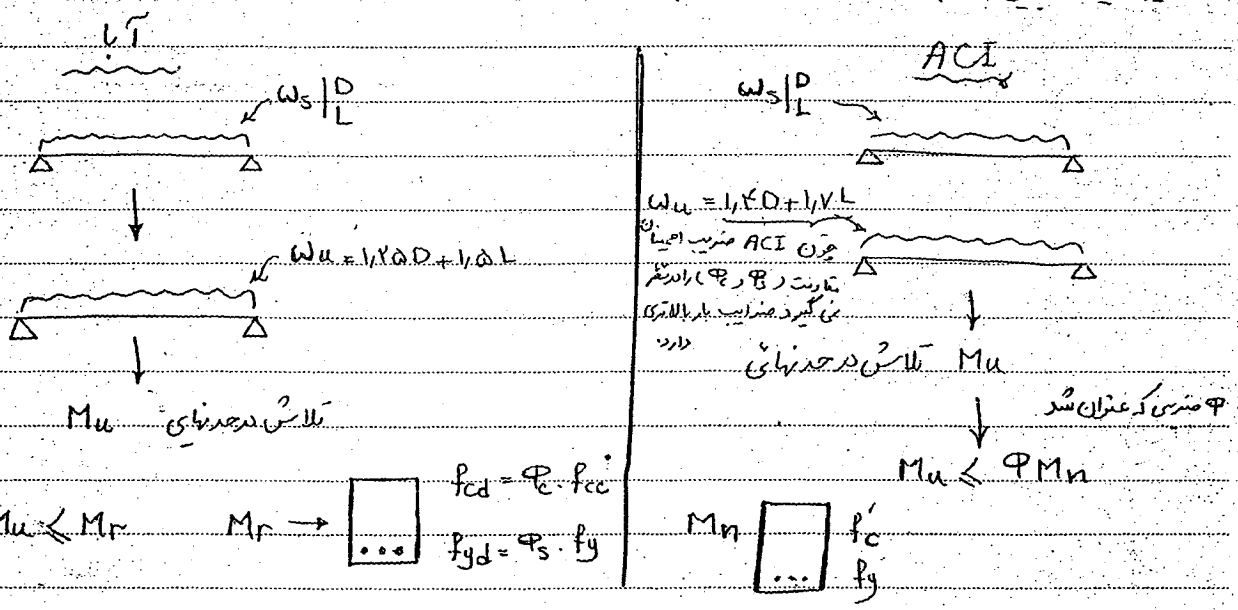
$\Phi = ۰,۷$ بتن‌آرمه

$\Phi = ۰,۹$ کشش

$\Phi = ۰,۷ \sim ۰,۹$ ترکیب خمش و فشار

www.vepub.com
Publish Your Mind

در زیر مقایسه دو آیین‌نامه به اختصار آورده شده است:



روابطی که برای محاسبه M_r و M_n در آبا و ACI آورده شده کلاً مشابه‌اند چون فرضیات یکسان است هردو آیین‌نامه با روش مشابهی آنها را بدست می‌آورند.

آبا: بارگذاری مقاوم مقطع $N_r = ۰,۸۵ f_{cd} A_y + f_{yd} A_s$

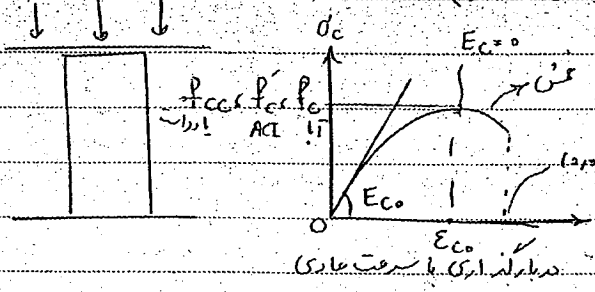
ACI: $N_n = ۰,۸۵ f'_c A_y + f_y A_s$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

آبا	ACI
$a=\frac{A_s f_{yd}}{0.85 f_{cd} \cdot b}$	$a=\frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$
$M_r = A_s f_{yd}(d - a/2)$	$M_n = A_s f_y (d - a/2)$

مشخصه‌های بتن و فولاد

۱- مشخصه بتن (stress - strain Characteristic)



مشخصه بتن که نمایشگر تغییرات تنش و کرنش

در آن است و شرایط بارگذاری عادی با سرعت

استاندارد بتنی به شکل زیر است تعدادی از خصوصیات

این بتنی عبارتند از:

- نقطه ماکزیمم این بتنی همان مقاومت بتن است که با اساسی در شکل نشان داده شده است (f_{cc}, f'_c, f_c — ACI, آبا)

- کرنش تغییر نقطه ماکزیمم معمولاً در حدود ۰٫۰۰۲ تا ۰٫۰۰۲۵ است. (ε_{c0})

- بتن وقتی در شاخه نزولی کرنش ماکزیمم شکل معمولاً در همین حدکرنش (۰٫۰۰۲ - ۰٫۰۰۱۵) خردی شود و هنگامی که سعت اثر غیر یکنواخت ماسه تنش در تیرها تولید کرده، خرد شدن بتن قدری به تأخیر می‌افتد و معمولاً در کرنش نظیر (۰٫۰۰۳ - ۰٫۰۰۴) خردی شود. ما معمولاً مشخصه بتن را در همین در نظر می‌گیریم و بنابراین وقتی بتنی داریم می‌گیم بتنی قسمت دوم را نیز نشان می‌دهیم.

- مدول الاستیسیته اولیه بتن: بتن ماده غیرخطی است و مشخصه آن بتنی شکل است در این نوع مواد مدول

Subject: ۱۰
Year. Month. Date. ( )

الاستیسیته در هر نقطه تعریف می‌شود: این مدول ضریب زاویه خط مماس بر منحنی در آن نقطه است، در مورد بتن این مدول بین ضریب زاویه نقطه شروع منحنی در ۰ تا مقدار ۰ در نقطه تغییر می‌کند.

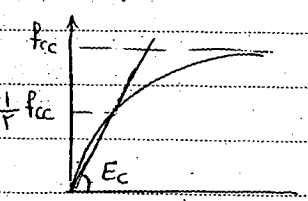
معمولاً در محاسبات به علت آنکه در ناحیه اولیه بتن منحنی آنرا خطی فرض می‌کنیم با مدول الاستیسیته اولیه بتن سروکار داریم یعنی خط مماس با منحنی در نقطه شروع و این مدول تابعی از مقاومت بتن است و با آن نسبت مستقیم دارد:

$$E_{c_0} = E_c = 15800\sqrt{f_{cc}} \quad (kg/cm^2)$$

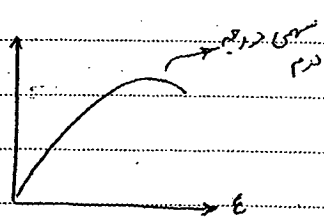
برای f_{cc} برابر ۲۰۰ kg/cm² مدول الاستیسیته در حدود ۲۲۰۰۰۰ kg/cm² بدست می‌آید که در حدود $\frac{1}{10}$ فولاد است.

$$E_s \approx 2\times10^6 \ kg/cm^2 = 2.1\times10^6 \ kg/cm^2$$

با در این تعریف مدول الاستیسیته را ضریب زاویه خط مماس در شروع منحنی تعریف می‌کنیم اما تعریف دقیق‌تر ضریب زاویه خطی است که نقطه شروع را به $f_{cc}\times\frac{1}{2}$ وصل می‌کند.



شکل منحنی: برای مشخص بتن تاکنون روابط متعددی نوشته شده است، در روابط ارائه شده معروف‌ترین و جدیدی وارد رسمی می‌شود معادله کلی‌تر شود. معادله ساده‌ای که جوابگوی نیاز در صنعت است یک سهمی درجه ۲ است:

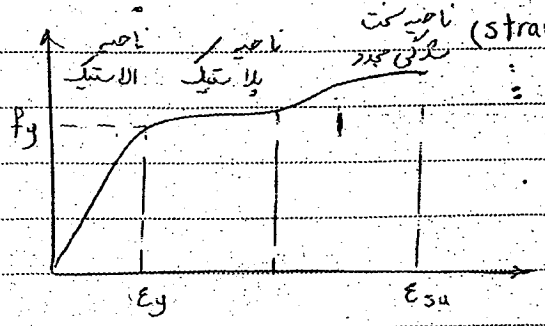


$$\begin{cases} f_c = f_{cc}(2x - x^2) \\ x = \dfrac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c_0}} \qquad \varepsilon_{c_0} = \dfrac{2f_{cc}}{E_c} \end{cases}$$

$$f_{cc} = 200 \Rightarrow \varepsilon_{c_0} = \frac{2\times200}{220000} \approx 0.0002$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

۲ـ مشخصه فولاد: (strain hardening)



همانطور که ملاحظه می‌شود مشخصه ۳ ناحیه است:

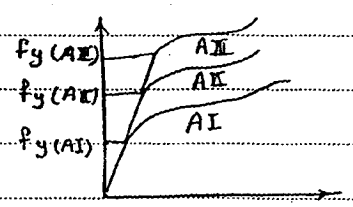
در ناحیه اول فولاد خطی (الاستیک) است، در ناحیه دوم فولاد در مقابل پلاستیک دارد و تغییر شکل ها غیر قابل برگشت است و در ناحیه سوم دیاگرام سعی شکل دندانه‌ای است. منظور آنکه برای اینکه فولاد بتواند در برابر نیرو مقاومت کند تغییر شکل لازم است.

ـ مقاومت تسلیم یا جاری شدن: به میزان تنشی که فولاد در انتهای ناحیه خطی تحمل می‌کند مقاومت تسلیم (Yeild Stress) گفته و با f_y نمایش داده می‌شود.

فولادهای تولید در ایران عمدتاً در ذوب آهن اصفهان ساخته می‌شوند و در رده‌های زیر هستند:

	f_y	f_{su} (Kg/cm^2)	
AI	۲۴۰۰	۳۴۰۰	نوع AI دارای بدنه صاف و دو نوع دیگر آجدارند.
AII	۳۰۰۰	۴۰۰۰	
AIII	۴۰۰۰	۵۰۰۰	

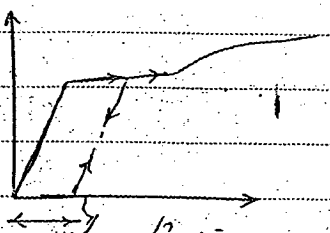
ـ در ناحیه پلاستیک فولاد تقریباً رفتار پلاستیک کامل دارد و درست مانند مایعی که جاری شده باشد بدون تحمل نیرو تغییر شکل می‌دهد. این ناحیه طول یکسانی ندارد و بسته به مواد ساخته شده فولاد متغیر است به طوری که فولاد نرم طول این ناحیه بیشتر و در فولاد سخت کمتر است.



در این ناحیه اگر بار از روی فولاد برداشته شود سعی بازگشت

Subject: 11
Year Month Date ( )

مقادیر خط ارتجاعی است و همان مدول الاستیسیته را دارد.



در صورت بارگذاری مجدد منحنی روی قسمتی که در بارگیری طی کرده

تغییر شکل ماندگار در فولاد

راطی می کند و طول ناحیه پلاستیک کاهش می یابد.

در ناحیه سخت شدگی مجدد، فولاد دوباره بارمی برد تا آنکه دوباره سخت شده است، نقطه اوج منحنی نقطه

گسیختگی فولاد است. f_{su} مقاومت نهایی فولاد در این نقطه است.

کرنش تغییر نقطه ماکزیمم، کرنش نهایی فولاد (ε_{su}) نام دارد و حداکثر کرنش است که فولاد می تواند تحمل

کند. مقدار این کرنش در آیین نامه های مقاوم در برابر زلزله مهم است چرا که در این آیین نامه ها اجازه داده می شود

فولاد جاری شود و تغییر شکل ها قابل ملاحظه است و این کرنش نباید از حدی کمتر باشد.

در آیین نامه مقرر شده که حداقل $\varepsilon_{su} = 0.1$ است، زیرا به این معنا است که اگر مثلاً طول فولاد یک متر

است بتواند تا ۱۰ سانتی متر را تحمل کند، فولادهای اصفهان این وضعیت را دارند.

AI	18-20 %	فولادهایی که معمولاً از خارج آورده می شوند مناسب نیستند.
AII	15 %	
AIII	12 %	بنابراین برای فولادهای وارد شده به کارگاه باید علاوه بر

مقاومت مقدار ε_{su} نیز بررسی شود. بنابراین هرچند بسته یکبار فولادها به آزمایشگاه باید فرستاده شوند

تا این خصایص فولاد چک شوند. لازم است از هر قطر و نوع مختلف ۳ نمونه به آزمایشگاه فرستاده

شود تا از نظر مقاومت و کرنش نهایی بررسی های لازم بعمل آید.

① ②

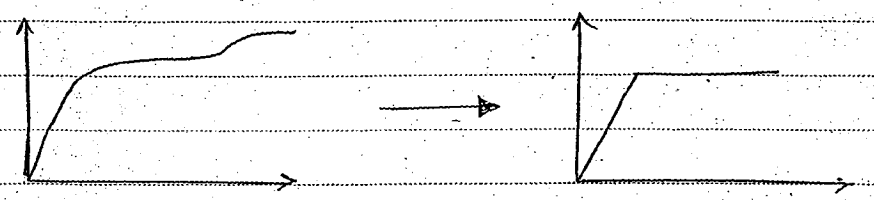
Subject:
Year. Month. Date. ( )

- مدول الاستیسیته فولاد در همه آنها ثابت است: $E_s = ۲۱۰۰۰۰۰ \ kg/cm^۲$

- Ductile (شکل‌پذیری): منظور همان E_{su} است یا قابلیت تغییر شکل است.

- Weldability (جوش‌پذیری): منظور قابلیت جوش دادن فولاد است که بستگی به عناصر تشکیل دهنده فولاد (مانند کربن و منیزیم) دارد. فولادهای تولید ذوب آهن همه جوش‌پذیرند اما اگر شک بود باید نمونه آزمایشگاه ارسال شود.

- در نهایت با نمودار فولاد را بصورت ایده آل در نظر می‌گیریم:



نمودار ایده آل فولاد
- الاستوپلاستیک
- دوخطی

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject: ۱۲
Year. Month. Date. ( )

طراحی تیرها در حالت خمش:

مادر تیرها در بین سازه ها با ۲ نوع سؤال برخورد هستیم. در نوع اول سؤال آن است که ابعاد مقطع و سازه در دست است و فولادها و بارهای وارده بر سازه معلوم است. می خواهیم بدانیم چه تنش هایی در بتن و فولاد ایجاد می شود و در نهایت می خواهیم بدانیم بار وارده برای سازه قابل تحمل است یا نه؟

پاسخ به این سؤال با روش صورت می گیرد که اصطلاحاً تحلیل یا آنالیز سازه (مقطع) نامیده می شود.

در طراحی، ابعاد مقطع در دست نیست و بارهای وارده بر مقطع مشخص است می خواهیم ابعاد مقطع و مقدار فولاد در آن را طوری تعیین کنیم که مقطع بتواند بار وارده را سالم تحمل کند. برای این کار روشی به کار می بریم که به روش طراحی معروف است.

ما معمولاً وقتی در مورد یکی از مقطعات صحبت می کنیم ابتدا روش تحلیل و طراحی آن را انجام می دهیم.

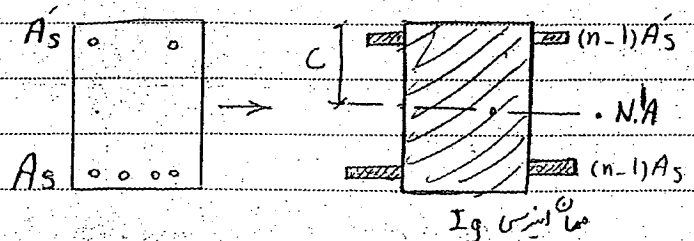
تحلیل تیرها:

برای پاسخ دادن به این سؤال که چه تنش هایی در بتن و فولاد موجود است تیر را به تحلیل می بریم، نظیر به آنکه تیر ممکن است ترک خورده باشد و یا نباشد و ما در کدت تنش های کم یا زیاد قرار گرفته ما معمولاً در سه حالت تیر را بررسی می کنیم:

حالت اول (مرحله قبل از ترک خوردن): در این مرحله تنش در بتن اندک است و بتن ترک نمی خورد. تیر مانند یک مقطع همگن کار می کند و بتن و فولاد یکپارچه کار می کنند. برای تعیین تنش می توان در این مرحله از ایده مقطع معادل استفاده کرد، به این معنا که فولادها را برداشت و به جای آن بتن قرار دهیم. در این

Subject:
Year. Month. Date. ( )

جایگزاری سطح مقطع فولاد با ید n برابر بتن:



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

I_g ممان اینرسی

بعد از این جایگزینی مقطع مانند یک مقطع همگن نگاه می شود. برای این مقطع همگن خط خنثی و ممان اینرسی بدست آورده می شود. تنش در هر نقطه از بتن از رابطه معروف زیر بدست می آید:

$$f_{c,A} = \frac{M \cdot y_A}{I_g}$$

$$\begin{cases} f_{cmax} = \dfrac{M \cdot C}{I_g} & \text{(در فشار)} \\ f_{cmax}\ (\text{کشش}) = f_{cB} = \dfrac{M(t-c)}{I_g} \end{cases}$$

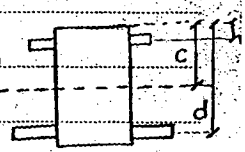
چون فرض بر آن است که تیر ترک خورده، تنش کششی ماکزیمم نباید از مقاومت کششی بتن فراتر رود.

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

مقاومت کششی بتن مخلوط (بدون گیرندگی بتن): if $f_{cc} = 200 \rightarrow f_t \simeq 28$

تنش در فولادها n برابر تنش در بتن است که به مخاطات آن قرار گرفته است.

$$f_s = n\frac{M(d-c)}{I_g} \quad \text{(کشش)} \qquad f_s' = n\frac{M(c-d')}{I_g} \quad \text{(فولاد فشاری)}$$



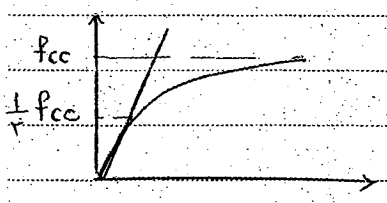
روابط فوق با فرض خطی بودن رفتار بتن و خطی بودن رفتار کرنش در مقطع بدست آمده و بدون الاستیسیته بتن E_c است. چون تنش ها کم است این فرض صحیح است.

در آیین نامه برای تعیین تنش در این مرحله اجازه داده شده فولادها در کل مقطع نادیده گرفته شده و ممان اینرسی براساس مقطع بتنی بدست آید. I_g به طور ساده از رابطه مقابل بدست می آید:

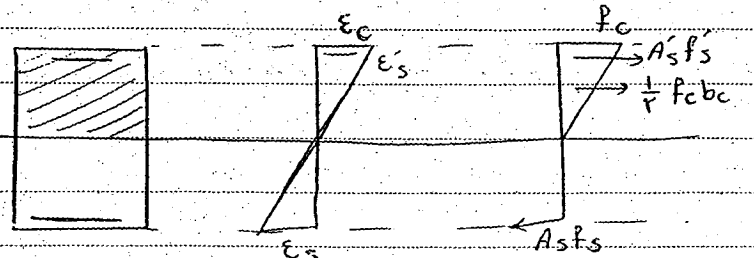
$$I_g = \frac{1}{12}bt^3$$

Subject: ۱۴
Year. Month. Date. ( )

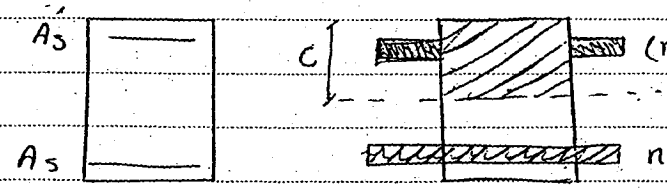
حالت دوم (مرحله بعد از ترک خوردن و با فرض خطی بودن بتن فشاری): معمولاً تا وقتی که تنش در بتن به $\frac{1}{2} f_{cc}$ نرسد می‌توانیم آنرا خطی فرض کنیم. در دیاگرام سهمی شکل ناحیه اول منحنی اختلاف زیادی با خط راست ندارد.



بنابراین در مرحله دوم تحلیل تنش در ناحیه فشاری از $\frac{1}{2} f_{cc}$ کمتر است اما بتن تنش ترک خورده است. در این مرحله فرض بر آن است که بتن در ناحیه کشش مقاومتی از خود نشان نمی‌دهد بنابراین نادیده گرفته می‌شود. اما در ناحیه فشاری رفتار بتن خطی فرض می‌شود.



برای تعیین تنش‌ها در این مرحله از آنالیز هم می‌توان مقطع معادل را بکار برد.



سطح ماده خورده به صورت همدیگر در نظر گرفته شده و بیان می‌شود. c ارتفاع خط خنثی است: یعنی همان اول سطح بالای خط نسبت به خط با همان سطح پایین برابر است. بیان این مطلب ما را به معادله درجه دوم زیر که به معادله c معروف است می‌رساند.

$$\text{معادله c}: \quad \frac{1}{2} b c^2 + (n-1) A'_s (c - d') - n A_s (d - c) = 0$$

$\Rightarrow$ c به دست می‌آید $\Rightarrow$ c = ...

Subject:
Year. Month. Date. ( )

بعد از پیدا کردن c از معادله قبل مان اینرسی شکل ها شروع حزیده به دست می آید که مان اینرسی ترک خورده

تیر است.

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

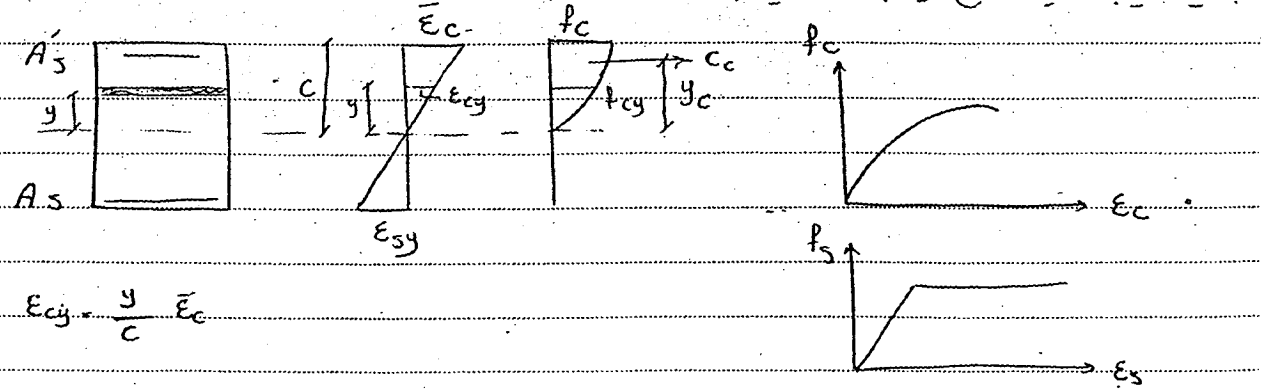
حال می توان تنش ها را از رابطه خمش بدست آورد:

$$\begin{cases} f_c = \dfrac{MC}{I_{cr}} & \text{تنش حداکثر بتن فشاری} \\ f_s = n \dfrac{M(d-c)}{I_{cr}} & \text{(فولاد کششی)} \qquad f_s' = n \dfrac{(c-d')M}{I_{cr}} \quad \text{(فولاد فشاری)} \end{cases}$$

تحلیل در مرحله سوم:

در مرحله سوم تنش فشاری در بتن زیاد است و می توان بتن را خطی فرض کرد. بنابراین در تحلیل تنش ها ناگزیریم رفتار غیرخطی بتن را مطرح کنیم. همچنین فولاد هم زیر اثر تنش های بزرگ قراری گیرد و ممکن است جاری شود. بنابراین برای فولاد هم باید رفتار الاستوپلاستیک در نظر گرفت.

با این ترتیب تحلیل مقطع تیر بصورت زیر انجام می شود:



$$\varepsilon_{cy} = \frac{y}{c} \varepsilon_c$$

برای حل مسئله ناگزیریم معادلات تعادل را بنویسیم و بعد معادلات هم سازی را بنویسیم و بعد با جای گذاری ابتدا ارتفاع تار خنثی و سپس تنش ها را بدست آوریم.

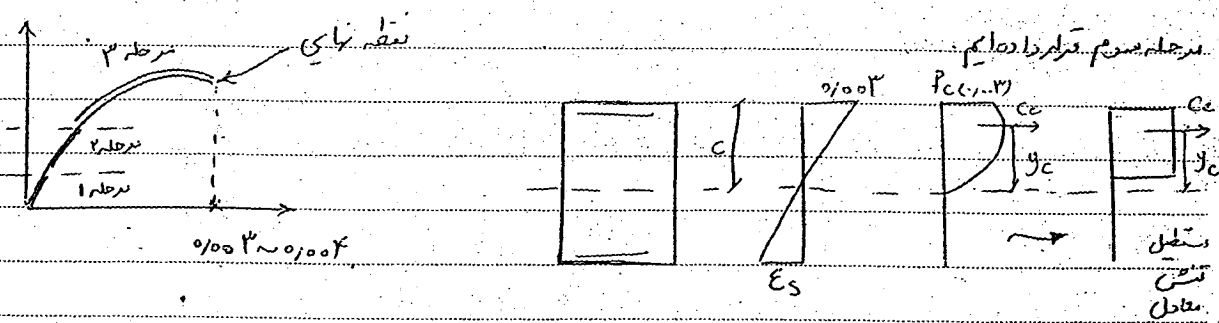
Subject: ۱۴
Year. Month. Date. ( )

راه حل ساده شده‌ای ماشه قبل وجود ندارد بنابراین انتگرال گیری های پیدرپی خواهد داشت.

- f_c به صورت مجهول فرضی کنیم $\Rightarrow f_{cy}$
- C_c و y_c مجهول برحسب x است.
- M را داریم $\Rightarrow$ x و C_c پیدا می‌شود

جدالگرهای که نیرو می‌تواند تحمل کند (لنگر خمشی مقاوم نهایی M_n)؟

در این وضعیت فرض می‌شود تیر به وضعیت نهایی خود رسیده و در یک مرحله شکست قرار دارد این بدان معناست که فرض می‌کنیم بتن به حد نهایی کرنش خود رسیده است. بتن در خمش می‌تواند کرنش بین ۰/۰۰۳ تا ۰/۰۰۴ را تحمل کند. برای اطمینان فرض می‌کنیم بتن در کرنش ۰/۰۰۳ شکست می‌شود، بنابراین کرنش ماکزیمم در بتن را ۰/۰۰۳ فرض کرده و عملیات مرحله سوم را تکرار می‌کنیم در واقع ما خود را در انتهای مرحله سوم قرار داده‌ایم.



در حد نهایی وضعیت به صورت نشان داده شده در شکل است. همانطور که ملاحظه می‌شود روش ما در تحلیل مرحله سوم است با این تفاوت که به جای ε_{cr} مقدار ۰/۰۰۳ نشسته است و عملیات ما تقریباً قبل پیش می‌رود. معادلات تعادل، معادلات هم سازی و بعد حل آنها، دو مجهول C و M_n از این معادلات به دست می‌آیند.

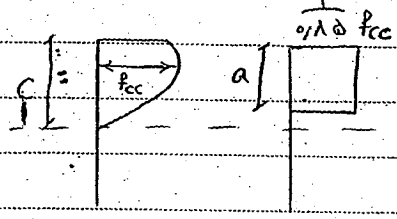
تقریباً آنکه ما مجدداً همواره با کاهیه M_n سروکار داریم سعی کردیم راه حل ساده‌ای در این حالت بیابیم که به کمک آزمایشگاه به دست می‌آید. راه حل: سعی تنش را با یک مستطیل عوض می‌کنیم به طوری که در مقدار نیرو C_c و محل آن y_c تغییری ایجاد نشود. این مستطیل بنام مستطیل تنش معادل معرفی شده است.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

(Rectangular Stress Block)

مستطیل تنش معادل

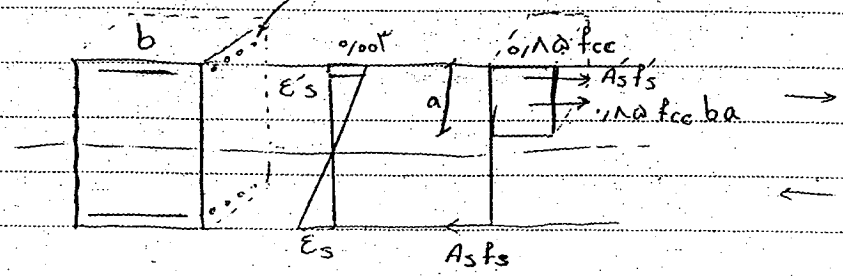
«همواره ۰٫۸۵ است»
تجربی



$$a = \beta_1 . c$$

$$\begin{cases} \beta_1 = 0.85 & f'_c \le 280 \ kg/cm^2 \\ \beta_1 = 0.85 - 0.00008 (f'_c - 280) \ge 0.65 & 280 < f'_c \end{cases}$$

بنابراین در حد بالایی با وضعیت زیر روبرو هستیم:



$$0.85 f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_s = 0$$

$$M_n = 0.85 f'_c b a (d - a/2) + A'_s f'_s (d - d')$$

در این رابطه تنش در فولادها معلوم نیستند بنابراین باید معادلات هماری را نوشت:

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

معادلات کرنش‌ها

$$\begin{cases} f'_s = f_y \\ f_s = E_s \varepsilon_s \end{cases}$$

فرض

حالت خاص: وقتی فولادها جاری شده‌اند:

$$\begin{cases} f'_s = f_y \\ f_s = f_y \end{cases} \Rightarrow 0.85 f'_c b a + A'_s f_y - A_s f_y = 0$$

$$\Rightarrow a = \frac{f_y (A_s - A'_s)}{0.85 f'_c b}$$

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject: ۱۵
Year. Month. Date. ( )

$$\Rightarrow M_n = 0.85 f_{cc} ba (d - a/2) + A_s' f_y (d - d')$$

همان مقادیر در آبا:

همانطور که در شروع درس عنوان کردیم در آبا روش حالات حدی بکار گرفته می‌شود و ضرایب اطمینان بصورت ضریب جزئی اطمینان هستند و قسمتی از این ضرایب در مقاومت بتن و فولاد اثر داده می‌شوند. بنابراین در محاسبه همان مقادیر باید ضرایب اطمینان بنوعی در آبا وارد شود.

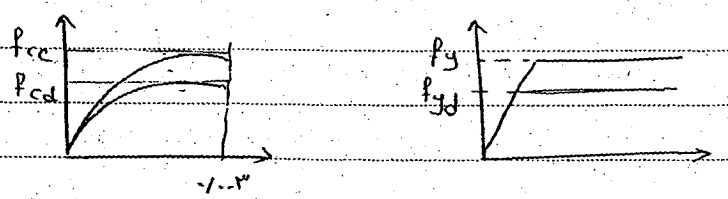
همانطور که در مقاومت بتن ضریب Φ_c و در فولاد Φ_s وارد شد.

$$\begin{cases} f_{cd} = \Phi_c \cdot f_{ce} \\ f_{yd} = \Phi_s f_y \end{cases}$$

f_{cd} و f_{yd} در محاسبات آبا وارد می‌شود در واقع مثل آن است که

مقاومت بتن از ابتدا f_{cd} برابر است همان همان معنی قبل و همان

کرنش ۰.۰۰۳ را دارد.



کلیه صحبتهایی که در تعیین M_n بکار گرفته شد در تعیین M_r (همان مقادیر تیر در آبا) نیز بکار گرفته می‌شود

M_r: همان مقادیر تیر در حالت حدی نهایی.

همان روابط قبل صادق است بغیر جای M_n، M_r و بجای f_{cc} و f_{cd} قرار دهیم.

بنابراین در حالتی که فولاد جاری شده باشد همان مقادیر در حالت نهایی بصورت زیر بدست می‌آید.

$$0.85 f_{cd} ba + A_s' f_{yd} - A_s f_{yd} = 0 \qquad a = (A_s - A_s') f_{yd} / 0.85 f_{cd} \cdot b$$

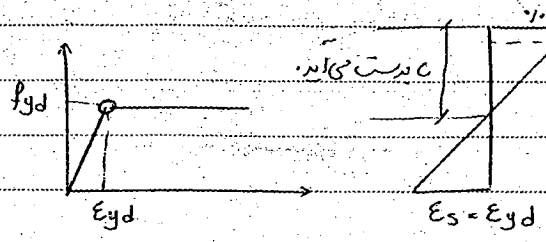
$$\Rightarrow M_r = 0.85 f_{cd} ba (d - a/2) + A_s' f_{yd} (d - d')$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

* چه وقت فولادها جاری می‌شوند؟

برای تعیین M_R نگریستیم که معادلات تعادل را نوشته و در مورد فولادها فرضی را قبول کنیم که درستی فرض حل مسئله بررسی می‌شود. حال می‌خواهیم ببینیم آیا می‌توان راه‌حلی پیدا کرد که ما را در این جریان نگوییم و قبل از شروع به حل مسئله بدانیم فولادها جاری شده‌اند یا نه؟

برای این منظور یکبار سؤال می‌کنیم در حالت حدی نهایی مقطع چه شرایطی باید داشته باشد تا فولاد کششی به نقطه جاری شدن برسد؟



در این شرایط می‌توان نشان داد با فولادها و ارتفاع تیرهایی که ما سروکار داریم، وقتی چنین شرایطی برای فولاد کششی وجود دارد، فولاد کششی از نقطه جاری شدن عبور کرده است بنابراین وضعیت دیاگرام کرنش‌ها مطابق شکل رسم شده است. درصد آرماتور فشاری ρ'، (درصد آرماتور کششی) $\rho = \frac{A_s}{bd}$

با نوشتن معادله تعادل می‌توان نشان داد در چنین شرایطی

(درصد فولاد متعادل)

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

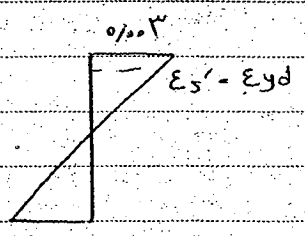
طرف دوم معادله معلوم است. مثلاً سمت راست معادله بدست می‌آید ۱/۵٪، این بدان معنی است که اگر $\rho - \rho'$ برد فولاد کششی در حالت حدی نهایی به نقطه جاری شدن می‌رسد.

$\rho - \rho' \leq \rho_{bd}$ فولاد کششی جاری می‌شود

$\rho - \rho' > \rho_{bd}$ نمی‌شود . . . .

Subject: 17
Year. Month. Date. ( )

* در مقاطع چه شرطی برقرار باشد تا در حالت حدی نهایی فولاد فشاری نقطه جاری شدن برسد؟



$$(\rho - \rho')_{min} = 0.85\beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{d'}{d} \cdot \frac{6300}{6300 - f_{yd}}$$

$\rho - \rho' \geq (\rho - \rho')_{min}$ جاری می‌شود

$\rho - \rho' < (\rho - \rho')_{min}$ جاری نمی‌شود

برای محاسبه Mr می‌توان ابتدا کنترل کرد فولادهای جاری می‌شوند یا نه اگر جاری شدند از فرمولهای نوشته شده استفاده می‌کنیم و اگر یکی یا هردو جاری نشدند باید معادلات تعادل را بنویسیم و روش کلی را پیش ببریم.

خلاصه عملیات:

در حالتی که فولادها جاری می‌شوند عمق مقادیر از روابط زیر بدست می‌آیند:

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

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

اگر فولاد فشاری نداشته باشیم $A_s' = 0$

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

$$M_r = A_s f_{yd} (d - a/2) = 0.85 f_{cd}\, ba(d - a/2)$$

در حالتی که فولاد فشاری نداریم و فولاد کششی جاری می‌شود: (این رابطه است برای راحتی از زیری استفاده می‌شود)

$$M_r = f_{cd}\, bd^2 \cdot q(1 - 0.59q)$$

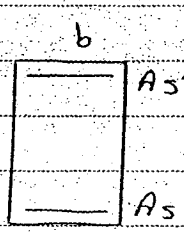
$$q = \rho f_{yd} / f_{cd} \qquad \rho = A_s / bd$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$\Rightarrow R = \frac{M_r}{f_{cd}\, b d^2} = q(1 - 0.59q) \quad \leftarrow \quad M_r = R \cdot f_{cd} \cdot b d^2$$

بنابراین برای این روابط از جدول مندرج در چند برگه قبل استفاده می‌کنیم (صفحه ۹ جزوه فرمول‌ها).

طراحی تیرها :



در مقطع طراحی همانطور که دیدیم بارها معلوم‌اند و ابعاد تیر و فولادها مجهول.

حالتی که کامل می‌شود M_r همان داده M_u

M_u معلوم است و ما با ۴ پارامتر مجهول سروکار داریم (A_s ، A_s ، b ، t).

در حالتی که کل معادلات ما ۲ تاست. یکی از این معادلات برای تعیین c بکار گرفته می‌شود بنابراین تنها یک معادله باقی می‌ماند و می‌توان ۴ مجهول را پیدا کرد. ما گر بیایم ۳ پارامتر از این ۴ تا را اختیار کنیم که بدست طراح سپرده می‌شود و هرکدام را که مایل است می‌تواند اختیار کند.

روشی که ما پیشنهاد می‌کنیم آن است که مقطع تیر انتخاب شوند (b و t). در مرحله اول فولادگذاری برابر صفر فرض شود. یعنی ما فرض می‌کنیم فولادگذاری نداریم و بتن می‌تواند فشار را تحمل کند. اگر این قرارداد را بپذیریم ما با یک مجهول بیشتر می‌آییم (A_s) و مسئله به راحتی حل می‌شود.

در انتخاب b و t باید مسائل چندی را در نظر گرفت :

۱) اقتصادی تیر : تغییر شکل تابع تیر به میزان اینرسی وابسته است و میزان اینرسی به توان سوم ارتفاع مرتبط است بنابراین در انتخاب t باید مراقب اقتصادی تیر بود. در ارتفاع را طوری تعیین کرد که اقتصادی تیر

Subject: ۱۷
Year. Month. Date. ( )

بعداً مشکل ساز میشود، آیا در صفحه ۱۶ فرمولها حدودی را برای تیرها (ارتفاع) پیشنهاد می کند. مثلاً

در یک تیر ساده با فولاد مصرفی AIII، ارتفاع $\frac{L}{16}$ توصیه شده مثلاً برای دهانه ۸m

ارتفاع تیر حداقل ۵۰cm نیاز است تا اعتمادی ایجاد مشکل نکند.

۲) میزان فولاد به ارتفاع تیر وابسته است فولاد با عکس توان دوم ارتفاع ارتباط برقرار می کند. بنابراین

هرچه ارتفاع بیشتر باشد، فولاد کمتر خواهد بود.

۳) ارتفاع زیاد در تیرها برای معماری مزاحمت ایجاد کرده و ارتفاع تمام شده سقف ها بالا می رود. برای

یک محیط مناسب، ارتفاع سقف نباید از مقداری کمتر باشد، بنابراین هرچه ارتفاع تیر بالا رود

یعنی ارتفاع کف تا کف طبقات را بالا برده ایم این موضوع در زیبایی ساختمان مداخله کرده و با قوانین

تناقض ایجاد می کند به این ترتیب برای انتخاب ارتفاع تیر حتماً باید با معمار مشورت داشته باشیم

و ملاحظات معماری را لحاظ کنیم.

۴) ارتفاع بلند تیرها، هزینه نما و تأسیسات را بالا می برد. ارتفاع تیر یک فضای مرده ایجاد می کند

که باید گرم و سرد شود و هزینه زاست.

با این ترتیب بالا بردن ارتفاع تیر الزاماً صرفه جویی اقتصادی را به همراه نخواهد داشت.

مورد ۱ و ۲ در حمایت از بالا بردن ارتفاع تیر و مورد ۳ و ۴ در مخالفت با ارتفاع تیرند.

۵) برای انتخاب b باید توجه به جایگیری آرماتورها داشت، فواصل آنها نمی تواند از حدی کمتر باشد. معمولاً

b بین $\frac{1}{3}$ تا $\frac{2}{3}$ ارتفاع تیر انتخاب می شود. عرض تیر = b

Subject:
Year. Month. Date. ( )

تعیین فولاد کششی:

در تعیین فولاد کششی سعی می کنیم ابعاد طوری انتخاب شوند که از فولاد کششی کمتر استفاده کنیم یعنی فولاد به حد جاری شدن برسیده باشد اگر این شرایط برقرار باشد ما با حالت سودکار داریم که فقط فولاد کششی داریم و آن جاری شده است.

شرط طراحی: $M_u \leq M_r$

$M_u = M_r$

$R = \frac{M_u}{f_{cd} bd^2} \xrightarrow{\text{جدول}} q \xrightarrow{q = \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}} \rho \xrightarrow{\rho = \frac{A_s}{bd}} A_s$

ضوابط طراحی:

1) $\rho \geq \rho_{min}$

$$\begin{cases} \rho_{min} = \frac{14}{f_y} \rightarrow (kg/cm^2) \\ \rho_{min} = \frac{0.8\sqrt{f_{cc}}}{f_y} \end{cases}$$

درصورتی که بتوان نشان داد تیر مقدار فولاد به اندازه ای دارد که مقاومی به اندازه ۳۰٪ بیشتر از مقاومی که دارد را تحمل می کند می توان ρ_{min} را کاهش داد (بهتر است از این بند آیین نامه استفاده نکنیم)

فلسفه فولاد حداقل ρ_{min}:

همانطور که در مبحث تحلیل دیدیم تیر تا زمانی که مقاومی به آن وارد نشود ترک نمی خورد، این مقاومی، مقاومی ترک خوردگی تیر نام دارد. قبل از ترک خوردن تیر، بتن در کشش کار می کند و نیازی به فولاد نیست.

$f_t = \frac{M \cdot y_t}{I_g}$

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

$\Rightarrow$ مقاومی ترک خوردگی $M_{cr} = \frac{f_{tr} \cdot I_g}{y_t}$

Subject: ۱۸

Year. Month. Date. ( )

فرض کنید تیری با ابعاد ۶۰ × ۴۰ داریم. در اثر عمان کم تیر ترک نمی خورد. عمان را افزایش می دهیم تا زمانی که تنش کششی در بتن به حدود $28\ Kg/cm^2$ برسد. قبل از این مقدار تیر ترک خورده است.

فرض کنید در عمان ۱۰ tan.m تنش در تیر به $28\ Kg/cm^2$ برسد در این حال تیر ترک می خورد و عمان است تمام ناحیه کششی بتن توسط ترک پوشیده شود و بتن کششی عملاً از کار بیافتد. توجه شود که تا قبل از ترک خوردن، خود بتن در کشش کار می کند.

بعد از ترک خوردن، فولاد وارد عمل می شود، آیین نامه تصریح می کند به میزانی فولاد داشته باشیم که بتواند از عهده عمان ۱۰ t.m برآید. به عبارت دیگر به محض آنکه تیر ترک خورد و بتن کششی از کار افتاد فولاد جایگزین شود و عمان را تحمل کند. درصد این فولاد همان درصد مینیم فولاد است با این تفاوت که آیین نامه ضریب اطمینان بین ۱٫۵ تا ۲ در آن بکار برده است بنابراین تعریف فولاد حداقل به این علت است که در یک تیر به اندازه ای فولاد بکار رفته باشد که تیر عمان ۱٫۵ تا ۲ برابر M_{cr} را تحمل کند.

۲) $\rho < \rho_b$

فلسفه فولاد ماکزیمم: مقدار فولاد کششی در مقطع نباید چنان باشد که در حالت حدی نهایی فولاد کششی جاری نشود. جاری شدن فولاد در این وضعیت ۲ خصوصیت به همراه دارد اول آنکه وقتی اجازه جاری شدن به فولاد می دهیم در واقع خدا گفته است فولاد را از فولاد کرده ایم چرا که وقتی فولاد به حد جاری شدن می رسد یعنی بیشترین نیروی که می تواند تحمل کند در آن ایجاد شده. به عنوان مثال فرض کنیم برای نیروی کششی نیروی

Date:

Subject:
Year. Month. Date. ( )

در حدود 4.4 ton مدد نیاز است، برای این تیر می توان $10\ cm^2$ فولاد بکار برد و اجازه داد تنش

۴ برسد و یا $20\ cm^2$ فولاد بکار برد و اجازه داد تنش به ۲ برسد و فولاد جاری نشود. بهر حتی می توان دید

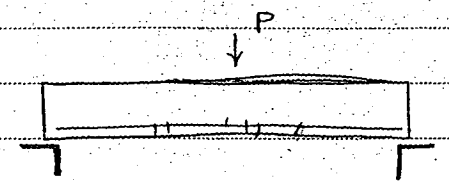
در حالت دوم فولاد بیشتری مصرف می شود.

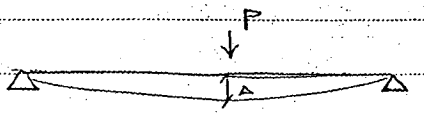
منظور دوم که بیشتر مورد توجه آیین نامه است، آن است که انهدام تیر در وضعیتی صورت بگیرد که فولاد

جاری شده باشد. در این شرایط شکل پذیری تیر افزایش پیدا می کند. افزایش شکل پذیری در سازه های متداوم

در برابر زلزله نکته مهمی است از طرفی باعث هشدار

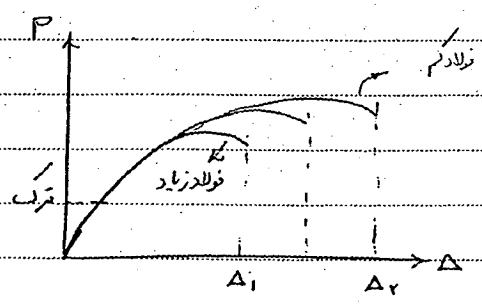
به ساکنین قبل از خرابی تیر می شود.





سختی یا تغییر شکل ($\Delta - P$) در تیر بر حسب آنکه مقدار فولاد مصرفی در مقطع چه اندازه است فرق می کند.

اگر فولاد خیلی زیاد باشد و یا کم باشد نمودارها مشابه اند.



اگر فولاد کم باشد تغییر شکل ایجاد شده در تیر یعنی Δ

قبل از نابودی زیاد است. در حالی که مقدار فولاد زیاد

است، تغییر شکل کم است. در حالت اول که درصد فولاد کم است می گوییم شکل پذیری زیاد است یعنی تیری تواند

تغییر شکل زیاد دهد قبل از آنکه بتن خرد شود و تیر از بین برود. امّا در حالتی که فولاد زیاد است و جاری نشده

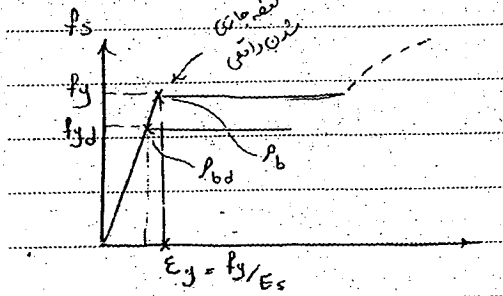
شکل پذیری کم است.

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject: 19
Year. Month. Date. ( )

حسن تغییر شکل زیاد در تیرهای عادی آن است که اعلام تیر ناگهانی نیست. در اثر تغییر شکل تیر، ترک‌هایی روی آن ترک خورده و خود تیر استفاده می‌شود. بنابراین نوعی اخطار رسانی برای سالنین وجود دارد. در این حالت می‌توان با تقویت جلوی انهدام تیر را گرفت. اما مزیت اصلی تغییر شکل‌های زیاد در سازه‌هایی است که ناگزیرند با رجانی زلزله تحمل کنند. در این نوع سازه‌ها بررسی تغییر شکل زیاد حساب می‌شود. بنابراین تغییر شکل زیاد از ویژگی‌های هم تیر یا ستون است.

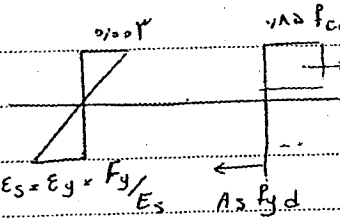
فعلاً آیین نامه مقدری دارد که در تیرها حد ماکزیمم فولاد کششی وضعیتی باشد که فولاد به نقطه جاری شدن برسد. نقطه جاری شدن را آیین نامه جاری شدن واقعی تعریف می‌کند. یعنی عنوان می‌کند که نقطه جاری شدن بر روی منحنی اصلی فولاد در نظر گرفته می‌شود.



می‌توان نشان داد اگر فولاد در حالت حدی نهایی به این نقطه برسد یعنی کرنش در فولاد ε_y باشد درصد فولاد برابر با مقدار متعادل است

$$\rho_b = 0.85\,\beta_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{6300}{6300 + f_y}$$

* نقطه جاری شدن بر روی منحنی اصلی فولاد در نظر گرفته می‌شود.



اندیس b در ρ_b به معنی balance یا تعادل است.

$$\rho_{bd} = 1.05\,\rho_b$$

یعنی درصدی از فولاد که کرنش‌ها را به تعادل می‌رساند.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

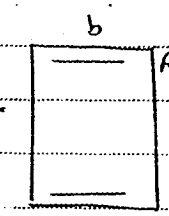
مقدار ρ_b برای بتن ۲۰۰ و فولاد ۴۰۰۰ حدود ۱٫۵٪ است. با این یعنی که در تیرها اجازه داده می شود فولاد از این مقدار تجاوز کند.

* حال ببینیم اگر فولادی که طراحی به دست آوردیم از این دو حد تجاوز کرد چه باید بکنیم؟

الف) $\rho < \rho_{min}$: نشان آن است که مقطع بزرگ انتخاب شده. بر می گردیم و مقطع را کوچکتر انتخاب می کنیم. امّا گاهی اوقات نمی توان مقطع را کوچک کرد برای اینکه ممان در دست دیگری بزرگ است و ما نمی خواهیم تیر با مقطع متغیر داشته باشیم. راه حل این است که به جای ρ از ρ_{min} استفاده کنیم.

ب) $\rho > \rho_b$: نشان آن است که مقطع کوچک است، باید برگشت و مقطع را بزرگ کرد. اگر به هر دلیلی نخواهیم مقطع را بزرگ کنیم چه باید کرد؟ در این حالت چاره ای نداریم جز اینکه ممان اضافی را با فولاد تحمل کنیم به عبارت دیگر اگر می توانستیم از یک پر و فیل فولادی مانند تیرآهن ۲۰ استفاده می کردیم چون توانایی بزرگ کردن مقطع را نداریم پس نمی توانیم برای تحمل ممان اضافی از بتن فشاری بیشتر کمک بگیریم بنابراین فولاد فشاری استفاده می شود. ما در عمل پر و فیل فولادی نداریم امّا بجای آن فولاد فشاری در بالا و متقابلاً آن فولاد کششی در پایین قرار می دهیم. مثلاً $5\,cm^2$ فولاد فشاری در بالا و $5\,cm^2$ فولاد کششی در پایین قرار می دهیم و با فولادی که تنها در کشش بود جمع می کنیم نتیجه کار اینکه تیر دارای فولاد فشاری می شود.

نحوه تأمین فولاد فشاری:



حال سؤال اصلی دوباره مطرح می شود. چهار پارامتر مجهول وجود دارد باید ۳ تای آنها را انتخاب و دیگری را به دست آوریم.

Subject: ۲۰
Year. Month. Date. ( )

b و t را انتخاب می‌کنیم و فرض می‌کنیم که بین A_s و A_s' کدام را انتخاب کنیم. با انتخاب ۳ یا ۴ راستر محصول چهارم پیدا می‌شود.

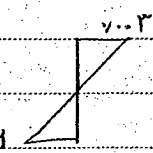
اما توصیه آیین‌نامه:

با فکر کرده این حال که میخوریم به انتخاب فولاد فشاری هستیم، روشی بکار ببریم که فولاد فشاری حداقل باشد. اگر ρ حداقل باشد بنابراین $\rho - \rho'$ حداکثر خواهد شد. هنگامی که منحنی فولاد کششی داشتیم

آیین‌نامه محدودیتی قائل شد حال محدودیت به صورت مقابل است:

$\rho \leq \rho_b$

محدودیت آیین‌نامه $\rho - \rho' \leq \rho_b$



بنابراین برای حداکثر بودن $\rho - \rho'$ باید رابطه مقابل را انتخاب کنیم: $\rho - \rho' = \rho_b$

حال تکلیف کار روشن است. از روابط قبل استفاده می‌کنیم:

$\bar{A}_s = A_s - A_s' = \rho_b \cdot b \cdot d$

$a = \dfrac{(A_s - A_s')\, f_{yd}}{0.85\, f_{cd} \cdot b}$ ⟵ a معلوم است

$M_u = \underbrace{0.85 f_{cd}\, b\, a\, (d - a/2)}_{M_1 \text{ معلوم}} + A_s' f_{yd} (d - d')$ ⟸ A_s' بدست می‌آید

M_u

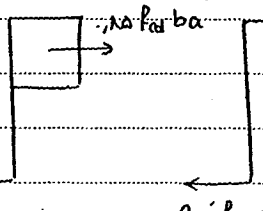
به صورت سیستماتیک:

$M_1 = 0.85 f_{cd}\, ba\, (d - a/2)$ ، $\bar{A}_s = \rho_b \cdot b \cdot d$

$M_2 = M_u - M_1$

$M_2 = A_s' f_{yd} (d - d')$ ⟵ A_s'

$A_s = \bar{A}_s + A_s'$ ⟵ A_s



Page( )

Subject:
Year. Month. Date. ( )

می توان نشان داد که $M_1 = 0.85 f_{cd} b a (d - \frac{a}{2})$ حداکثر عاملی است که مقطع بتن آرمه می تواند تحمل کند.

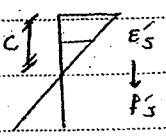
بقیه عامل را فولاد باید تحمل کند.

در روابط صفحه گذشته فرض بر آن بود که فولاد کششی و فشاری هر دو جاری می شوند. در جاری شدن فولاد کششی کمتی نیست چون $\rho - \rho' \leq \rho_b$. اما معلوم نیست فولاد فشاری جاری شود. معمولاً جاری می شود اما بعضی اوقات مقطع طوری است که جاری نمی شود در این حالت چه باید کرد؟

اگر بخواهیم بازگردیم و فرض کنیم که فولاد فشاری جاری می شود با این معادلات تعادل را درباره بنویسیم و سیستم عملیاتی بالا هم می خورد. ما در عمل متوجه شده ایم که در حالات نادری که فولاد فشاری جاری نمی شود اگر عملیات را بطور دقیق انجام دهیم تغییر آنچنانی در فولاد فشاری ایجاد نمی شود. باید بیشتر باشد. محاسبات را به هم ترتیم و فولاد فشاری را به طوری ترتیب بزنیم که جواب بگوی مسئله باشد.

ما در حساب فولاد فشاری $A_s' f_y$ قرار داده بودیم حال متوجه شدیم فولاد جاری نمی شود و مثلاً به $f_s' < f_y$ می رسد حال ما مقدار فولاد را با لا می بریم.

$$\begin{cases} \overline{A_s'} = A_s' \cdot \dfrac{f_{yd}}{f_s'} \\ A_s = \overline{A_s} + \overline{A_s'} \end{cases}$$



* خلاصه عملیات:

$$R = \frac{M_u}{f_{cd}\, b\, d^2} \leq R_b \xrightarrow[\text{لازم است}]{\text{فقط فولاد کششی}} q \longrightarrow \rho \longrightarrow A_s$$

$R > R_b \longrightarrow$ فشاری لازم است

Subject: ۲۱
Year. Month. Date. ( )

$M_1 = R_b f_{cd} b d^2$

$M_2 = M_u - M_1$

$A_s' = \frac{M_2}{f_{yd}(d-d')}$

$\overline{A_s} = \rho_b b d$ (1)

$A_s = \overline{A_s} + A_s'$

فقط باید مقدار فولاد فشاری را کنترل کرد که جاری می‌شود یا نه.

$if: \rho - \rho' \begin{cases} < \\ > \end{cases} (\rho - \rho')_{min}$

$a = \frac{\overline{A_s} f_{yd}}{0.85 f_{cd} b}$ $\quad \overline{A_s'} = A_s' \frac{f_{yd}}{f_s'}$

اگر کمتر بود جاری می‌شود

اگر جاری نشود کارمان را انجام می‌دهیم

$a \rightarrow c = \frac{a}{0.85} \rightarrow \varepsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times 0.003 \rightarrow f_s' \rightarrow A_s'$

$\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$

* R_b که در عبارات بالا به کار برده شده همان R است که به لذا $\rho = \rho_b$ بدست آمده است. خصوصیت ρ_b این است که فقط به مقدار بتن و فولاد وابسته است. بنابراین می‌توان به کمک جدولی ρ_b و سپس R_b را برحسب مقادیر مختلف بتن و فولاد بدست آورد.

$\rho = \rho_b$

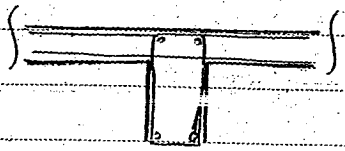
$q_b = \frac{\rho_b \cdot f_{yd}}{f_{cd}}$ $\quad R_b = q_b(1 - 0.59 q_b)$

$*(\rho - \rho')_{min} = 0.85 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot \frac{d'}{d} \cdot \frac{7300}{7300 - f_{yd}}$

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

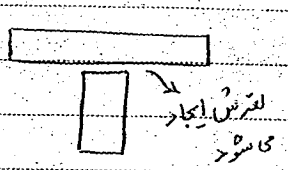
تیرهای T شکل:



از آنجا که تیرها و دال روی آنها یکپارچه ساخته می‌شوند، میلگردهای آنها

درهم فرو می‌روند و بتن آنها هم دال ریخته می‌شود. این دو با یکدیگر کار می‌کنند و عملکرد تیری دال را تحت تأثیر

قرار می‌دهد.



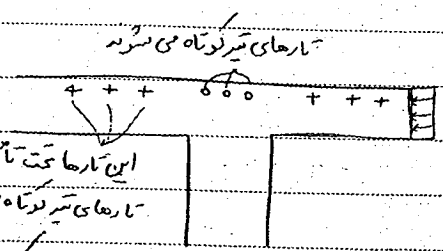
وظیفه دال در سقف‌ها تحمل بار عامل است و می‌تواند مستقل از تیر اجرا شود.

یعنی ما تیر را می‌سازیم و بعد دال را روی آن قرار دهیم.

اما معمولاً این دو را با هم اجرا می‌کنیم و همانطور که گفتیم تیر و دال را تحت تأثیر قرار می‌دهد. وقتی

تیر خم می‌شود بتن در ناحیه فوقانی تحت فشار قرار می‌گیرد و تارها کوتاه می‌شوند. این کوتاه شدگی تارهای

دال را هم به کوتاه شدن می‌کند، یعنی دال در

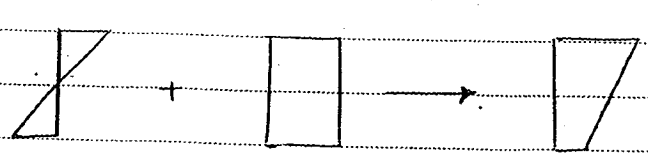


میدان صفر خود تحت فشار قرار می‌گیرد.

این فشار اضافه بر تنش‌هایی است که در دال در اثر بارگذاری ایجاد می‌شود و این دو را نباید با هم مخلوط کرد.

در سقف، دال تحت خمش قرار گرفته و خم می‌شود. فشار ناشی از کوتاه شدن تارها به تنش‌های خمشی که در

دال ایجاد شده اضافه می‌شود.



خمش در دال فشار ناشی از تیر تنش وارده به دال

Subject: ۲۲

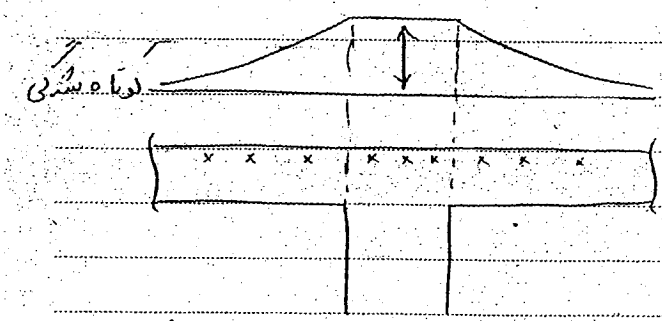
Year. Month. Date. ( )

در تیرهای T بحث بر سر این است که دال چه کمکی به تیر می کند و چگونه می توان این کمک را به حساب آورد؟

ما می توانیم فکر کنیم سطح تیر مستطیلی نیست و T شکل است. حال تیر T شکل را وارد عملیات کنیم. سؤال

آنکه در یک سقف که تیر با دال همزمان اجرا می شود، عرض بالها را چگونه باید تعیین کرد. باید بدانیم کوتاه

شدگی دیوارها به چه صورتی است.



دیوارها کوتاه شدگی و در نتیجه تنش ایجاد شده در دیوارها

یکسان نیست هرچه از تیر دور شویم، تنش کاهش

پیدا می کند. حال اگر بخواهیم تنش های فشاری دال را در معادلات تیر وارد کنیم ناگزیریم در عرض دال که در

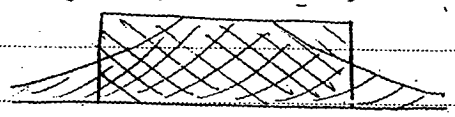
بالا وجود دارد انتگرال گیری کنیم.

همان طور که ملاحظه می شود مشکل اصلی این است که نه تنها در ارتفاع بلکه در عرض دال نیز باید انتگرال گیری کنیم

تا نیروی فشاری بتن به دست آید. این کار وقت گیر بوده و در عمل قابل اجرا نیست.

راه حل ساده تر آنکه برای دال در تیر یک عرض مؤثر تعریف می کنیم. عرض مؤثر بنا به تعریف آنچنان عرضی است که

اگر با تنش حداکثر نیروی فشاری در آن ضرب شود این نیرو برابر کل نیروی فشاری باشد که در واقعیت در دال ایجاد می شود.



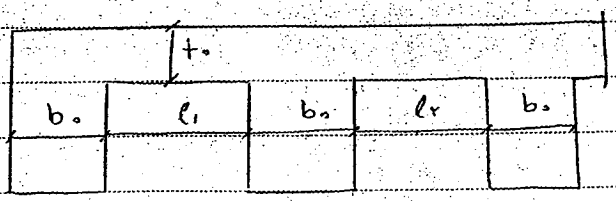
سطح قرمز رنگ برابر سطح آبی رنگ است.

در واقع ما بجای تنش متغیر، تنش مستطیلی را جایگزین می کنیم و عرض مستطیل را به گونه ای در نظر می گیریم که سطح زیر

دو سهمی برابر باشد. این عرض، عرض مؤثر (Effective Width) نامیده می شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

محاسبه be : b̄e برای توان با انتگرال گیری بررسی دال حساب کرد. الگوریتم کار و فرمولها در تئوری الاستیسیته روشن است و با استفاده از کامپیوتر می توان be را بدست آورد. اما خواهیم دید تعداد پارامترهای آن زیاد است و ما را دچار پیچیدگی می کند. بنابراین ما به آزمایشگاه رفته و یک آزمایش یک رابطه تقریبی برای be بدست می آوریم. بعد از تعدادی آزمایش این نامساوی ها بدست آورده شده اند:



l : طول دهانه تیر

l_1, l_2 : فاصله خالص (تولی) بین دو تیر

۱- عرض مؤثر تیر T در تیرهای میانی : حداقل سه مقدار زیر:

۱) $b \leq \frac{l}{4}$ (در تیرهای پیسره) $\quad b \leq 0.4l$ (در تیرهای ساده)

۲) $b \leq b_0 + 16t_0$

۳) $b \leq b_0 + (l_1 + l_2)/2$ فاصله مرکز به مرکز دو تیر کناری

۲- عرض مؤثر تیر T در تیرهای کناری : حداقل سه مقدار زیر:

۱) $b \leq b_0 + \frac{l}{12}$ $\quad$ ۲) $b \leq b_0 + 6t_0$

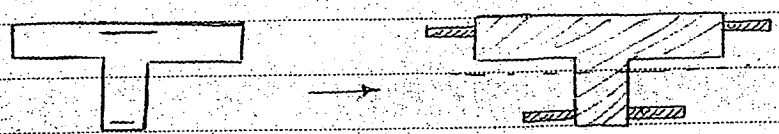
۳) $b \leq b_0 + \frac{l_1}{12}$

Subject: ۲۴
Year Month Date ( )

تحلیل تیرهای T شکل :

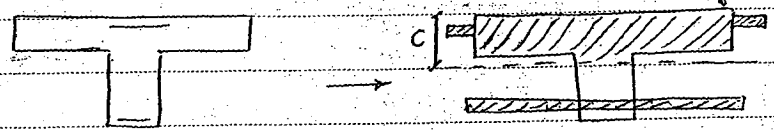
در بحث تحلیل تیرهای T عموماً ما سه تیرهای مستطیل است. همان گونه که بیان کردیم قبل از ترک خوردن، بعد از ترک خوردن با رفتار خطی و بعد از ترک خوردن با رفتار غیر خطی. در اینجا هم نتیجه گیری هایی که در مورد مستطیل کردیم کاربرد دارد.

مرحله اول :

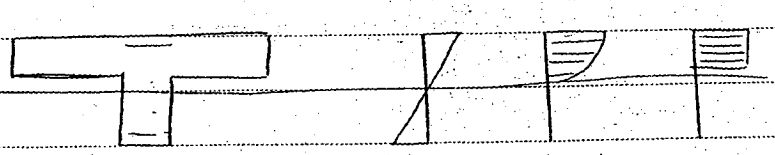


مقطع معادل

مرحله دوم :



مرحله سوم :



در این ترتیب در بحث تعیین تنش ها بحث خاصی در تیرهای T شکل وجود ندارد که نیاز به عنوان داشته باشد.

لنگر خمشی مقاوم نهایی :

در تعیین این لنگرها در ضایعی که در مورد مستطیل پذیرفته شد قابل قبول است. یا گرام کرنش خطی است و برای تنش می توان مستطیل معادل بکار برد. روابط و اعداد و ارقام نیز عیناً مانند آنهایی است که قبلاً عنوان شد (β).

در حالت کلی می توان معادلات تعادل را نوشت و بعد با فرض مناسبی که برای فولاد می کنیم مسئله را حل کرده و لنگر جاری را بدست آوردیم. منظور آنکه روش حل از همان روش کلی قبلی تبعیت می کند در زیر حالت خاصی را که

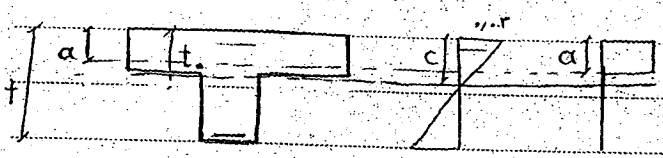
Subject:
Year. Month. Date. ( )

فولادها جاری می شوند را در نظر گرفته رسمی می کنیم روابطی را برای تیر T ارائه دهیم:

حالت خاص: در این حالت فولادها همه جاری می شوند.

در حالت حدی نهایی معمولاً در تیرهای T در حالت پیش می آید این در حالت به شرح زیر هستند:

الف) حالتی است که c (ارتفاع خط خنثی) به اندازه‌ای است که a از t_0 کوچکتر است:

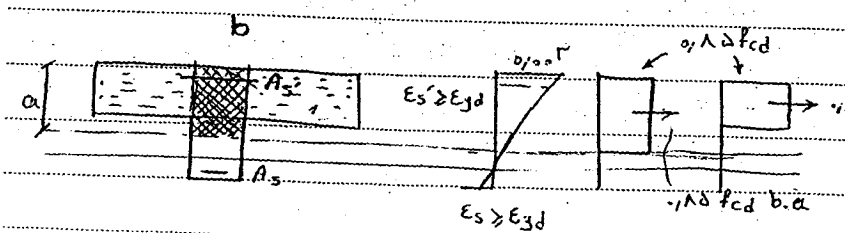


در این حالت مقطع مانند یک مستطیل با ابعاد $t \times b$ عمل می کند

نواحی پایین بتن به علت قرار گرفتن در کشش در محاسبات نادیده گرفته شده

و تأثیری در کار ندارند. نتیجه آنکه در این حالت مقطع T را می توان مانند یک مقطع بزرگ گرفت و لنگر خمشی مقاوم

این مقطع بزرگ را محاسبه کرد. برای تعیین این همان کمیت هایی که برای مستطیل انجام می شد تکرار می گردد.



ب) $t_0 < a$ است:

و در این حالت معمولاً دیاگرام تنش ها

را در مقطع می گذیم برای جان و بالها جداگانه در نظر می گیریم. ما معمولاً:

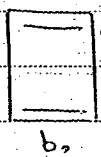
$$A_{sf} = \frac{0/85\, f_{cd}\,(b-b_0)\,a}{f_{yd}}$$ فولاد تقریبی بالها

$M_{rf} = A_{sf}\, f_{yd}\,(d - t_0/2)$ همان تعادل بالها

$M_r = M_f + M_{rw}$

Subject: ۲۴
Year Month Date ( )

$A_{sw} = A_s - A_{sf}$



عمان مقادیر این مقطع ماند
مستطیل پیدا می‌شود
M_{rw}
مقطع جان

در تعیین M_{rw} با یک مستطیل سروکار داریم. ابتدا باید کنترل کنیم فولادها جاری می‌شوند یا نه؟ اگر جاری شدند آن است که فرض اولیه ما درست بوده و می‌توانیم عملیات را ادامه دهیم بنابراین M_{rw} را پیدا کرده و با M_{rf} جمع می‌کنیم تا عمان کلی بدست آید. برای کنترل جاری شدن از رابطه * زیر کمک گرفته می‌شود.

اما اگر کنترل‌ها نشان داد فولادها جاری نمی‌شوند فرض اولیه غلط بوده و باید برگردیم و راه‌حل کلی را دنبال کنیم (نوشتن معادلات تعادل و تقیید ناجرا).

$* \left(\rho_w = A_{sw} / b_0 d\right) < \left(\rho_{bd} = 1.85 \rho_b\right)$
↓
جاری می‌شود

خلاصه ناجرا: $M_{rw}, M_{rf} \rightarrow M_n$

$a > t_0 \longrightarrow A_{sf}, A_{sw} \xrightarrow{\text{کنترل‌ها}}$ { جاری شدند $\longrightarrow$; معادلات تعادل $\longrightarrow$ جاری نشدند }

چگونگی تعیین a: $a > t_0$ ، $t \geq a$

از ابتدا به فرض می‌کنیم با مستطیل بزرگ سروکار داریم و a را از رابطه مقابل پیدا می‌کنیم:

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

اگر $a \leq t_0$ بود فرض صحیح بوده است و اگر نبود فرض غلط بوده و مجبور تا می‌شود تنش فولاد فشاری در حدود ۱۰ برابر است بنابراین نباید مقدار زیادی از مقاومت مقطع را به تنش فولاد فشاری گذاشت.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

طراحی تیر T شکل:

همانطور که می دانیم همان داده به تیر (Mu) معلوم است. هدف پیدا کردن سطح تیر و مقدار فولاد هاست.

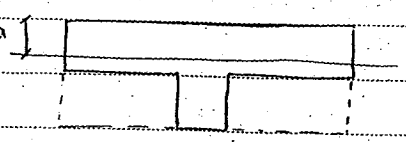
اگر سطح تیر را جدا در نظر بگیریم t_o دارد شده و با a مجهول سروکار داریم. اما در واقعیت t_o دارد محاسبات

می شود چرا که ضمانت دال معمولاً توسط خود دال تحمل می شود پس یک مجهول کاهش می یابد. بنابراین t_o را

از مجموعه خارج کرده و درست مانند تیر مستطیل با 2 مجهول سروکار داریم.

حرکات مانند قبل پیش می رود، طول انتخاب می شود و با فرض A_s مسئله را با تعیین A_s شروع

می کنیم. در اینجا نیز دو حالت وجود دارد:



1) $a < t_o$:

در این حالت مستطیل بزرگ برای Mu طراحی می شود و فولاد بدست آورده می شود

در بسیاری از موارد در این حالت به دشواری برخورد می کنیم که $\rho < \rho_{min}$ است. در این حالت جواب این بود که به

جای ρ، ρ_{min} را انتخاب می کردیم. این حرف صحیح است ولی باید توجه داشت که ρ_{min} بر روی جان اثر

می کند و در فضای پر شده خیالی که ما جزء در نظر گرفتیم $A_{s\,min} = \rho_{min} \cdot b_o \cdot d$

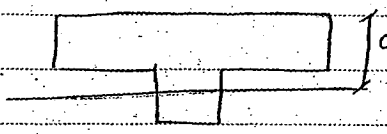
لازم است این دو با هم مقایسه شده و هر کدام که بزرگتر بود به کار گرفته شود:

1) $A_s = \rho\, b\, d$

2) $A_s = \rho_{min}\, b_o\, d$

Subject: ۲۵
Year. Month. Date. ( )

۲) $a > t_0$:



در این حالت ابتدا همانی را که با آن می‌توانید تحمل کند را محاسبه کرده و از M_u خارج می‌کنیم بقیه را جان باید تحمل کند و جان برای آن طراحی می‌شود.

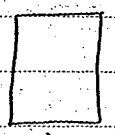
$$\begin{cases} A_{sf} = 0.85 f_{cd} (b - b_0) t_0 / f_{yd} \\ M_{rf} = A_{sf} \cdot f_{yd} \cdot (d - t_0/2) \end{cases}$$

بال

$M_{rw} = M_{uw}$

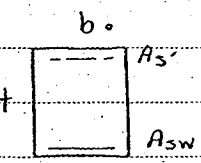
جان برای این همان طراحی می‌شود

$M_{rw} = M_u - M_{rf}$ سهم جان $\Rightarrow$



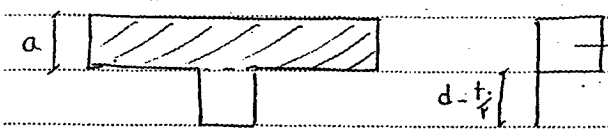
حال همان جریان مستطیل دنبال می‌شود ابتدا فولاد کششی را بدست آورده و اگر جواب نداد فولاد فشاری استفاده می‌شود نتیجه طراحی A_s' و A_{sw} هستند.

$$\begin{cases} A_s = A_{sf} + A_{sw} \\ A_s' \longrightarrow A_s' \end{cases}$$



* تذکر: $a < t_0$ یا $a > t_0$:

از خودمان می‌پرسیم اگر $a = t_0$ باشد همان مقاوم مقطع چقدر است؟



اگر $a = t_0$ باشد مقطع همان تیر را تحمل می‌کند:

$\overline{M_r} = 0.85 f_{cd} b t_0 (d - t_0/2)$

$\overline{M_r}$ را با همان داده مقایسه می‌کنیم اگر $M_u > \overline{M_r}$ برد نشان می‌دهد که برای تحمل همان داده بتن بیشتری

Subject:
Year. Month. Date. ( )

* $M_u \leq \overline{M_r} \longrightarrow a \leq t_0$ احتیاج است یعنی $a > t_0$ برعکس:

$M_u > \overline{M_r} \longrightarrow a > t_0$

* وقتی می خواهیم مقطع کوچک را طراحی کنیم این نامه نظر تعادل را دارد:

$\rho_w - \rho' < \rho_b$

$\rho - \rho_f - \rho' \leq \rho_b \qquad \rho \leq \rho_f + \rho' + \rho_b$

www.vepub.com
Publish Your Mind

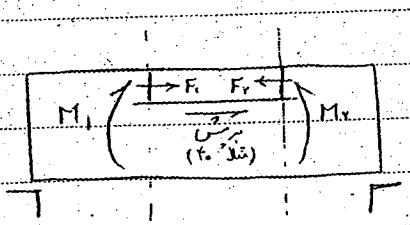
Subject: ۲۶
Year. Month. Date. ( )

برش در تیرها :

تحلیل و طراحی تیرها برای برش :

برش در تیرها به علت اختلاف خمشی که در دو مقطع مجاور در تیر وجود دارد به وجود می آید. اگر دو مقطع مجاور را مثلاً به فاصله 1m در نظر بگیریم. در یک مقطع همان ۲۰ t.m و دیگری ۳۵ ton.m وجود دارد. فرض کنید همان ۲۰ ton.m در بتن شاری فشار ۱۰۰ ton ایجاد می کند و همان ۳۵ ton.m در بتن شاری مقطع دیگر ۱۴۰ ton ایجاد می کند. نتیجه اینکه در فاصله این دو مقطع ۴۵ ton نیرو به صورت برش باید منتقل شود.

بنابراین ما برش در راستای افقی و طولی تیر را در نظر



داریم نه در راستای عمودی.

تحت این شرایط مقاطع افقی تیر تمایل دارند بر روی یکدیگر بلغزند. این اتفاق برای تیرهای چوبی بیشتر می آید چون الیاف چوب در امتداد طولی هستند. این الیاف به هم چسبیده اند و نوعی مقاومت برشی بین آنها وجود دارد. وقتی تیر چوبی تحت خمش قرار گیرد اگر این برش زیاد شود الیاف از هم جدا می شوند. در تیرهای چوبی اغلب دو الیاف روی هم به راحتی دیده می شود.

بنابراین اگر علاقمند باشیم این برش را کنترل کرده و بخواهیم آنرا محاسبه کنیم کافی است دو مقطع مجاور را در نظر گرفته و همان دو را پیدا کرده (P_1 و P_2) (در شکل) را پیدا کرده و از هم کم کنیم آنگاه مقدار برش بدست می آید.

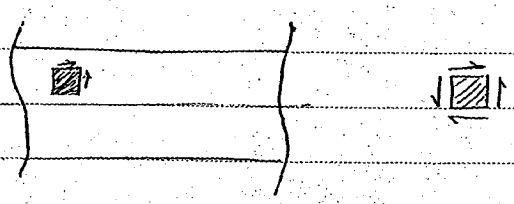
قاعدتاً وقتی راجع به برش صحبت می کنیم باید بحث برسر کنترل همین برش طولی باشد اما در بتن اتفاق دیگری می افتد که

Subject:
Year. Month. Date. ( )

این بحث را تحت انتفاع قرار می دهد به این صورت که برش در مقاطع افقی در مقاطع قائم برش ایجاد می کند در

مقاومت مصالح نشان داده می شود اگر المان کوچکی با تنش المان حاصل خورده در نظر بگیریم اگر در مقاطع افقی

برش باشد در مقاطع قائم برش ایجاد می کند.

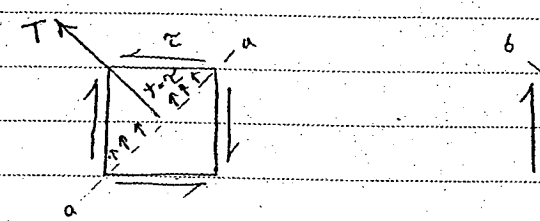


به عبارت دیگر وجود برش در مقاطع افقی و قائم لازم و ملزوم یکدیگرند. این بدان مفهوم است که تیرهایی که

که در مقاطع افقی برش داریم در مقاطع قائم نیز برش داریم.

وجود برش در مقاطع افقی و قائم موجب می شود که این دو با هم ترکیب شده در مقاطع قطری کشش و فشار ایجاد

کند.



روی a-a با کشش قطری داریم — روی b-b با فشار قطری داریم

Diagonal Tension — Diagonal camper...

به این ترتیب در تیرهای تحت خمش با برش در مقاطع افقی و قائم، با کشش و فشار در مقاطع قطری روبرو هستیم.

وقتی عمان در تیر اتراعیش می یابد، همراه این آثار بالا رفتن نازهایی که انهدام پیش آید حال سوال این است که انهدام

چه زمانی رخ می دهد؟ انهدام بستگی به نوع ماده دارد. اگر ماده در برش ضعیف باشد انهدام در اثر برش است مانند

تیر چوبی... در تیرهای فولادی به علت ضعف فولاد فشاری، فشار قطری حاکم شده و جان تیر کمانه می کند.

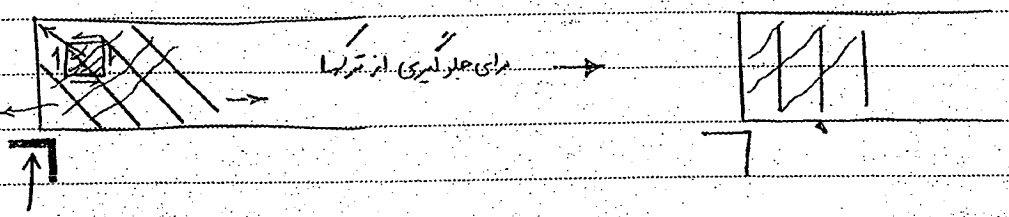
در بتن نیز کشش غالب می شود، بنابراین بحث برش در تیرهای بتنی کشش قطری بازی می کرد و وقتی صحبت از

طراحی تیر برای برش می کنیم در واقع صحبت از طراحی تیر برای کشش قطری می کنیم منتها به دلیل سهولت در کنار ترجیح

Subject: ۲۷
Year. Month. Date. ( )

می دهم که خرپا به صورت برشی بیان شود. مایه صحبتی که در مقاومت مصالح داریم.

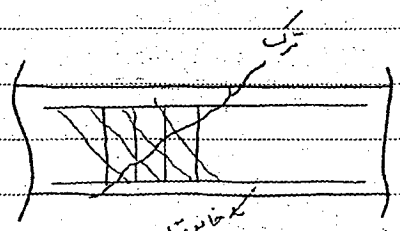
[illegible] ولی همواره باید به خاطر داشته باشیم که دقیقا صحبت از برش در تیرهای می شود و منظور کشش قطری است.



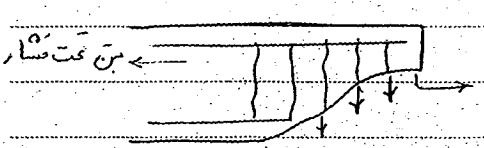
قاعدتا برای جلوگیری از کشش قطری بتن که باید خاموت ها را عمود بر ترک ها گذاشت. ما در مواردی که بتن ارتفاع تیر اجازه دهد خاموت ها را مورب به کار می بریم امّا معمولا ابعاد تیرها اجازه نمی دهد و برای سهولت خاموت ها را تمام به کار می بریم. برای قابل تشخیص است که در صورت استفاده از خاموت تمام، لحاظ اقتصادی دچار ضرر می شویم چرا که خاموت باید سطح مقطع بزرگتری نسبت به حالت مورب داشته باشد. دلیل آن این است که اگر کشش قطری در امتداد ۴۵° مثلاً ۳۰ ton باشد، وقتی خاموت مایل بکار می بریم، خاموت باید تاب تحمل ۳۰ ton را داشته باشد ولی اگر قرار باشد خاموت تمام بکار ببریم، نیروی ۳۰ ton در امتداد ۴۵° تبدیل به ۴۲ ton در امتداد قائم می شود و خاموت باید سطح مقطعش را ٪ ۴۰ زیاد کند.

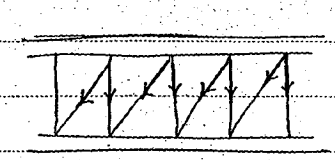
Subject:
Year. Month. Date. ( )

طراحی تیرها برای برش و پیچش:

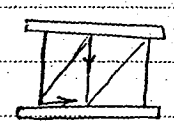


تحلیل و طراحی تیرهای تحت برش بر مدل مکانیزمی که در بالا نشان داده شده قرار دارد این مدل این روزها به نام خرپای فضایی (Space Truss Model) معروف است. در این مدل بتن در بالا فشار را تحمل می‌کند و در لاد در پایین کشش تحمل می‌کند.





بتن در ابتدا مورب در ناحیه‌ای که فشار قطری وارد می‌شود فشار تحمل می‌کند و خاموتها یا در ابتدا کشش های قطری و یا در ابتدا تایر کشش را تحمل کنند.



با این ترتیب عملکرد یک تیر بتن آرمه درست مانند خرپا خواهد شد و اعضای کشش و فشاری آن به شرح زیر می‌باشد.

بر اساس این مدل می‌توان نشان داد مقاومت برشی تیر با رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$V_r = \underbrace{V_{cd}}_{①} + \underbrace{A_v f_{yd} d/s}_{②}$$

V_r مقاومت برشی تیر در حالت حدی نهایی — خاصیت های تایر

۱: برشی که بتن تحمل می‌کند (V_{rc}) ۲: برشی که خاموت ها تحمل می‌کنند (V_{rs})

$$V_r = V_{cd} + A_v f_{yd} d/s (\sin\alpha + \cos\alpha)$$

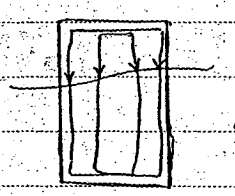
خاصیت های مایل

Subject: ۲۸
Year. Month. Date. ( )

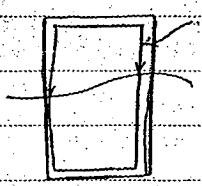
$V_{cd} = v_{cd} \cdot b\,d$ ($b\,d$: برش مقاوم نهایی بتن) — $v_{cd} = \Phi_c\, v_{cc}$ (v_{cd}: مقاومت طراحی برشی بتن) — ($\Phi_c = 0.6$، v_{cc}: مقاومت واقعی برشی)

$v_{cc} = 0.63\sqrt{f_{cc}}$

$f_{cc} = 200$
$v_{cc} = 8.9 \ kg/cm^2$
$v_{cd} = 5.4 \ kg/cm^2$



$A_N = 4A_s$



$A_N = 2A_s$

A_N: سطح مقطع کل خاصیت هایی که ترک می برد

تحلیل وطراحی با استفاده از همین رابطه ساده صورت می گیرد. اگر خاصیت ها در دست باشد وبخواهیم مقاومت تیر را در برش پیدا کنیم که از همین رابطه ساده می توان محاسبه کرد می توان V_r را به راحتی بدست آورد. اگر منظور طراحی باشد یعنی V_u در دست باشد وبخواهیم خاصیت ها و فواصل آنها را بدست آوریم از رابطه طی کمک می گیریم:

$V_u \leqslant V_r$

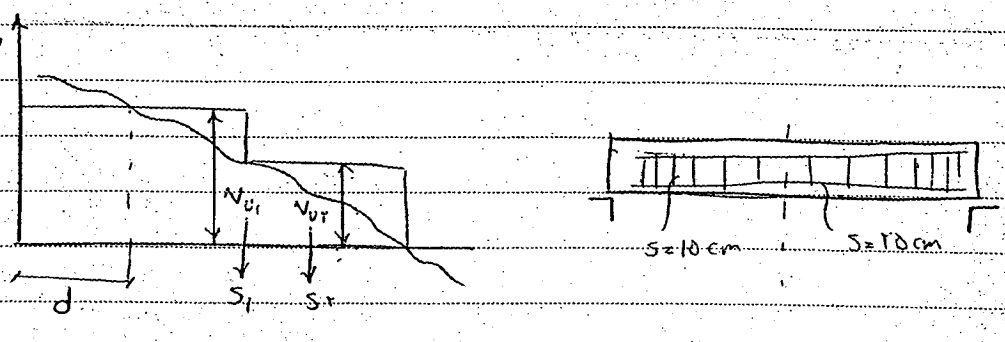
کاستی در رابطه بالا $V_u = V_r$ درنظر گرفته شود و در سمت راست معادله $\frac{A_N}{S}$ بدست می آید

معمولاً A_N انتخاب می شود و S محاسبه می گردد.

درطراحی برای برش تیرها، نظر به آنکه دیاگرام برش متغیر است، طبعاً در رابطه اصلی سمت چپ معادله متغیر خواهد بود در نتیجه مقدار A_N/S عدد ثابتی بدست نمی آید، بنابراین درکاربرد این رابطه سعی می شود دیاگرام برش بصورت پلکانی درآورده شود، آیین نامه اجازه می دهد مقدار برش در فاصله d از بر تکیه گاه به عنوان

Subject:
Year. Month. Date. ( )

برش ماکزیمم باقی بشود مبنای طراحی قرار گیرد. بنابراین معمولاً بلکان اول از همین جا انتخاب می شود.



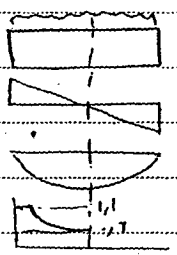
در وسط فاصله خاموت گذاری بیشتر از انتها رعایت شده است. اگر تیر بزرگتر بود تعداد بلکان ها را افزایش می دهیم و مثلاً از دو بلکه به سه بلکه تبدیل می کنیم.

در بحث مربوط به مقاومت برشی بتن V_{cc} با ترجمه است مقداری که عنوان شده معادل است این مقادیر در مواردی می تواند بیشتر در نظر گرفته شود از جمله در تیرهای با یک گام ساده که نزدیک تکیه گاه خمش وجود ندارد

می توان نشان داد که مقاومت برشی را می توان از رابطه $V_{cc} = 0.6\sqrt{f_{cc}} + 200\frac{V_u d}{M_u} \leq 1.1\sqrt{f_{cc}}$

مقاومت برشی بتن تحت تأثیر تنشهایی که در مقطع وجود دارد

شرط $\frac{V_u \cdot d}{M_u} \leq 1$



تعدی اثر این پیدا می کند اما مقدار آن چندان

زیاد نیست و گفته رابطه آن در آیین نامه وجود دارد. در مقابل برش بسیار به کشش حساس است.

اگر در مقطع کشش کمتری وجود داشته باشد مقاومت برشی شدیداً افت می کند و به صورتی رسید این است که معمولاً وقتی تیر یا ستون تحت کشش قرار گیرد مقاومت برشی بتن نادیده گرفته می شود یعنی مقاومت برشی تیر یا ستون تنها به عهده خاموتها خواهد بود.

در شکل وسط صفحه تیر تحت اثر بارگذاری است و در تکیه گاه مقاومت برشی ایجاد می کند.

Subject: ۲۹
Year Month Date ( )

ضوابط طراحی:

۱- حداقل خاموت: میزان خاموت در تیرها نمی تواند از حدی کمتر باشد یعنی سطح $A_{V_{min}}$ بصورت مقابل است:

$$A_{V_{min}} = 0.3 \, bs / f_y \quad \leftarrow *$$

۲- حداکثر فاصله در خاموت های قائم و مورب به صورت مقابل است:

$$\begin{cases} S_{max} = d/2 & \text{قائم} \\ S_{max} = 3d/8 \, (1 + \cot g \, \alpha) & \text{مورب} \end{cases}$$

این مقادیر ماکزیمم در مواردی است که برش در مقطع چندان زیاد نیست و $V_u \leq 3 V_{cd}$ است. در مواردی که $V_u > 3 V_{cd}$ باشد فواصل با نصف می شود:

$$\begin{cases} S = d/4 \\ S = 3d/16 \, (1 + \cot g \, \alpha) \end{cases}$$

۱۰ cm

۴۵ cm

۳- محدودیت در برش وارد به مقطع: ابعاد مقطع تیر چنان باشد که $V_u \leq 5 V_{cd}$

اگر برش وارده از این تجاوز کند مقطع تیر باید عوض شود. این بدان معناست که نمی توان با خاموت گذاری برش را تحمل کند. این محدودیت که با این زبان بیان شده در واقع صحیح نیست این محدودیت مربوط به مقاومتی وارد بر بتن است. اگر برش وارده از این حد تجاوز کند بتن در مقاومت قطری دچار شکل شده و خردی شود. بنابراین هم نیست در مقطع چه اندازه خاموت به کار برده شده است، بتن در مقابل خردی شدن و خاموت ها نمی تواند هیچ کمکی کند. این است که در تیرها هیچ گاه نباید میزان برش از $5 V_{cd}$ تجاوز کند.

Page 29

Subject:
Year. Month. Date. ( )

معمولاً در تیرها و سقف‌ها برش در حدود ۲۸Vcd تا ۳۸Vcd در حال تغییر است.

دانلود جزوات بیشتر در
www.vepub.com
Publish Your Mind

www.vepub.com
Publish Your Mind

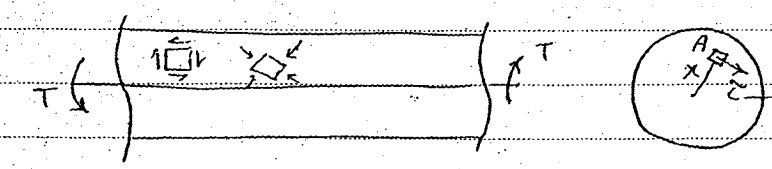
Subject: ۳۰
Year. Month. Date. ( )

طراحی تیرها برای پیچش

Torsion

مقدمه: برای آشنایی با بحث پیچش لازم است ابتدا جلوتر شروع کنیم و ببینیم پیچش در مقاطع سازه‌ای چه اثری ایجاد می‌کند. پیچش عمدتاً در قطعات استوانه‌ای در ماشین‌های مکانیکی مطرح می‌شود. می‌توان گفت موضوع عمدتاً در مهندسی مکانیک مطرح است. با این حال ما هم گاهی اوقات با پیچش تیرها و ستون‌ها روبرو می‌شویم که باید با آن مقابله کنیم.

معمولاً پیچش با قطعات استوانه‌ای شروع می‌شود و یک تنش‌های ایجاد شده در اثر پیچش در یک شفت استوانه‌ای مطرح می‌گردد:



در مقطع استوانه تحت پیچش، برش وجود دارد. جهت برش در مقطع در هر نقطه عمود بر شعاع گذرنده از آن نقطه است. این برش‌ها سرانجام به گشتاور خالص تبدیل می‌شوند. مقدار تنش برشی در نقطه‌ای مانند A از رابطه تقابل بدست می‌آید:

$$\tau = \frac{T_0 x}{I_p}$$

I_p: ممان اینرسی قطبی دایره $= \frac{\pi r^4}{2}$

رابطه‌ای شبه حل ←

$$\tau_{max} = \frac{T_0 r}{I_p}$$

بیشترین تنش در سطح خارجی استوانه پیش می‌آید. براساس این رابطه حداکثر پیچش که یک عضو استوانه‌ای می‌تواند تحمل کند از رابطه زیر قابل محاسبه است:

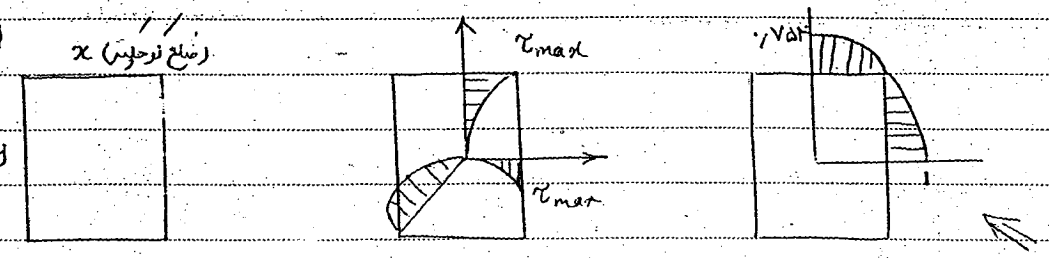
$$T_{max} = \frac{1}{2}\pi r^3 \tau_{max}$$

↳ مقاومت برشی ماده

این عبارت در مقاومت مصالح به طور مفصل در تئوری الاستیسیته مطرح شده است.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

حال وضعیت تنش دفار ا یک مقطع مربع مستطیل بررسی می کنیم:



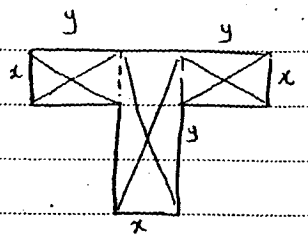
در مقاطع مستطیلی حداکثر تنش برشی در جداره مقطع و در وسط ضلع بزرگتر اتفاق می افتد. حداکثر تنش برشی در تیر می تواند عمل کند در این مقاطع از رابطه تقابل محاسبه می شود:

$T_{max} = \alpha x^2 y \tau_{max}$

α به نسبت $\frac{y}{x}$ بستگی دارد

$\frac{y}{x}$	۱	۲	۳	۵	∞
α	۰/۲۰۸	۰/۲۴۱	۰/۲۶۷	۰/۲۹۱	۰/۳۳۳

در مقطع T شکل حداکثر تنش برشی را می توان به تیر وارد کرد به این صورت محاسبه می شود که مقطع به تعدادی مستطیل شکسته می شود و در مورد هر مستطیل T_{max} نوشته شده و بعد با هم جمع می شود.



$$T_{max} = \frac{1}{x_{max}} \sum \frac{1}{3} x^2 y \tau_{max}$$

y و x

τ_{max} در وسط ضلع بزرگتر جداره مستطیل بزرگ ایجاد می شود. از همین رابطه ساده در بتن آرمه استفاده کرده و تنش را به دست می آوریم.

Subject: ۳۱
Year Month Date ( )

رابطه تنش در مقاطع لوله‌ای شکل بصورت زیر بدست می‌آید، این مقاطع مقاومت خوبی در برابر پیچش دارند.

بهمین علت در پیچش به سراغ مقاطع لوله‌ای در مهندسی سازه به سراغ مقاطع جعبه‌ای می‌رویم از جمله در پلها

که مسئله پیچش مطرح می‌شود به سراغ

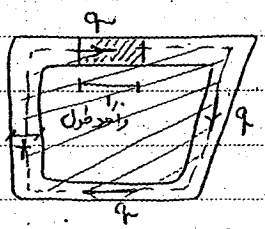
مقاطع جعبه‌ای شکل می‌رویم:

مقطع پل:

ممکن است در یک جهت اثر مثل باشد و در جهت دیگر نباشد بنابراین این موضوع در مقطع سلولی ایجاد می‌کند و برای مقابله از مقاطع جعبه‌ای استفاده می‌شود.

از رابطه مقابل کمک می‌گیریم:

$$\tau = \frac{T}{2At}$$



A: سطح محدود به میانصفحه

خط چین: میانصفحه

رابطه فوق با این فرض بدست آمده که لوله بسته و جداره نازک و معمولاً این شرط وجود دارد. حال می‌توان رابطه

بصورت مقابل نوشت:

$$\tau \cdot t = \frac{T}{2A} = q \quad (\text{Shear Flow} \text{ (جریان برش)})$$

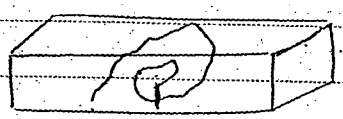
q میزان برش در واحد طول است یعنی تنشها شور خورده در شکل بالا.

پیچش در تیرهای بتن آرمه:

اولاً این بحث از پیچیده‌ترین مطالب در بتن آرمه است. دلیل اینکه در مقطع تیر برش ایجاد شده و برش به کشش قطری تبدیل شده و کشش قطری باعث ترک خوردن بتن می‌شود. در تیرهای تحت پیچش مقاومت اصلی با تیرهای برش این است که جهت کشش قطری متغیر است و بنابراین ترک خوردگی در اطراف تیر می‌چرخد و به صورت یک ترک حلزونی شکل در می‌آید، یعنی اگر از یک تیر بتنی تحت پیچش عکس گرفته شود

Subject:
Year. Month. Date. ( )

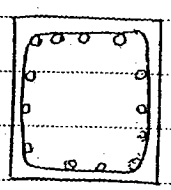
شکل مقابل یک ترک خوردگی برشی قابل دیدن است.



در تیر مکانیزم پیش رفته ای برای رفتار تیر در برش ایجاد می شود

نکته قابل توجه آنکه با آنکه تیر تحت برش است و انتظار می رود با خاصیت عرضی بتوان آنرا آرمار کرد ملاحظه می شود فولاد طولی نیز لازم است یعنی ما در بحث برش نه تنها به خاصیت عرضی بلکه به آرماتور طولی نیز نیاز داریم. گشش هایی مقطری که در اطراف جداره جدا لزومی شوند در امتداد طولی تیر کشش ایجاد می کند و برای مقابله با آنها حتماً باید آرماتور طولی در مقطع قرار داد.

یعنی در مقطع برای مقابله با برش مقدیر مقطع و آرماتورهای آن

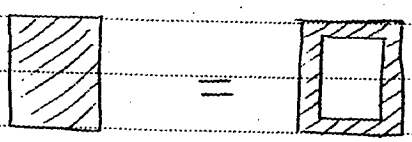


ارتباطی با برش ندارد

به صورت مقابل است:

* آرماتور طولی برای تحمل برش ضروری است *

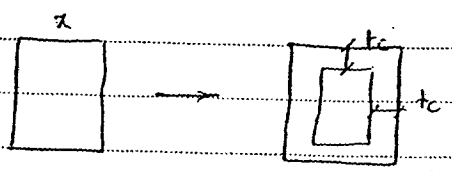
در برخورد با تیری برش در تیرهای بتن آرمه از ایده مقابلی استفاده شده است و آن اینکه چون تنش های برشی در سطح مقطع ثابت است بتن در این راستا صرفنظر می شود و بنابراین یک تیر با مقطع توپر تبدیل به یک تیر با مقطع توخالی



یعنی تو را ی می شود:

در مقابل میزان تنش در جداره مقطع توخالی یکسان است.

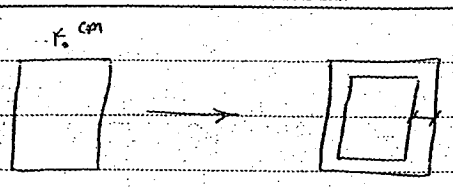
فرض می شود مطالعات انجام شده در این مورد نشانگر آن است که می توان مقطع مستطیلی را به صورت



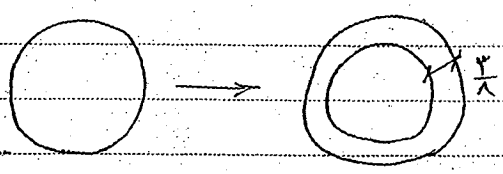
زیر تبدیل به توخالی کرد:

$t_c = 0.75 \frac{A_c}{P_c}$ سطح مقطع مستطیل / محیط

Subject: ۴۲
Year. Month. Date. ( )



$t_c = \frac{۴۰ \times ۶۰}{۲۰۰} \times ۰,۷۵ = ۹ \text{ cm}$

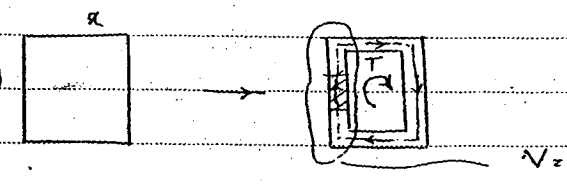


براین اساس یک مقطع دایره‌ای به صورت مقابل است:

تئوری پیچش در بتن آرمه:

تئوری پیچش در بتن آرمه با استفاده از تبدیل مقطع مستطیل به لوله براساس هاتنوری جریانی فضای تراز گرفته است، یک تیر بتن آرمه به این صورت دیده می‌شود که آرماتورهای طولی به همراه خاموت‌هایی قفس فولادی می‌سازد که بتن این قفس را احاطه و یک لوله ساخته است وقتی این لوله تحت پیچش قرار می‌گیرد آرماتورهای طولی و خاموت‌ها در کشش قرار می‌گیرند و بتن در فشار. بنابراین عضو مشابه جریان بتن است

بنابراین جهت کشش قطری در اطراف جداره تغییر می‌کند و متناسب با آن جهت شاخص قطری تغییر می‌کند و هریک از اعضای فشاری کششی سمت دستی خود را دارند.



در این تقطع لوله‌ای میزان برش جذب واحد طول (q) به راحتی قابل محاسبه است. اگر مقدار q در طول جداره ضریب ثابت برش موجود در این جداره بدست می‌آید. جداره برای برش طراحی می‌شود و برش کار عیناً مانند حالت عادی است.

$V_u = V_{cd} + A_v f_{yd}$

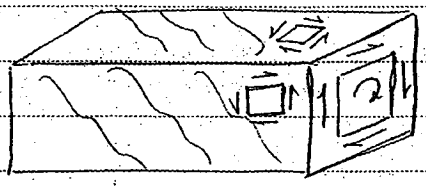
در ثبت بالا فرض بر این است که $V_{cd} = ۰$ است. یعنی ما از مقاومت برشی بتن در پیچش صرفنظر کرده‌ایم.

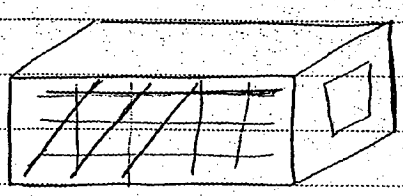
Subject:
Year. Month. Date. ( )

می توان نشان داد مقدار فولاد طولی لازم در این مقطع قوطی شکل به اندازه‌ای که است که حجم فولاد طولی برابر حجم خاصیت عرضی است. اگر محیط خاصیت (P_h) باشد حجم آن $A_t \cdot P_h$ است.

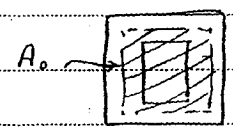
A_t: سطح مقطع یک خاصیت $\qquad A_\ell \cdot S = A_t \cdot P_h$

$$\Rightarrow A_\ell = \frac{A_t \cdot P_h}{S}$$



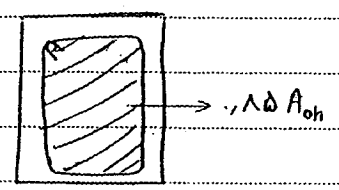


صحبتهای فوق به نتایج زیر جمع می شود:



$T_n = 2 A_o A_t f_{yd}/s$

می توان نشان داد اگر به جای A_o در رابطه فوق ما $0.85 A_{oh}$ رابطه بگیریم اشتباه عمده‌ای مرتکب نشده‌ایم:



A_t در این رابطه سطح مقطع یک شاخه خاصیت است.

از رابطه فوق می توان خاصیت لازم برای پیچش را بدست آورد $\frac{A_t}{s}$ که با انتخاب A_t، s بدست می‌آید و یا برعکس.

همانطور که ملاحظه شد برای مقابله پیچش ارماتور طولی نیاز است که مقدار آن از رابطه‌ای قبلاً عنوان شده بدست آورده می‌شود:

$$A_\ell = \frac{A_t \cdot P_h}{S}$$

Subject: ۴۳
Year. Month. Date. ( )

با استفاده از این مدرابطه کلیه موارد مورد نیاز در پیچش بدست آورده می شوند:

ضوابط طراحی:

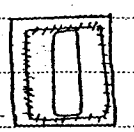
۱- می توان نشان داد تیرهای بتن آرمه در پیچش به مقدار زیر ترک می خورند:

$T_{cr} = 2 \frac{A_c^2}{P_c} \sqrt{f_{cd}}$ P_c: محیط مقطع A_c: سطح مقطع

T_{cr}: پیچش است که تیر را به ترک خوردن می اندازد. اگر T_u رابطه مقابل را ارضا کند نیازی به طراحی برای پیچش نیست:

$$\begin{cases} T_u \leq 0.25 T_{cr} \\ \text{اما در صورتی که } T_u > 0.25 T_{cr} \text{ باشد تیر باید با فرض ترک خوردن تیر برای پیچش طراحی شود.} \end{cases}$$

۲- خاصیت هایی که برای مقابله با پیچش بکار گرفته می شوند حتماً باید بتوانند تنها خاصیت هایی که در جدار قرار گرفته اند در پیچش کار می کنند.



در پیچش کار می کند

۳- فرمول حداقل در تیرهای تحت برش و پیچش همان مقداری است که در مورد برش بیان کردیم:

$$A_v + 2A_t = 0.35 \frac{bs}{f_y}$$

* برای طراحی تیری که به طور همزمان تحت پیچش و خمش قرار گرفته باید برای هر حالت مقطع را جداگانه طراحی کرده و آرماتورهای هر حالت را با هم جمع کرد.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

طراحی برای برش و پیچش همزمان:

معمولاً در تیرها، پیچش همراه با برش وجود دارد. می خواهیم بینیم طراحی برای این دو همزمان چگونه انجام می شود.

موضوع همزمانی این دو از آنجا مشکل ایجاد می کند که مقاومت برشی بتن در هردو یکسان گرفته می شود. بنابراین این سؤال مطرح می شود که چگونه باید مقاومت برشی بتن را به این دو اختصاص داد. برای این سؤال تدابیری اندیشیده شده است. تا حدود اوایل سال های دهه ۹۰ میلادی این تدابیر در آیین نامه انعکاس داشت و مقاومت برشی بتن به دو قسمت برش و پیچش تقسیم می شد، مثلاً برای بتن ۲۰۰ kg/cm² مقاومت برشی آن بدون حضور پیچش ۸ kg/cm² است در همان پیچش این مقاومت به ۵ قابل می یافت و بقیه به پیچش اختصاص داده می شد: برش ← ۵، پیچش ← ۳.

در دهه ۹۰ میلادی موضوع به شکل دیگری درآمد و آن اینکه همانطور که دیدیم ما از مقاومت برشی بتن در پیچش کلی صرفنظر می کنیم یعنی فرض می کنیم بتن در پیچش کلی نمی دهد (برش ناشی از پیچش) و پیچش کلاً به عهده فولاد گذاشته می شود. با این ترتیب مسئله ساده شده و روش طراحی به صورت زیر درمی آید:

* تیر یکبار برای برش طراحی می شود درست مانند آنکه پیچش وجود ندارد. روابط عیناً مانند قبل هستند. مقاومت برشی تیر قسمتی توسط بتن و قسمتی توسط خاموتها تحمل می شود یعنی V_{cd} به عهده بتن و $A_v f_{yd}$ به عهده خاموتها است.

بعد از این امر طراحی برای پیچش به صورت جداگانه صورت می گیرد و آرماتور طولی و خاموتها بدست می آیند و این دو (آرماتورهای حالت برش و پیچش) با هم جمع می شوند. به این ترتیب طراحی برای برش و پیچش جریان ساده ای پیدا می کند.

Subject: ۳۴
Year. Month. Date. ( )

مسئله‌ای که باقی می‌ماند آنکه همانطور که دیدیم هم در برش و هم در پیچش ما علاوه بر تنش‌های قطری، تنش‌های قطری نیز داریم و این تنش‌ها ممکن است مزاحمت ایجاد کنند. و چون برش و پیچش همزمان هستند این مسئله حادتر می‌شود. در هنگام هم‌زمانی این دو، آیین‌نامه ما را ملزم به کنترل تنش قطری توسط رابطه زیر می‌کند:

$$\frac{V_u}{bd} + \frac{T_u \cdot P_h}{A_{oh}^2} \leq 0.25 f_{cd}$$

حالت سمت چپ به زبان برش نوشته شده است ولی باید در نظر داشت که تنش ناشی از تنش قطری و تنش ناشی از کشش قطری با مقادیر برش برابر هستند $\frac{V_u}{bd}$ همان تنش برشی است. بنابراین، این عبارت همان تنش قطری است که به زبان برش بیان شده است. خلاصه آنکه در حضور برش و پیچش مقطع تیر یا ستون باید کنترل شود و اگر رابطه ذکر شده برقرار نبود مقطع باید بزرگتر شود.

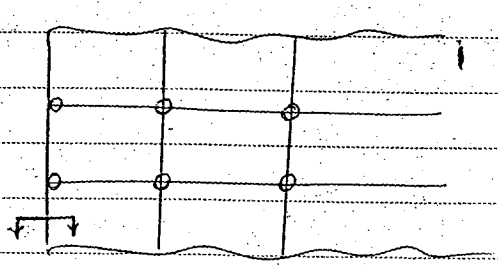
طراحی برای برش و پیچش و جمع کردن خاموتهای این دو با یکدیگر باید به این مطلب توجه داشت که تنها ساقه‌های خاموت که در جداره تیر قرار دارند در پیچش مؤثرند و ساقه‌های داخلی در پیچش اثری ندارند در حالیکه در برش مؤثرند و حساب این دو از هم جداست.

در ارتباط با آرماتورهای طولی که برای پیچش لازم است همانطور که عنوان شد آرماتورهای طولی را در اطراف مقطع باید توزیع کرد و در ناحیه فشاری بتن نیز وجود دارد و در آن جا تناقض پیش می‌آید که بتن در فشار کار می‌کند اما آرماتورها در کشش اند. آیین‌نامه اجازه تقلیل در مقدار این فولادها را می‌دهد که برای جزئیات بیشتر به آیین‌نامه مراجعه شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

Spandrel Beam

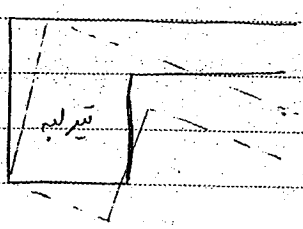
تیرهای لبه و طراحی برای برش:



تیر لبه به تیری اطلاق می شود که در کنار دال قرار دارد.

این تیر تحت برش قرار می گیرد و اگر موضوع برش تابل

ملاحظه باشد قاعدتاً در مورد این تیر خود را نشان می دهد.



تیرهای میانی بعلت آنکه در دو سمت متصل به دال هستند

و زیاد تحت برش قرار نمی گیرند برش چندانی تحمل نخواهند داشت اما

این تیر از یک سمت تحت بار قرار گرفته و طبعاً خواهد پیچید. این که تیر تا چه میزان تحت برش قرار گیرد سالها مورد

بحث و گفتگو بوده است و بطرق تحلیلی حل گردیده است مسئله ها نظیر که شفمن است یک مسئله نامعین است. بنابراین

برش در تیر لبه یعنی خمش دال و کنترل برش تیر دارد. بنابراین برای حل مسئله باید دو عامل را در نظر بگیریم و

حل مسئله به حل یک معادله دیفرانسیل تبدیل می شود که در حالت کلی نسبتاً پیچیده است ولی در حالت خاص راه حل

آن بصورت کلاسیک در کتابها موجود است.

با حل این معادله همان روابط ذکر شده در اینجا تعیین می شود و خود توزیع آن بین دال و تیر مشخص می شود. بدیهی

امکانات کامپیوتری امروزه حل مسئله به راحتی صورت می گیرد. مشخصات برش تیر خود به خود در باتریس سختی اعضا

وارد می شود و به راحتی می توان تعیین کرد تیر تحت چه برشی و دال تحت چه خمشی قرار دارند.

اما نکته مهم چگونگی وارد کردن اثر ترک خوردگی تیر در جریان برش در این معادلات است. تا زمانی که تیر در اثر

برش تابش از برش ترک خورده است عامل مقطع بصورت بدون ترک عمل می کند همان اینرسی قطبی اش وارد معادلات

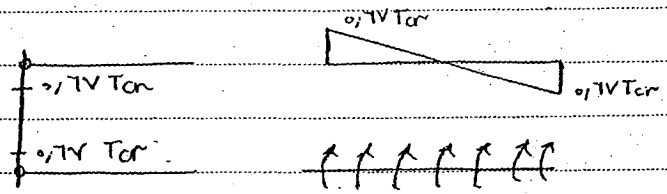
Subject: ۲۵
Year. Month. Date. ( )

می شود ولی وقتی تیر ترک خورد سختی آن بین می رود یا به مقدار زیادی کاهش می یابد و این بدان معناست که مقاومتی در مقابل دال نشان نمی دهد مثل آنکه دال بصورت ساده روی تیر است بنابراین درست است که ماشین مسئله را حل می کند اما مسئله بصورت فرض حل شده و در واقعیت مسئله کمی دقیق تر است و وارد شدن ترک در مسئله هم است. بنابراین سعی شده راه حلی در این ارتباط ارائه شود.

آیین نامه عنوان می کند که فرض می کنیم تیر ترک بخورد و مقاومت چندانی در مقابل از خود نشان ندهد ولی برای آنکه در نقطه مطمئن قرار گرفته و مقاومتی برای پیش تنیدگی کرده باشیم بهتر است تیر برای پیش فاکتور بگیریم بر پایه رابطه $T_{umax} = 0.67\, T_{cr}$ طراحی شود. این بدان معناست که با توجه به مقطع تیر T_{cr} محاسبه می شود:

$$T_{cr} = 2\,\frac{A_c^2}{P_c}\,V_{cd}$$

سپس فرض می کنیم پیشی که به تیر وارد می شود برابر $0.67\, T_{cr}$ است و فرض می شود پیش به طور



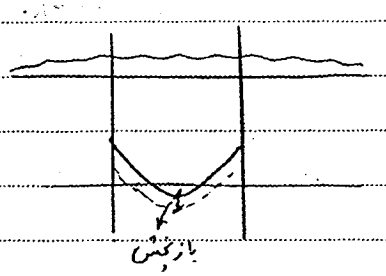
یکنواخت در طول تیر توزیع شده باشد:

$$t = \frac{2 \times 0.67\, T_{cr}}{l}$$

این پیش بطور یکنواخت پخش شده فرض می شود تیر کمت از این پیش قرار دارد و این بدان معناست که همان میخ روی دال همین مقدار t است با فرض اینکه این همان میخ در دال وجود دارد یا باید.

تا بر همان حالا اصلاح شود. مرجع همان است که در توزیع بود.

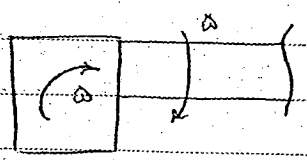
همان در تیر بیان شده است و با پخش همان نام دارد:



باید خودمان یاد بگیریم

Subject:
Year. Month. Date. ( )

حال به بحث پیش و تیر لبه بازی گردیم. مسئله به این صورت است



که فرضاً با ماپیش مسئله را حل کرده و مقدار پیش در تیر ۵ t.m

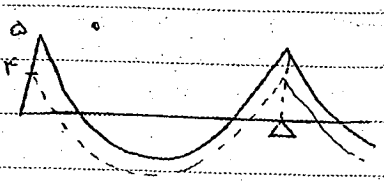
بدست آمد. طبعاً مقدار همان منفی در دال هم (واحد عرض) ۵ است چرا که باید این دو با هم تعادل داشته باشند فرض

کنید $T_{cr} = 6\ t.m$ باشد و $T_{cr} = 4\ t.m$ و ۰٫۶۷ برطبق آنچه در فوق گفته شد لزومی ندارد تیر برای همان

گام تیر داده طراحی شود. تیر برای ۴ t.m طراحی می‌شود این بدان معناست که ما فکر می‌کنیم مقدار همان پیشی

در تیر ۴ تا وزنی کند بنابراین حداکثر همان منفی که می‌تواند در دال وجود داشته باشد ۴ t.m است. حال

به دال برمی‌گردیم و همان منفی دال را ۴ در نظر می‌گیریم.

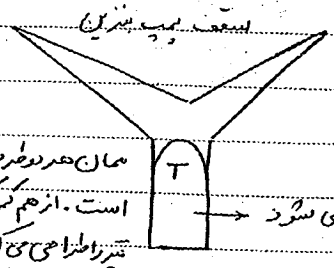


همانطور که در شکل دیده می‌شود همان منفی دال از ۵ به ۴

کاهش داده می‌شود و در مقابل همان مثبت افزایش داده می‌شود قانون همان قانون بازپخش است که در تیرها بکار برده شد.

مطلبی که در بالا ذکر شد در مواردی کاربرد دارد که تیر لبه یکسره است و در واقع نامعین است و امکان بازپخش وجود دارد

در مواردی که امکان بازپخش وجود ندارد و تیر کاملاً معین است ←



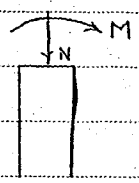
باید تیر را برای پیش طراحی کرد.

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject: ۲۶
Year. Month. Date. ( )

ستون ها (قطعات تحت فشار و خمش) :

تحلیل ستون ها : ستون ها معمولاً تحت فشار و خمش قرار می گیرند. فشار وظیفه اصلی آنهاست خمش هم به علت



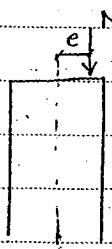
آنکه دهانه های مجاور ستون متفاوتند و همان های متفاوت در

جهت ایجاد می کند در ستون ایجاد می شود.

این است که در تحلیل و طراحی ستون ها حتماً باید به این توجه داشت و ستون را برای ترکیب این دو نیرو تحلیل و طراحی

کرد. در هر مقطع ستون مقدار بارگذاری و همان وارده مبنای تحلیل و طراحی قرار می گیرد ما معمولاً ترکیب بار و همان را

بصورت زیر بیان می کنیم : می گوییم بار وارده بر ستون در برون محوری e وارد می شود بنابراین گفته می شود که ستون تحت



اثر بار N و همان M و یا بار N و برون محوری e قرار دارد این در جمله معادل یکدیگرند.

$e = \frac{M}{N}$

در اینجا صحبت از محور ستون می شود بنابراین ابتدا باید به این سؤال پاسخ داد که محور یک

ستون کجاست. آیا این محور منطبق بر محور هندسی ستون است و یا نه؟

محور ستون

محور ستون :

با توجه به آنکه محاسبات ما برای حالت حدی مقاومت در حد نهایی صورت می گیرد نیتی درست در مرحله قبل از انهدام ستون

را با تبادل می کنیم محور ستون هم باید همین وضعیت تعریف شود با توجه به این موضوع محور ستون به طریق زیر

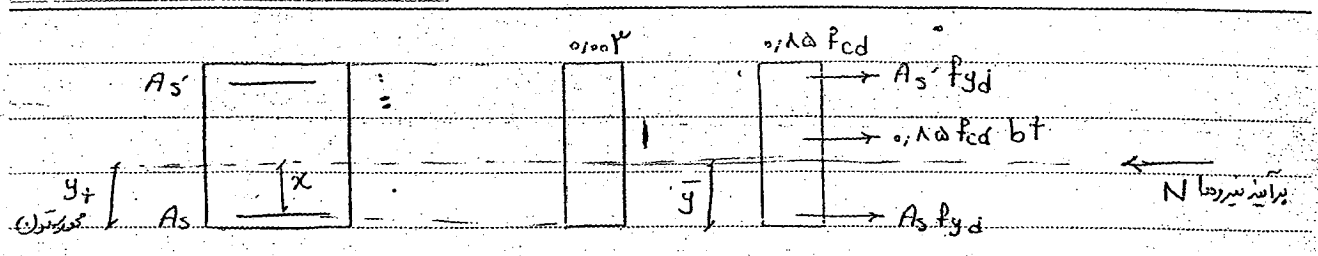
تعریف می گردد:

محور ستون کلی است که اگر بار در امتداد آن محور به ستون وارد شود، خمشی در اثر این بار در ستون ایجاد نگردد

و توزیع تنش در ستون یکنواخت باشد. به کمک این تعریف می توان محور ستون را تعیین کرد.

Page

Subject:
Year. Month. Date. ( )



$$N_{R_0} = 0/85 f_{cd} bt + A_s' f_{yd} + A_s f_{yd}$$

$$\bar{y} = \frac{0/85 f_{cd} bt \cdot t/2 + A_s' f_{yd} (t-d') + A_s f_{yd} (t-d)}{N_{R_0}}$$

محور ستون

plastic Center : (PC) محور پلاستیک

$\bar{y}$: فاصله فولاد کششی از محور ستون

اولین سؤالی که در مورد هر ستون باید پاسخ داده شود این است که محور ستون کجاست قبل از شروع هرگونه عملیات باید PC تعیین گردد. در ستونهای با اشکال غیر متقارن نیز ابتدا باید محور ستون را تعیین کرد. روش کار ما در ستونهای متقارن است دیاگرام کرنشها و تنشها بصورت کلی است در نظر گرفته می شود نیروها و برآیند آنها تعیین می شوند. کل این برآیند، محور ستون است.

تحلیل ستونها:

در تیرها ملاحظه کردیم که در مبحث تحلیل مقاطع و فولادهای نامعلوم هستند و همان داده نیز کافی بود و هدف پیدا کردن تنشها بود. در مورد ستونها نیز مسئله به همان صورت است که در تیرها تعریف شد. در اینجا نیز ما می توانیم ۳ مرحله را با شه تیرها تشخیص دهیم و عملیات را پیش ببریم. تنها تفاوت آنکه برآیند نیروها در مقطع صفر نیست یعنی در معادله اول تعادل ست را بت معادله (N) صفر نیست. با در نظر گرفتن این مطلب می توان معادلات را با شه تیر حل کرد.

در مراحل اول و دوم بتن خطی و در مرحله سوم بتن غیر خطی فرض می شود. طبیعی است که روابطی که برای تیر نوشته شد

عیناً کاربرد ندارند و روابط جدید وجود دارد.

اما مسئله تعیین تنش‌ها در بتن به سادگی صورت می‌گیرد و در عمل ما جای نیاز به تعیین تنش‌ها نداریم بنابراین مسئله بیشتر به لحاظ آکادمیک مطرح می‌شود و در جریان مهندسی کاربردی ندارد به این علت در ادبیات کمتر بدان پرداخته است و ما هم در اینجا به این موضوع نمی‌پردازیم.

در این جا ما مستقیماً به سراغ حالت حدنهای رفته و سؤال می‌کنیم مقطع چه بارهایی را در حدنهای می‌تواند تحمل کند. در واقع ما خود را به انتهای مرحله سوم رسانده و مقادیر N_r و M_r را محاسبه می‌کنیم.

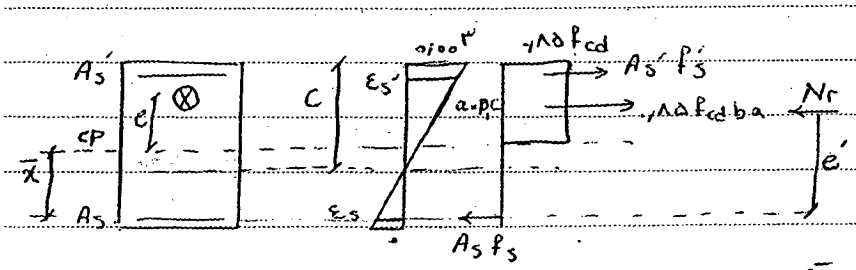
تعیین بار در حالت متعارف در حالت حدنهای (N_r, M_r):

در حالت حدی نهایی فرضیاتی که در تحلیل مقطع می‌پذیریم همانهایی هستند که در تیر ما پذیرفتیم:

۱) مقاطع صفحه‌ای بعد از خمش صفحه‌ای می‌ماند یعنی دیاگرام کرنش‌ها خطی است.

۲) حداکثر کرنش در بتن ۰٫۰۰۳ است.

۳) برای بیان تنش در مقطع دیاگرام مستطیلی شکل معادل تنش را می‌پذیریم. مشخصات این دیاگرام درست مانند همان است که در تیرها عنوان شد.



۴) از بتن کشش صرفنظر می‌شود.

۵) مقطع فولاد الاستوپلاستیک است.

$$N_r = 0/85 f_{cd} ba + A_s' f_s' - A_s f_s$$

$$N_r . e' = 0/85 f_{cd} ba (d - a/2) + A_s' f_s' (d - d')$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

همانطور که ملاحظه می شود تعداد مجهولات زیاد است اگر قرار باشد M_n و N_n هردو مجهول باشند مسئله تعداد زیادی جواب پیدا می کند. چرا که یک ستون می تواند ترکیبات مختلفی از بار و عمان را تحمل کند. مثلا بار ۳۰ t با عمان ۲۰ t.m و یا بار ۲۰ t همراه با عمان ۳۵ t.m تحمل کند. تا واقع مسئله بینهایت جواب دارد بنابراین اگر بخواهیم به جواب شفی برسیم ناگزیریم یکی از مجهولات را فرض کنیم. یعنی سوال این می شود که همراه با بار N_n چه عمانی را می توان در نظر گرفت یا همراه با عمان M_n چه باری را می توان وارد کرد. یا می توان گفت در برون محوری e چه عمان و باری را می توان وارد کرد.

به هرحال در حل مسئله باید یک مجهول را فرض کرد. در اینجا فرض می کنیم e معلوم باشد:

$$e' = e + \bar{x}$$

حال با ۲ مجهول روبرو خواهیم بود برای حل مسئله

ناگزیر نوشتن معادلات سازگاری هستیم. دیاگرام کرنشها خطی بودن آنها را مالک می کند.

$$\varepsilon_s' = \frac{C-d'}{C} \times 0/003 \qquad \varepsilon_s = \frac{d-C}{C} \times 0/003$$

و بعد به معادلات مصالح مراجعه می کنیم در مورد فولاد فرض الاستوپلاستیک بودن را قبول کردیم و حال همان حرکت تیرها را انجام می دهیم یعنی هردو فولادها دیا یکی از آنها جاری نشده و دیگری جاری شده است پس معادله

$$f_s' = f_{yd} \qquad f_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

را می نویسیم:

به این ترتیب حال ۲ معادله داریم با جاگذاری می توان ابتدا a، بعد کرنشها و تنشها و سپس M_n را بدست آورد.

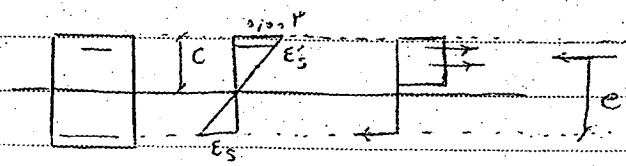
طبیعی است وقتی این مسئله جواب درستی داده است که تنشها در فولاد با فرض اولیه مطابق باشد مگر نباشد باید فرض را عوض کرده و مسئله را از نو حل کنیم این روش، روش کلی حل مسئله برعکس است.

Subject: ۳۸
Year. Month. Date. ( )

سرانجام حل این معادلات به یک معادله درجه ۳ ختم شده که راه حل کلاسیک نداشته و به روش آزمون و خطا حل می‌شود. نظر به آنکه حل مسئله با روشی که در بالا عنوان شد مدتی وقت‌گیر است و سرانجام هم با آزمون و خطا می‌رسیم معمولاً حل مسئله ستون‌ها در ابتدا با آزمون و خطا پیش می‌رود در روش آزمون و خطا C فرض می‌شود دیاگرام کرنش‌ها ساخته می‌شود، کرنش‌ها بدست آمده و تنش‌ها محاسبه می‌شوند. نیروهای داخلی بتن و معادلات تعادل نوشته می‌شوند و نتیجه کار با اطلاعات اولیه‌ای که در مسئله داده شده مقایسه می‌گردد و اگر این دو با یکدیگر تطابق داشته باشد C درست فرض می‌شود در غیر اینصورت C عوض شده و عملیات از ابتدا پی گرفته می‌شود.

تحلیل ستون‌ها

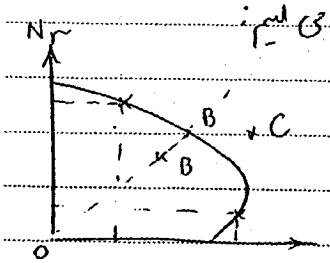
روش آزمون و خطا روش



$N, e' \longrightarrow e' \longrightarrow e \longrightarrow M$

دیاگرام تداخلی بار و ممان ($N_r - M_r$):

می‌توان نشان داد که یک ستون در حالت حدی بهای می‌تواند بار و ممان‌های متعددی را تحمل نماید اگر مجموعه این بار و ممان‌ها را بر روی یک دیاگرام ببریم یک منحنی بشکل زیر بدست می‌آید:

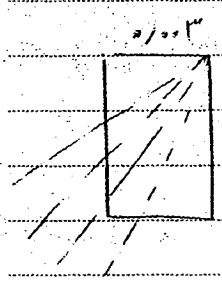


این دیاگرام نشان دهنده خصیصه‌ای است که برای یک ستون قابل تحمل است خصیصه‌ای که داخل منحنی هستند مانند نقطه B قابل تحمل است خصیصه‌ای که خارج منحنی هستند مانند نقطه B' برای ستون قابل تحمل است و ستون برای آن ضریب اطمینان اضافی دارد مثلاً امتداد OB منحنی را در نقطه B قطع می‌کند. B برای ستون قابل تحمل است بنابراین B حتماً بوسیله ستون قابل تحمل است و به نسبت

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$\frac{OB'}{OB}$ ضریب اطمینان دارد. نقطه C (مرز هسته مقطع) برای ستون قابل قبول نیست

دیاگرام تداخلی یک ستون جوابگوی همه سؤالهایی است که می‌توان در مورد ستون بیان کرد. با در دست داشتن منحنی، همگونه سؤالی در مورد ستون را می‌توان پاسخ گفت. اگر برون محوری در دست باشد می‌توان خطی با ضریب زاویه $\frac{1}{e}$ رسم کرد و محل تقاطع منحنی توسط خط را بدست آورد.



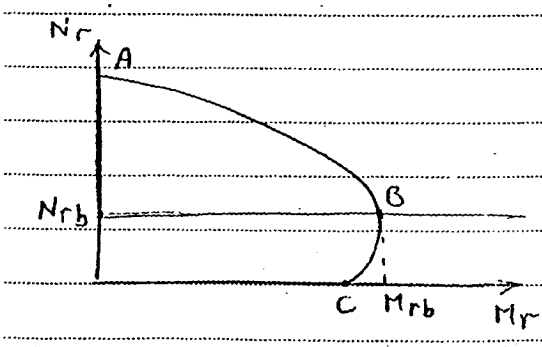
رسم دیاگرام کار مشکلی نیست، کافیست دو دیاگرام گرفته C را تغییر دهیم و در هر مرحله نیروهای داخلی را محاسبه کنیم. این روزها بوسیله ماشین این کار به راحتی صورت می‌گیرد. در نرم افزارها از جمله SAP و ETABS این قابلیت را دارند.

معمولاً سؤالی که از ماشین می‌شود به این صورت است که بار و لنگر خاصی به ماشین داده شده و سؤال می‌شود این ترکیب برای ستون قابل قبول است؟ ماشین نقطه مربوط به ترکیب را در منحنی پیدا کرده مثلاً نقطه B. سپس رابطه تقابل را محاسبه می‌کند.

$$SR = \frac{OB}{OB'} \quad \text{(stress Ratio)}$$

اگر نسبت کمتر از یک باشد نشان‌دهنده داخل بودن نقطه در منحنی و این که ترکیب برای ستون قابل قبول است. اگر بزرگتر از یک باشد ترکیب بار همان برای ستون قابل پذیرش نیست.

حال ببینیم راه حل دستی برای ساخت دیاگرام وجود دارد؟ نوشتن رابطه‌ای که بیانگر تمام این منحنی باشد کار مشکلی است. ما معمولاً این منحنی را به دو ناحیه تقسیم می‌کنیم:



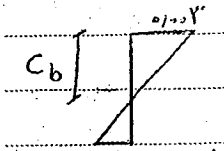
ناحیه AB که در آن $N_r \geq N_{rb}$

ناحیه BC که در آن $N_r \leq N_{rb}$

Subject: ۲۹
Year. Month. Date. ( )

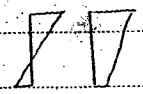
نقطه B بررسی این سمتی ویژگی خاص دارد. اولاً در این نقطه سمتی تغییر جهت می دهد. در بالای B وقتی بار محوری کم می شود، ممان قابل تحمل زیاد می گردد. اما در ناحیه BC کم کردن بار با ثابت ماندن ممان روبرو نیست.

این بدان معناست که در ناحیه BC وجود بار محوری به ظرفیت ممان پذیری ستون کمک می کند و باعث افزایش



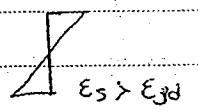
این ظرفیت می شود. می توان نشان داد در نقطه B دیاگرام کرنش ها به صورت مقابل است

همزمان با جدایی رسیدن کرنش بتن و فولاد در کشش به نقطه جاری شدن می رسد.



یعنی بین کرنش ها نوعی تعادل برقرار است در ناحیه بالای B فولاد کششی جاری نمی شود

و در زیر B، فولاد کششی از نقطه جاری شدن گذشته است:



با توجه به حضور حیاتی که نقطه B دارد و تعادل بین کرنش ها می توان مختصات آنرا (N_{rb} ، M_{rb}) محاسبه کرد.

مرز دیاگرام کرنش ها ارتفاع خط خنثی مقدم است (c_b) و در نتیجه a_b معلوم است:

$$a_b = \frac{۶۳۰۰}{۶۳۰۰ + f_{yd}} \beta_1 d$$

$$N_{rb} = ۰/۸۵ f_{cd}\, b\, a_b + (A_s' - A_s) f_{yd}$$

$$e'_b = \frac{۰/۸۵ f_{cd}\, b\, a_b (d - a_{b/۲}) + A_s' f_{yd} (d - d')}{N_{rb}}$$

$$e_b = e'_b - \bar{x}$$

$$M_{rb} = N_{rb} \cdot e_b$$

مختصات نقطه A نیز در دست است، A نمایشگر باربری است که بتن به تنهایی می تواند تحمل کند:

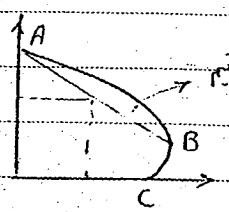
$$N_{r۰} = ۰/۸۵ f_{cd}\, b\, t + (A_s + A_s') f_{yd}$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

○ نمایش دیگر همانی است که گفتیم می‌تواند تحمل کند، پیدا کردن نقطات آن کمی مشکل دارد اما بهرحال

قابل کاسه است.

با توجه به آنکه در ناحیه بالای B، دو نقطه A و B در دستند و منحنی با خط راست فاصله چندانی ندارد ما معمولاً



این ناحیه را با خط مستقیم عوض می‌کنیم.

با معلوم بودن مختصات A و B و خط AB می‌توان بقیه نقاط را

پیدا کرد معادلات این خط چنین است:

$$N_n = N_{ro} - (N_{ro} - N_{rb}) \frac{M_r}{M_{rb}}$$

و یا $$N_n = \frac{N_{ro}}{1 + \left(\frac{N_{ro}}{N_{rb}} - 1\right) \frac{e}{e_b}}$$

اما در نزدیکی نقطه B با توجه به آنکه فولاد کشش جاری می‌شود و فولاد نشاری هم در اکثر حالات جاری می‌شود ما

فرض می‌کنیم همواره فولادها جاری می‌شوند. بنابراین با فرض جاری شدن فولادها، در معادله تعادل را می‌توان

حل کرده و به یک معادله درجه دوم رسید و مقدار N را بدست آورد. در صفحه ۲۵ فرمولها یک رابطه را دیگاری وجود

دارد که مقدار N را بدست می‌دهد:

$$m = \frac{f_{yd}}{0.85 f_{cd}}$$

$$N_n = 0.85 f_{cd} bd \left(\sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d}\right)^2 - 2\frac{e'}{d}(\rho' - \rho)m + 2\rho' m\left(1 - \frac{d'}{d}\right)} + (\rho' - \rho)m + 1 - \frac{e'}{d} \right)$$

اگر مقطع غیر متقارن بود، نوشتن رابطه در نزدیکی نقطه B کار مشکلی است راه حل آن است که در ناحیه BC دو نقطه

دیگر را پیدا کنیم. پیشنهاد می‌شود این دو نقطه به ازای فرض متقابل بدست آورده شوند.

$$\varepsilon_s = 2\varepsilon_{yd}$$

$$\varepsilon_s = 3\varepsilon_{yd}$$

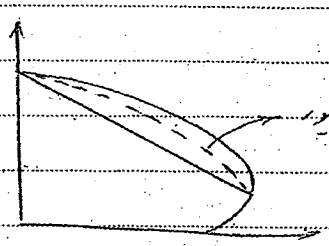
با متصل کردن این نقاط منحنی کامل می‌شود.

Subject: ۴۰
Year. Month. Date. ( )

حالت خاص: ستونها اکثراً بولادگذاری متقارن دارند بنابراین سعی شده برای حالت متقارن رابطه‌ای

بدست آید از جمله سعی شود برای ناحیه بالای B معادله‌ای نوشته شود که مقدار آن قدری بیشتر از خط

مستقیم است. (رابطه بک لرنگور)



$$N_r = \frac{A_s' f_{yd}}{۰/۵ + \frac{e}{d-d'}} + \frac{b t f_{cd}}{۱/۱ + \frac{۳te}{d^۲}}$$ (مقاطع متقارن)

در این نقطه B رابطه قدری را تغییر شده است در مقابل ۲۸ این رابطه را دیگر می‌توان وجود دارد:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad , \quad \rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

$$N_r = ۰/۸۵ f_{cd} b d \left(۱ - \frac{e'}{d} + \sqrt{(۱ - \frac{e'}{d})^۲ + ۲\rho' m (۱ - \frac{d'}{d})}\right) \qquad e' = e + \bar{x}$$

در حالت مقطع متقارن برای e_b نیز یک رابطه تقریبی وجود دارد:

$$e_b = (۰/۲ + ۰/۷۷ \rho_t m)\, t$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{bt}$$

دیاگرام های اینتراکشن تعیین شده:

در حالت مقطع متقارن می‌توان دیاگرام های اینتراکشن تهیه کرد. در حالتی که ناحیه بالا را با خط مستقیم عرض

کنیم می‌توان نسبت داد دیاگرام تداخلی تابع ۲ پارامتر $\left(\frac{N_r}{f_{cd}\, bt}, \frac{M_r}{f_{cd}\, bt^۲}, \rho_t m, \frac{d}{t}\right)$ است. در پایان جزوه

فرمولهای این دیاگرامها موجود است.

اگر بخواهیم خط را راست فرض کنیم: دیاگرام وابسته به مقاومت فولاد و بتن می‌شود. میدوریم برای هر گروه مقاومت

این سختی ها را رسم کنیم.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

طراحی ستونها:

در همان اوایه معلوم هستند هدف پیدا کردن مقطع و بدست آوردن فولادهاست. برخورد ما با مسئله به این صورت است که معمولاً مقطع را انتخاب کرده بعد فولادها را محاسبه می کنیم. یعنی b و h را انتخاب می کنیم و فولادها را محاسبه می نمایم. ستونها معمولاً متقارن طراحی می شوند بنابراین ما یک کمول داریم دیاگرامی با مقاومت بدست آورده می شود. روش کار به شرح زیر است:

۱) ابتدا تعیین می شود که در بالای سقف هستیم یا در پایین. N_{rb} را بدست می آوریم:

$a_b = \dots$

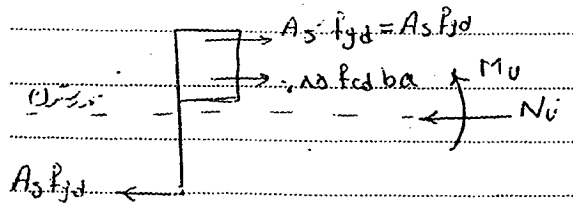
$N_{rb} = 0.85 f_{cd} b a_b$

به کمک رابطه محل قرارگیری سقف مشخص می شود ← نوع فولادها مشخص می شود

مقایسه N_u و N_{rb}

۲) اگر $N_u > N_{rb}$ باشد در بالای سقف قرار گرفته ایم در این حالت می توانیم از رابطه مک گریگور استفاده کنیم و A_s را محاسبه کنیم.

۳) اگر $N_u < N_{rb}$ باشد در زیر سقف قرار گرفته ایم در این حالت می توان از رابطه رادیکالی استفاده کرد و فولاد را محاسبه کرد. راه حل ساده تری نیز وجود دارد که در زیر عنوان می شود:



$$a = \frac{N_u}{0.85 f_{cd} b}$$

$$M_u = N_u \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A_s f_{yd} (d - d')$$

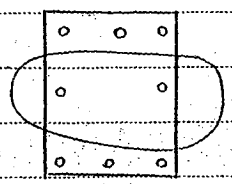
فولاد محاسبه می شود

Subject: ۲۱
Year. Month. Date. ( )

۴) همواره می‌توان از دیاگرام‌ها استفاده کرد و ستون را طراحی کرد.

حالت ستون با فولاد میانی:

همه روابطی که عنوان شد برای وضعیتی است که فولادها در وسط قرار گرفته‌اند در حالی که معمولاً در ستون‌ها فولادها در اطراف چیده می‌شوند.



A_{sm} : فولاد میانی

در ستون روابط در این حالت کار ساده‌ای نیست. ناگزیریم از روش‌های تقریبی استفاده کنیم. روشی که با دست قابل اجراست این است که ما فولادهای میانی را حذف کنیم و به جای آنها مقداری به فولادهای دو طرف اضافه کنیم آنگاه با حالت کلاسیک قبل مواجه می‌شویم و می‌توانیم مسئله را حل کنیم. درصدی از فولاد میانی که به فولاد اطراف اضافه می‌شود درصد تأثیر فولاد میانی نامیده می‌شود. به راحتی می‌توان استنتاج کرد که میزان این درصد بستگی به محل خط خنثی دارد در حالت بارگذاری بدون دخالت فولاد میانی هر چه درصد بزرگتر است و در جائی که خط خنثی خیلی کوچک باشد درصد تأثیر کم می‌شود. ما معمولاً درصد تأثیر را بین ۲۰ تا ۳۰ ٪ در نظر می‌گیریم. بار وارده به ستون‌ها معمولاً در حوالی N_{pb} است. در این حدود بار درصد تأثیر ۲۰ تا ۳۰ ٪ است.

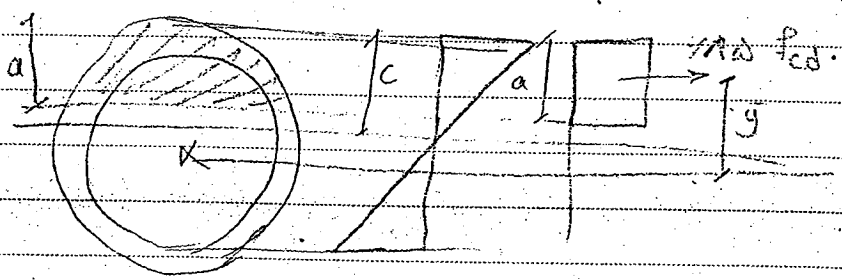
امروزه امکانات ماشینی اجازه می‌دهد که فولاد میانی را به هر صورتی که هست وارد محاسبات کنیم. در ماشین الگوریتمی وجود دارد که فرض می‌کند فولادها به طور یکنواخت در اطراف پخش شده است. این بدان معناست که اگر تمامات فولادها داده شود ماشین فرض می‌کند که فولادها در یک نوار نازک در اطراف توزیع شده‌اند.

دیاگرام‌های نیز برای ستون با فولاد میانی تهیه شده است که قابل استفاده‌اند.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

ستون‌های دایره‌ای:

آنچه در مورد مقاطع مستطیلی عنوان شد در مورد مقاطع دایره نیز کاربرد دارد. روابط ستون دایره‌ای همواره از روابط ستون مستطیلی است و از تکرار آن اجتناب می‌شود.

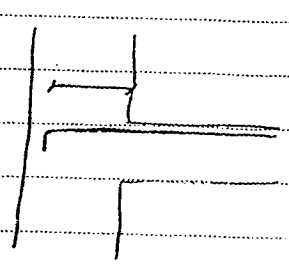


www.vepub.com
Publish Your Mind

ضوابط طراحی:

۱. محدودیت ابعاد: در آیین‌نامه محدودیتی برای ابعاد وجود ندارد. در ویرایش‌های قبلی این محدودیت وجود بود. در مورد ستون‌های مستطیلی حداقل بُعد ۳۰ cm و دایره ۲۵ cm عنوان می‌شد. تنها در شرایط خاصی این محدودیت از بین می‌رفت مشروط به آنکه ساحت از $600\ cm^2$ کمتر نشود.

توصیه می‌شود حداقل ۳۰ cm در مورد ستون‌ها رعایت شود. با توجه به زلزله خیز بودن منطقه بهتر میلگرد طولی هم است که کوچک‌تر بودن بُعد، بهتر میلگرد را مشکل می‌کند.



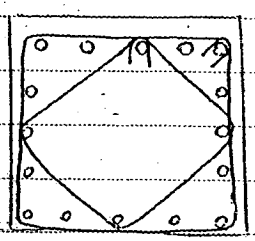
Subject: ۴۲
Year. Month. Date. ( )

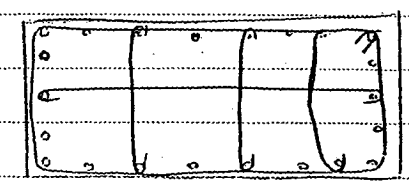
۲- محدودیت در میلگرد طولی: حداقل میلگرد در آیین نامه ایران ۰٫۸٪ و در ACI ۱٪ است حداکثر فولاد ۸٪ عنوان شده است و عنوان شده این مقدار حداکثر در کل وصله ها نیز وجود دارد. بنابراین در آباپ درصد فولاد ۴٪ می رسیم.

درصد آرماتور طولی در ستونها ۲ تا ۳٪ است. اعداد بیشتر تراکم فولاد ایجاد می کند و اجرای آن کمی مشکل می شود.

۳- خاصیت گذاری: خاصیت ها در ستون ها برای برش طراحی می شوند. اما چون برش زیاد نیست خاصیت زیادی بدست نمی دهد. این است که آیین نامه محدودیتی قائل شده و روابطی براساس قطر و فاصله بیان شده است. از جمله محدودیتهای که در این ارتباط موجود است آنکه در ستونها میلگردهای گوشه و سایر میلگردها بصورت یک در میان باید حتماً به گوشه خاصیت تکیه کند یعنی این جمله آن است که تعداد جلته ها و شاخه های خاصیت باید به اندازه ای باشد که شرط گفته شده ارضا شود.

* یک در میان بودن میلگردها جایی برای تکیه نمی ماند *





* فاصله خاصیت ها ۱۵ cm باشد *

۴- بردن کردن جداول: خیلی ستونها با مقدار e از یک جداول نمی توانند کمتر باشد.

این جداول در رابطه $e = 0.03t + 1.5^{cm}$ داده شده است.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

ستون‌ها تحت خمش دوکره:

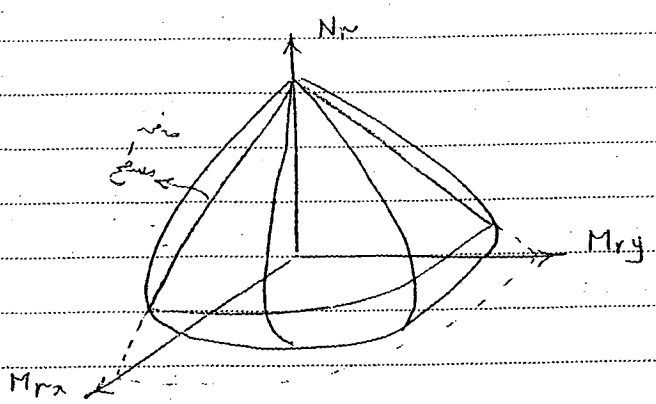
ستون‌ها معمولاً تحت اثر خمش دوکره قرار می‌گیرند چراکه ستون معمولاً در کل تقاطع دو تا دیوار قرار دارد و در دو جهت تحت تأثیر مان قرار می‌گیرد بنابراین درست این است که طراحی ستون به صورت دوکره انجام گیرد مثلاً ستون‌های دوکره بیاز پیچیده می‌شود چراکه دیاگرام تداخلی در حالت دوبعدی بسیار پیچیده بود و در حالت سه بعدی تبدیل به یک سطح فضایی می‌شود که کار کردن با آن مشکل است.

خوشبختانه آیین‌نامه ما بیش این مسئله را حل کرده است و به راحتی مسئله خمش دوکره را جواب می‌دهد ولی خارج از آن کار مشکل خواهد بود.

برای خمش دوکره یک راه حل تقریبی وجود دارد:

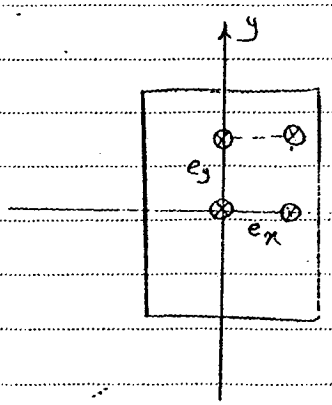
در روش تقریبی این سطح فضایی با یک صفحه سطح عوض می‌شود. بر آن نشان داد حل مسئله

با استفاده از صفحه جایگزین به رابطه زیری رسید:



$$\frac{1}{N_r} = \frac{1}{N_{rx}} + \frac{1}{N_{ry}} - \frac{1}{N_{r_0}}$$

رابطه عکس بارها ـ Recieprocal



N_r باری است که ستون در برون گوی e_y و e_x تحمل می‌کند.

N_{rx} باری است که ستون در برون گوی e_x تحمل می‌کند.

N_{ry} باری است که ستون در برون گوی e_y تحمل می‌کند.

N_{r_0} باری است که ستون به صورت گوی تحمل می‌کند.

مشکل این دست ستون‌ها آن است که برای حل خمش دو محوره باید ابتدا حل شود تا به مقدار اصلی برسیم. یک بار بار را در e_x توانایی دهیم و N_{rx} را پیدا می‌کنیم. یک بار در e_y تنها توانایی دهیم تا N_{ry} به دست آید و بالاخره بار را در محل توانایی دهیم و N_{r0} را محاسبه می‌کنیم و سپس از رابطه ذکر شده استفاده می‌کنیم.

همانطور که در شکل مشاهده می‌شود این رابطه در ناحیه زیر منفی خارج از سطح توانایی است و در واقع جواب مسئله نمی‌باشد. در این حالت آیین نامه پیشنهاد می‌کند که نیروی محوری نادیده گرفته شده و ستون برای ممان‌ها (M_{rx} , M_{ry}) طراحی شود.

طراحی برای دو ممان، طراحی برای خمش دو محوره با زحمت پیدا می‌کند. در این مورد باید تداخل این دو را در نظر گرفت. تداخل این دو به صورت خطی نوشته می‌شود:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1 \qquad \left(\frac{a}{x^2} + \frac{b}{y^2} = 1\right)$$

(حاصل رابطه بیضی شکل بود اما با خط راست تقریب می‌شود)

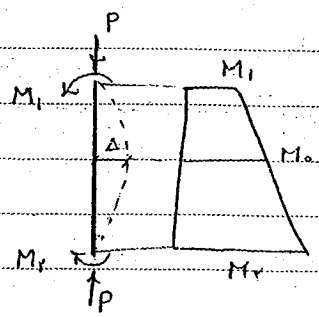
اما هم وقت می‌توان $N = 0$ فرض کرد و از این رابطه استفاده کرد زمانی که:

$$N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$$

اگر این رابطه برقرار نبود از رابطه Reciprocal استفاده می‌شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

ستون‌های لاغر:

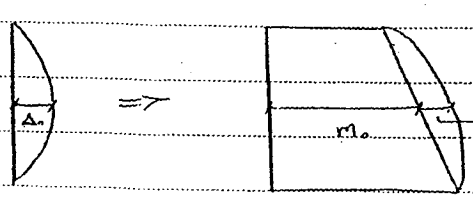


ستون‌ها معمولاً در دو انتها زیر اثر مهارهای جانبی قرار دارند. به طور مثال لنگر خمشی در ستونی که در یک جهت خم می‌شود به صورتی است که نشان داده‌ایم و دارای دیاگرام ذوزنقه‌ای است. در اثر وجود این لنگر ستون خم می‌شود و شکل خط چین را به خود می‌گیرد. با این ترتیب اگر بخواهیم مقدار لنگر خمشی را در وسط ستون بدست آوریم:

$$M = M_0 + P\Delta$$

زیرا این مقطع بار محوری P که در ستون وجود دارد بر روی Δ اثر می‌کند و لنگر اضافی $P \times \Delta$ را در ستون ایجاد می‌کند. این مهار معمولاً در مقایسه با مهار ناشی از اثر دو انتها کوچک است. به همین علت این مهار را، مهار مرتبه دوم نام نهاده‌اند. نام‌های دیگری نیز از جمله اثر $P-\Delta$ و اثر کمانشی و اثر مانوبر برای این مهار عنوان شده‌اند.

این مهار اضافی باید در طراحی ستون منظور شود. برای محاسبه Δ می‌توان مسئله را به صورت ابتدایی بدست حل کرد. بدین معنی که می‌توان دو مهار انتهایی را در ستون اثر داد، دیاگرام ذوزنقه‌ای را رسم کرد و بعد شکل خم شدن ستون را زیر اثر مهار بدست آورد. در این مرحله P نقشی بازی نمی‌کند. در مرحله بعدی می‌توان P را بر روی Δ اثر داد و دیاگرام ذوزنقه‌ای شکل را تصحیح کرد.



بعدی می‌توان مجدداً ستون را حل کرد و شکل خم را بدست آورد. خم ستون در این مرحله بیشتر شده است. این حرکت را می‌توان دوباره تکرار کرد. بعد از چند بار تکرار به حالت تعادل می‌رسیم بدین معنا که شکل خم آنچنان زیاد نمی‌شود که بر روی مهار اثر بگذارد. بنابراین Δ نهایی بدست آمده است.

راه حل های پلاستیک :

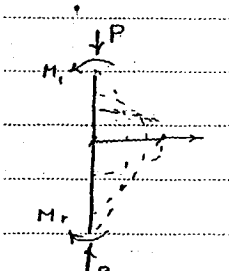
راه حل تحلیلی : معادله دیفرانسیل شکل خم ستون با حضور نیروی محوری P معمولاً نوشته می‌شود. روش کار ما شبیه یک تیر عادی است. این موضوع با توجه به آنکه بحث دیگری را در سازه ها مطرح می کند معمولاً در مبحث پایداری سازه ها (structure Stability) مطرح می‌شود.

این معادله، یک معادله دیفرانسیل درجه ۲ است که به صورت کلاسیک حل می‌شود و جواب خطوط را نتیجه می‌دهد. ما با استفاده از همین روش سعی کرده‌ایم یک جواب تقریبی برای مسئله پیدا کنیم به صورت مقابل است :

$$\Delta = \frac{\Delta_0}{1 - \frac{P}{P_{cr}}}$$

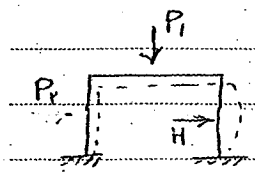
Δ_0 تغییر مکانی است که ستون زیر اثر دو عامل ابتدایی دارد.

P باری است که به ستون وارد می‌شود. P_{cr} بار بحرانی است و در مورد یک ستون دیسرینشل $P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$. این بار نقطه خاصی در وضعیت ستون ایجاد می‌کند. با توجه به رابطه، اگر P به P_{cr} نزدیک شود، Δ به سمت بی نهایت میل می‌کند. به این معنوم که مثلاً اگر $P_{cr} = 400\ t$ برای ستونی باشد، اگر بار وارد به ستون نزدیک به عدد 400 شود، Δ به سمت بی نهایت می‌رود. ستون ناپایدار می‌کند.



در اینجا ملاحظه می‌شود، اصلاً بحث تنش و مقاومت ستون مطرح نیست، این بدان معنوم است که بار بحرانی بحث جدیدی در ستون به نام پایداری بازی می‌کند. داستان پایداری دست به پیدا کردن داستان مقاومت حرکت می‌کند و ارتباطی به آن ندارد. یک سازه ممکن است زیر اثر بارهای وارده در شرایطی قرار گیرد که اگر کوچکترین تغییری در وضعیت هندسی آن بوجود آورده شود، تغییر شکل ها زیاد شده، بارها به وضعیت اول بازنمی گردند و سازه درهم ریخته می‌شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )



تاب مقابل زیر اثر بارهای P_1 و P_2 در حال تعادل است. حال اگر

به طریقی در نقطه ای از این سازه تغییر شکلی ایجاد شود (مانند H)، شکل

هندسی جدید به صورت خط چین درآمده و اگر H برداشته شده ببینید اینکه تاب به شرایط اولیه بازگردد در

شرایط خاصی از بارهای P_1 و P_2 این اتفاق نخواهد افتاد، تغییر شکلها افزایش پیدا می کنند تا جایی

که تاب خراب شود. چه مدت این اتفاق می افتد؟

با استفاده از این روش به راحتی می توان P_{cr} را محاسبه کرد. در بحث پایداری نشان داده می شود که کمانه P_{cr}

بستگی به میزان گیرداری دو انتهای ستون دارد، اگر دو انتها گیردار باشد، P_{cr} بزرگترین است.

همچنین مقدار P_{cr} به این موضوع ارتباط دارد که دو انتهای ستون نسبت به هم حرکت کند. این

است که در P_{cr} حالتی که دو انتها نسبت به هم حرکت دارند و ندارند بررسی می شود. در مورد وضعیت روابطی

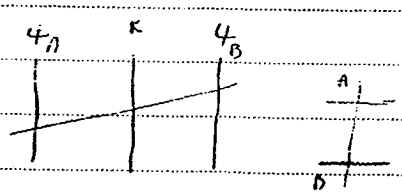
نوشته می شود که براساس آن بار بحرانی (بار اویلر) بدست آورده می شود. برای ساده کردن موضوع و خارج

شدن از بکارگیری روابط طولانی ایده ای در سازه ها وارد شده که این روزها به طور عمومی استفاده می شود

برطبق این ایده، برای یک ستون طول مؤثر تعریف می شود. طول مؤثر یک ستون (l_e) آنچنان

طولی است که اگر در رابطه اصلی اویلر قرار داده شود بار بحرانی را به دست می دهد.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{l_e^2}$$ (رابطه اصلی اویلر)



این ایده در سنگرد و روابط نوشته برای ستون به صورت نمودارهای

درآورده شده است که در جزوه نمونه ها موجود است.

Subject: ۴۵
Year. Month. Date. ( )

φ_A و φ_B نسبت سختی دورستون موجود در یک گره به نسبت سختی تیرهایی است که به گره متصل می‌شوند

واقع گیرداری است. این نمودارها برای ستون با حرکت جانبی و بدون حرکت جانبی تهیه شده است و با استفاده

از آنها می‌توان طول مؤثر را بدست آورده و به کمک آن Δ را محاسبه کرد.

روش حل عددی:

در محاسبات ماتریسی نشان داده می‌شود که می‌توان اثر $P\Delta$ را وارد ماتریس سختی ستون نمود و به طی دو

محاسبات وارد کرد. می‌توان اثر را وارد محاسبات نکرد ولی محاسبات را با روش تکراری، تکرار نمود.

یعنی به همان صورت که در روش دستی ذکر شد سازه را تحلیل کرده، Δ ها و ما را بدست آورد دوباره سازه را حل کرد

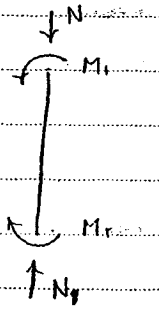
امروزه محاسبات $P-\Delta$ در نرم افزارها آورده شده و قابل حل است.

روش تقریبی آیین نامه:

در آیین نامه‌ها بطور کلی روش‌هایی به دست داده می‌شود که این همان اضافی به طریق ساده‌ای محاسبه

شود در آبا نیز این مسئله پیش رفته است. روش کار به این صورت است که همان وارده به ستون با ضریبی

تشدید می‌گردد (magnified).



$M_2 > M \Rightarrow \begin{cases} N \\ M_2 \end{cases}$ ستون برای این بارها طراحی می‌شود

$\Rightarrow \begin{cases} N \\ M_c = \delta_c \cdot M_2 \end{cases}$ برای زمانی که اثر $N-\Delta$ وارد محاسبات می‌شود

در آیین نامه بزرگ کردن δ جزئیات بیشتری دارد. جزئی از همان که متعلق به بارهای ثقلی است با یک

ضریب بزرگ می‌شود و تست دیگر که متعلق به بارهای جانبی است با ضریب دیگری بزرگ می‌شود. (δ_b، δ_s)

Subject:
Year. Month. Date. ( )

فلسفه این کار این است که آیین نامه فرض می کند سازه زیر اثر بارهای ثقلی تغییر شکل جانبی چندانی ندارد

بنابراین وضعیت ستونها به جانبی تردیک می شود که دوانتهای آنها نسبت به هم حرکت ندارند. دراین حالت

تنش دیمان در وسط ستون صورت می گیرد و مقدار ناچیزی دارد ضمناً دراین وضعیت (بدون حرکت

جانبی) هرستون به تنهایی می تواند کمانه کند و دیمان دران اندازه پیدا کند. بنابراین هر ستون به صورت

جداگانه باید مورد بررسی قرار گیرد.

در زیر اثر بارهای جانبی ستون حرکت جانبی دارد و دوانتهای ستون نسبت به هم حرکت می کنند. طبیعتاً دیمان در دو

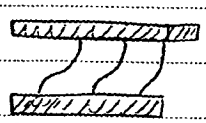
انتها اندازه پیدا می کند و نوع و مقدار اندازه فرق می کند در اینجا هم با طول مؤثر ستون دیگری (le) سر و

کار داریم و هم، تمام ستونها ستونهایی که وارد عمل می شوند هرکدام با هم حرکت می کنند

بنابراین یک ستون در حرکت جانبی نمی تواند به میل خود کمانه کند یک ستون اگر بخواهد به طرفین حرکت کند باید دیگران را هم

حرکت دهد یعنی اثر جمعی وارد می شود. این است که کنده تنش دیمان، زیر اثر حرکت جانبی با بدون حرکت

جانبی فرق می کند.



در بالا به این نکته اشاره کردیم که وقتی ستون حرکت جانبی ندارد دیمان در وسط تنش دیمی شود و وقتی حرکت جانبی

دارد ستون در بالا تنش دیمی شود. آیین نامه در ترکیب اینها روشی کاملاً محافظه کارانه در نظر گرفته و این دو

را با هم جمع می کند به این معنا که دیمان وسط ستون را تقریباً برابر با دیمان دو انتها قرار می دهد و آن را با ضریب

مربوط به خودش تنش دیمی کند $M_c = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s}$

M_{2b} و M_{2s} دیمانهای ماکزیمم انتهای ستون هستند ← یکی زیر اثر بارهای ثقلی و یکی زیر اثر بارهای جانبی.

Subject: ۴۶
Year. Month. Date. ( )

زلزله وارد شده

مثلاً اگر در ترکیب نهم ما از بزرگترین لنگر انتهای ستون ۳۰ t-m باشد و در این ۱۲ t-m ، ۳۰ t-m سهم بارهای ثقلی (D+L) و ۱۸ t-m سهم بار زلزله (M_E) ، δ_B با ۱۲ تشدید می‌شود و ۱۸ t-m با δ_S تشدید می‌شوند.

رابطه فوق در مواردی که ستون حرکت جانبی ندارد و طبیعتاً M_{rs} وجود ندارد به صورت زیر نوشته می‌شود:

1) $M_c = \delta_b \cdot M_{rb}$

در مواردی که ستون حرکت جانبی دارد به علت آنکه اثر δ_b در مقابل δ_s کوچک است آیین نامه آن را رها می‌کند و δ_b را وارد محاسبه نمی‌کند و رابطه به صورت مقابل نوشته می‌شود:

2) $M_c = M_{rb} + \delta_s M_{rs}$

ناگفته نماند سازه با حرکت جانبی، تحت اثر بارهای جانبی، حرکت جانبی پیدا می‌کند ولی در صورتی که بار جانبی وجود نداشته باشد سازه حرکت جانبی نداشته و ستون تحت اول می‌شود. بنابراین برای یک ستون دو وضعیت داریم که باید کنترل شود، وضعیت اول تنها بار ثقلی وجود دارد و ستون حرکت جانبی ندارد در چنین وضعیتی ستون به تنهایی در نظر گرفته می‌شود، در وضعیت دوم سازه حرکت جانبی دارد و باید رابطه دوم را در نظر گرفته و همه ستونها را با هم دید یعنی δ_s برای همه ستونها محاسبه می‌گردد.

در شرایط خاصی که ستون خیلی لاغر است و ممکن است اثر بار ثقلی کمانگیری باشد در این حالت آیین نامه عنوان می‌کند که رابطه بسط کنترل شود.

3) $M_c = \delta_b (M_{rb} + \delta_s \cdot M_{rs})$

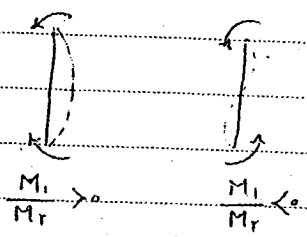
برای اطلاعات بیشتر باید به آیین نامه مراجعه شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

در آیین نامه مقادیر δ_b و δ_s بصورت زیر هستند:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{N_u}{\Phi_n \cdot N_{cr}}} \qquad \delta_b \geq 1 \qquad \Phi_n = 0{,}75 \text{ ضریب اصلاحی}$$

$$C_m = 0{,}6 + 0{,}4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0{,}4 \qquad \left|\frac{M_1}{M_2}\right| \leq 1$$



$\frac{M_1}{M_2} > 0$ $\qquad$ $\frac{M_1}{M_2} < 0$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_e}{l_e^2}$$

l_e طول مؤثر است و با فرض ستون بدون حرکت جانبی محاسبه می شود.

I_e ممان اینرسی مؤثر ستون است که تقریباً معادل ممان اینرسی تیرها است. آیین نامه پیشنهاد می کند:

$$I_e = 0{,}25 I_g$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_u}{\Phi_n \sum N_{cr}}}$$

$\sum N_u$ مجموع بارگذاری ستون ها است.

$\sum N_{cr}$ مجموع بار کمانش آن ها است.

در محاسبه l_e برای محاسبه δ_s ستون دارای حرکت جانبی است و باید از رابطه خاص خودش و یا نمودگرام استاده گردد.

کاربرد عملیات را در مثال حل شده می توان دید.

Subject: ۴۷
Year. Month. Date. ( )

در حال حاضر اکثر نرم افزارها مجهز به محاسبات P-۵ هستند. اگر چنین امکاناتی موجود نبود، این کاسبات خود به خود توسط ماشین انجام گرفته و نیازی به عملیات بالا نیست یعنی در طراحی ستون حضوری ندارد. خود ماشین‌هایی که ماشین بعد از محاسبات P-۵ برست می‌دهد وارد جریان طراحی می‌شوند.

همانطور که ملاحظه می‌شود، محاسبات مربوط به P-۵، محاسبه اضافه‌هایی است که در اثر P بوجود آمده وارد می‌شوند.

است بطور مثبتی همانطور که در سایر بارها ضرایب بار ۷ در کاسبات P-۵ نیز باید ضرایب بار وارد شود.

در آیین نامه زلزله آورده شده است که تغییر شکل‌هایی که در سازه بدست آورده می‌شود و با کاسبات P-۵ تشدید می‌شوند در ضریب ۰٫۷R ضرب شده و بزرگ می‌شوند. داستان هم از این قرار است که سازه‌های بتن آرمه و فولادی در جریان زلزله وارد تغییر شکل‌های غیر خطی ناشی از دوران مفصل‌های پلاستیک می‌شوند و تغییر شکل‌ها در آنها بطور قابل ملاحظه افزایش پیدا می‌کند.

فعلاً در اینجا قبول می‌کنیم در جریان زلزله چنین اتفاقی می‌افتد، اگر در یک مثبت زیر اثر برش ناشی از زلزله مساوی ۱۰۰ ton، تغییر مکان انتهای ستون ۲ cm باشد با در نظر گرفتن اثرات P-۵، تغییر مکان ۲ تبدیل به ۲٫۳ cm می‌شود. آیین نامه می‌گوید که تغییر مکان ۲٫۳cm با فرض خطی بودن ماده برست آمده و اگر دوران‌های پلاستیک وارد شود تغییر مکان تبدیل به ۲٫۳×۰٫۷R می‌شود. اگر R برابر ۷ باشد تغییر مکان ۱۱٫۵ cm می‌شود. اگر ساختمان ما مثبت باشد، مثبت بالا ۱٫۱۵ m تغییر مکان می‌دهد. این اتفاق در زلزله‌ها رخ می‌دهد و بسیاری از خرابی‌ها از این موضوع ناشی می‌شود.

توجه شود که اگر قرار است ستونی به اندازه ۱۱ cm تغییر مکان دهد پس P نیز روی ۱۱cm باید اثر کند و همان

Subject:
Year. Month. Date. ( )

نیتی نزآن وارد محاسبات شود. ولی به خاطر این آوریم که مادر محاسبات زلزله نیروها را به اندازه R کاهش

دادیم و اثر P-Δ را نیز با ید به اندازه R کاهش دهیم یعنی عدد ۱۱٫۵ را بر R تقسیم کنیم

نتیجه آنکه در محاسبات زلزله Δ واقعی با ۰٫۷R از این داده می شود ولی اثر P-Δ در ۰٫۷R

ضرب نمی گردد یعنی P بروی Δ تشدید شده اثر نمی کند بلکه تنها بروی Δ های خطی اثر می کند.

www.vepub.com
Publish Your Mind

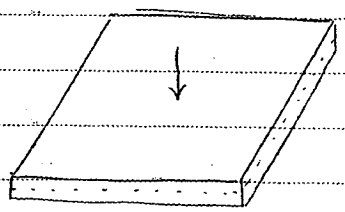
Subject: ۴۸
Year. Month. Date. ( )

تئوری تاب معادل در جل دال ؟

مقدمه - روشهای حل دال :

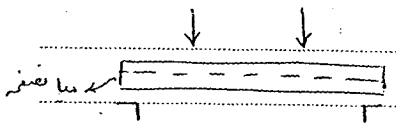
دالها به سطحات صفحه ای در سازه گفته می شود که در جهت عمود بر صفحه خود بارگذاری شده باشند.

سطحات صفحه ای سطحی هستند که دو بعد آنها نسبت به بعد سوم



قابل ملاحظه بیشتر است در اینجا ضخامت از ۵m x ۴m در برابر

۲۰cm می شود.



بعداً خواهیم دید دیوارها نیز همین تعریف را دارند با این تفاوت که در

جهت میانی صفحه بارگذاری می شوند.

دالها برای پوشش کفها به کار برده می شوند و بارهای ثقلی را تحمل می نمایند. علاوه در توزیع بارهای جانبی نیز

کمک می دهند. رفتار دالها عموماً خمشی - برشی است، یعنی زیر اثر بار خم می شوند و رفتار شبیه تیرها دارند

تفاوت آن با تیرها تنها در این است که تیرها در یک جهت خم می شوند، درحالیکه دالها در دو جهت خم می شوند

و به این ترتیب در دو جهت تحت اثر برش قرار می گیرند.

در دالها ما با مسئله پیش رو برو خواهیم بود، ولی مقدار آن معمولاً ناچیز است. برای حل تئوری دالها

همان روشی را که در حل تیرها به کار گرفته می شود می توان انجام داد. در تئوری صفحات که مربوط به حل دالهاست این

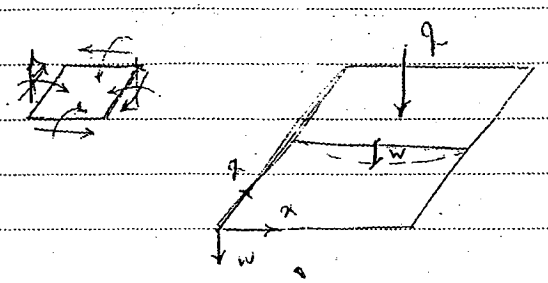
عملیات نشان داده می شود. المان کوچکی از دال در نظر گرفته می شود معادلات دیفرانسیل مربوط به المان بدست

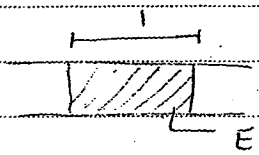
می شود، تنها شکلهای آن مطرح می گردد و به روشی که در سازه ها معمول است با حل سه گروه معادله تعادل :

Subject:
Year. Month. Date. ( )

بازگشایی رشته‌ها ما را به یک معادله دیفرانسیل درجه ۴ می‌رسیم. این معادله دیفرانسیل برحسب

تغییر مکان قائم تابع (W) نوشته می‌شود:





$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{-q}{D} \qquad D = \frac{EI}{1-\nu^2}$$

در این معادله D مدول خمشی یک متر عرض دال و q بار وارده به دال و ν ضریب پواسون است.

چگونگی بدست آمدن معادله در تئوری صفحات مطرح می‌شود. (Theory of Plates & shells)

حل این معادله نسبتاً طولانی است و تقریباً راه حل‌هایی برای آن اندیشیده شود بطوری که در عمل

بتواند مورد کاربرد قرار گیرد، در زیر به تعدادی از این روشها اشاره کرده و در انتها تئوری تاب مدل مرجع بحث

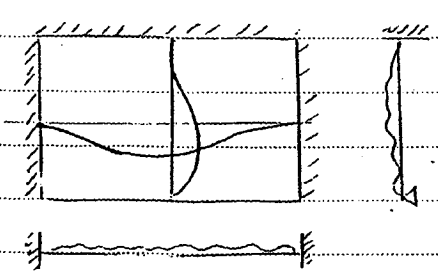
امروز ما است.

روش حل عددی: برای آنکه بتوان صفحات را در بتن آرمه و فولاد، تجزیه و تحلیل کرد راه‌این کوشش

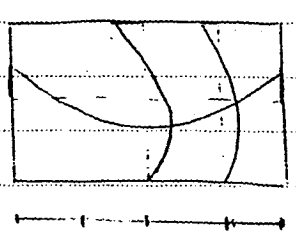
که به عمل آمد حل کردن دال در شرایط مرزی و بدست آوردن دیاگرام‌های ممان بود.

دال از یک طرف روی تکیه گاه نشسته و از

سه طرف گیردار است.



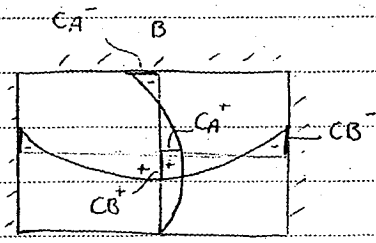
دیاگرام ممان:



Subject: ۴۹
Year. Month. Date. ( )

این دیاگرام‌ها در کتب موجود هستند از جمله دیاگرام دالهایی که زیر اثر بار یکنواخت قرار دارند و نام دالهایی که زیر بارهای خطی قرار دارند که بیشتر در منابع آب مورد استفاده قرار می‌گیرند.

به دنبال این حرکت، روش ساده‌تری عنوان کردیم و آن اینکه برای پیدا کردن لنگرها ضرایبی به نام ضرایب همان تعریف کنیم که بتوانند تا دیر لنگرها را در روی یک گام در روی خط دال بدست دهد برای این منظور در دالهای مستطیل شکل که بیشتر در ساختمانها کاربرد دارند و زیر اثر بار یکنواخت قرار می‌گیرند این ضرایب در حالات مختلف بدست داده شده:

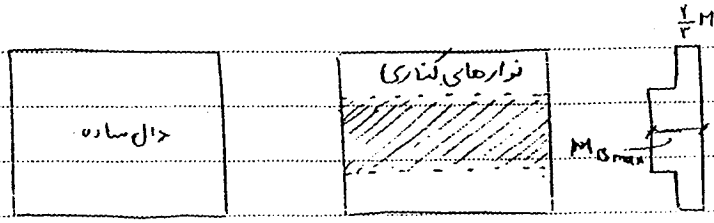


$\frac{A}{B} = m$

$M_A^- = C_A^- \cdot w \cdot A^2$ $\quad M_B^- = C_B^- \cdot w \cdot B^2$

$M_A^+ = C_A^+ \cdot w \cdot A^2$ $\quad M_B^+ = C_B^+ \cdot w \cdot B^2$

می‌توان نشان داد این ضرایب بستگی به مقدار m یعنی نسبت $\frac{A}{B}$ دارد، برای دالهای مستطیلی نه حالت شرایط مرزی تعیین داده شده و برای این حالات ضرایب بدست داده شده‌اند شکل داده شده در بالا یکی از این ۹ حالت است. مقادیر همانی که به این ترتیب بدست داده می‌شود تقریباً برابر با مقدار در نیمه وسط دال است و فرض می‌شود که این همان در نیمه وسط ثابت است و در نوارهای $\frac{1}{4}$ کناری به $\frac{2}{3}$ کاهش پیدا می‌کند این ضرایب در آبا آورده شده‌اند و به نام ضرایب همان معروفند.



Subject:
Year. Month. Date. ( )

شرط استفاده از این ضرایب آن است که تکیه گاه ها تغییر مکان نداده باشند تحت این ضرایب دوران است

که دال روی تیر را ترک گیرد و تنش دال روی تیر قرار می گیرد خود دال تحت تأثیر تنش قرار گرفته و ضرایب

همان دچار به هم خوردگی می شوند ولی می توان نشان داد که اگر ابعاد تیر به اندازه کافی بزرگ باشد باز

می توان از این ضرایب استفاده کرد. معمولاً در حدود ابعاد تیرهای معمولی در ساختمانها به راحتی از این ضرایب

استفاده می کنیم مثلاً در دهانه ۶ متر ابعاد تیر معمولاً ۵۰×۲۰ و ضخامت دال $15 \sim 20\ cm$ است و این ضرایب

بی جواب هستند.

با پیدایش کامپیوتر و امکان حل عددی مسئله توسط ماشین حساب استفاده از ماشین برای حل این معادله سخت

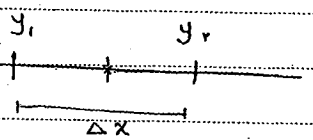
گرفت. در دهه های ۶۰ - ۷۰ میلادی بحث عده دانشجویان و محققین بر روی حل سقف ها توسط ماشین است.

اولین کوشش در این زمینه پیدا کردن راه حلی برای حل عددی خود معادله دیفرانسیل است. در این رابطه از روش

تفاضلهای محدود (Finite Difference) که در ریاضیات یک روش شناخته شده است استفاده

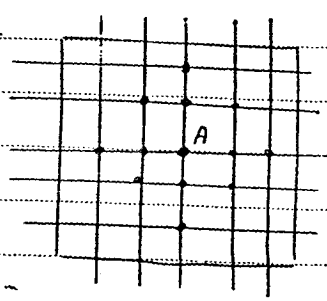
شد.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y_2 - y_1}{\Delta x}$$



یک صفحه به یک شبکه تقسیم می شود و بعد این معادله دیفرانسیل در هر نقطه از این شبکه ماشین A بسط داده می شود.

می توان نشان داد که معادله دیفرانسیل درجه ۴ مورد بحث در هر نقطه می تواند به صورت یک رابطه خطی برحسب



تنشهای ۱۳ نقطه اطراف خود بسط داده شود.

$$W_A = \alpha_1 W_1 + \alpha_2 W_2 + \dots$$

Subject: ۵۰
Year. Month. Date. ( )

این معادله دیفرانسیل در نقاط معادن شکل بسط داده می‌شود و این معادلات چند مجهولی نوشته شده و سرانجام

اگر دال را به طور مثال به ۶۰۰ نقطه تقسیم کرده باشیم به یک دستگاه شامل ۶۰۰ معادله و ۶۰۰ مجهول می‌رسیم

کاربرد اصلی این حل در هواپیمایی است چون باید صفحات فشار و برش و ... را تحلیل کرده و ضخامت آنرا

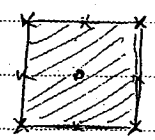
حداقل کرد. در کشتی سازی نیز این موضوع کاربرد حیاتی دارد.

پیدایش ماشین و فکر اینکه ما صفحه را به صورت اجزا کوچک تقسیم کرده و معادله دیفرانسیل را در اطراف آن بسط

دهیم شروع پیدایش فکر دیگری بود و آن اینکه اگر قرار باشد رفتار صفحه در هر نقطه و وضعیت های آن به نقاط

اطراف وصل شود آیا می‌توان لذا ابتدا این تقسیم بندی را انجام داد یعنی صفحات را به جزءهای کوچک تقسیم کرد و

روشی ابداع کرد که به کمک آن تنش در هر جزء کوچک



را به تنشهای نقاط اطراف آن متصل کرد.

این روش آرام آرام رشد کرد و به تیپ رسید و سرانجام روش حل المانهای محدود (Finite Elements)

ساخته شد. در این روش صفحه به تعدادی اجزا کوچک تقسیم می‌شود. برای هر یک از این اجزا یک ماتریس که

بیان کننده تغییر شکلها و تنشهای موجود در المان است نوشته می‌شود و بعد ماتریس همه این المانها به نوعی با هم جمع می‌شوند و

ماتریس کلی ساخته می‌شود در واقع همان n معادله n مجهولی است و ماشین این معادلات را حل می‌کند

و تغییر شکلها را در گره‌ها به دست می‌دهد و به کمک آنها می‌توان تنشها را پیدا کرد. این روش به آرامی تبدیل

به یک روش فوق العاده قوی شد و تقریباً حل همه سازه‌ها را به عهده گرفت از مسائل دوبعدی گرفته و سه بعدی

... امروزه ما قادریم به کمک این روش تمامی سازه هواپیما را ایدل کرده و به ماشین دهیم و ببینیم در صورت

Subject:
Year. Month. Date. ( )

بالاترین بار در یک نقطه چه اثراتی در نقاط دیگر می‌گذارد.

ما امروزه قادریم یک سد و تمام تکیه‌گاه کوهی آن و زمین را در یک مدل کوچک بسازیم و تغییرات تنش را زیر اثر بار ببینیم.

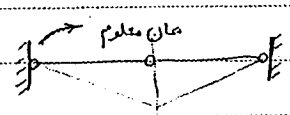
بحث المانهای محدود و آنالیز ماتریسی بسیار مهم است و بسیار نیازبه کار دارد.

از حدود دهه ۳۰ نوعی تفکر در حل قابهای سازه‌ای پدیدار شد که براساس آن فکر شد که سازه را در وضعیت انتهای عمرش در نظر گرفته و فکر کنیم در تعدادی از نقاط سازه مفصل های پلاستیک تشکیل شده است و بعد معادلات تعادل را با این فرض که در این نقاط مفصل وجود دارد حل کنیم و جواب را از حل مسئله بگیریم. حسن این مسئله آن بود که بحث نامعین بودن سازه‌ها را برطرف می‌نماید و سازه نامعین را تبدیل به یک سازه معین می‌کرد.

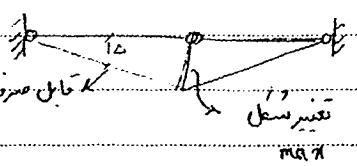
معین

نامعین

حداثر اثر این بار و ایجاد مفصل پلاستیک مسئله معین می‌شود.



چنین بحثی به آنالیز پلاستیک سازه‌ها معروف است. این فکر توسعه پیدا کرد و در بحث حل پلاستیک قابها مطرح شد و بعداً با کار بر اینا کشیده شد که اگر قرار باشد در تعدادی مفصل ایجاد شده و مفصل ها بتوانند دورانهای زیاد را تحمل کنند تغییر شکل سازه بیشتر تحت تأثیر این دورانها قرار می‌گیرد و بنابراین می‌توان از تغییر شکل بقیه عضو صرفنظر کرد. بنابراین در یک سازه با تعدادی قطعات صلب



سعی کار داریم که این قطعات در محلهای که حل تشکیل مفصل پلاستیک

Subject: ۵۱
Year Month Date ( )

است به هم متصل می‌شوند و مجموعه بار را تحمل می‌کنند. این ایده در دهه‌های ۳۰ و ۴۰ میلادی توسعه زیادی پیدا کرد و موضوع طراحی دالها به روش پلاستیک شد و ایده آن بود که این طرز تفکر جانشین روشهای کلیل خطی باشد که هنوز به صورت کلاسیک تدریس می‌شوند (شیب، انت، ...).

این امکان را داشت تا آنکه کاپیتر به میدان آمد و تقریباً این کشفیات را متوقف کرد. به دنبال این طرز تفکر دوباره برای حل دالها نیز چنین وضعیتی پیش آمد. دو خط فکری در کشورهای اسکاندیناوی شکل گرفت یکی از آنها، تئوری نوارها معروف است و دیگری به تئوری لولاهای گیختگی. این هر دو تئوری برای حل دالها مطرح شد.

در تئوری نوارها دال به تعدادی نوارهای عمود بر هم تبدیل می‌شود (شبکه نواری) و بعد تغییر شکلهایی که در حال تقاطع دو نوار قرار دارند حساب شده و بعد با فرض آنکه لولاهایی در بعضی مقاطع تشکیل شده مسئله دال حل می‌شود.

در تئوری لولاها اساساً فرض بر آن است که در دال تعدادی لولا تشکیل می‌شود. لولاها آن بعضی است که در این حالت به یک خط تبدیل می‌شود. مقطعات دال حول این لولای چرخند. ما با بحث لولاهای گیختگی در طی چند جلسه آینده آشنا می‌شویم.

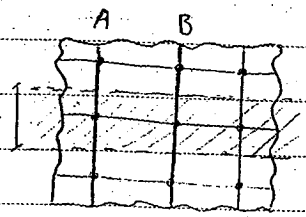
در آیین نامه بتن ایران هر دو این روشها به رسمیت شناخته شده و اگر مسئله با هر یک از دو روش حل شود مورد قبول آیین نامه است.

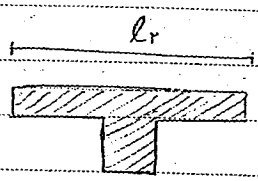
(Yeild line Theory تئوری لولاهای گیختگی)

(Strip Method تئوری نوارها)

Subject:
Year. Month. Date. ( )

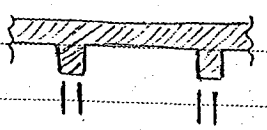
روش تاب معادل :



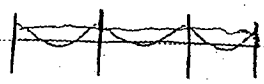


- برای آنکه دالها را جداگانه تحلیل کنیم

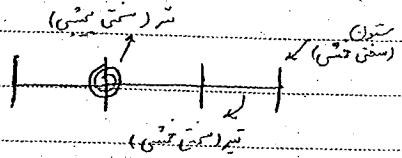
و تاها را جداگانه بصورتی که



از دالها رتاب (حاشیه خورده)

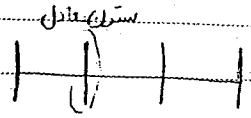


را در نظر گرفته و بصورت یکپارچه تحلیل می کنیم. البته هم بررسی اثر تاها برای عمودی (A، B) در تاب معادل است.



برای اثر دادن تیر عمودی می توان از مدل یک تیر کمکی استفاده کرد

حال برای راحتتر شدن کار، سختی تیر را در ستون وارد می کنیم و به ستون معادل می رسیم:



- روش تاب معادل یک روش حل تقریبی است که در آن دال همراه با هریک از تاها در محاسبات دو بعدی مدل می شود. بدین معنا که در تحلیل دو بعدی هریک از تاها به جای آنکه نقط تیرها و ستونها در نظر گرفته شوند، دالها نیز همراه با تیرها وارد محاسبات می شوند و تیر به صورت یک تیر T شکل پهن که عرض بالهای آن از وسط تا وسط دهانه های مجاور است در نظر گرفته می شود. در این تاب علاوه بر دال عادی تیرهای عمود هم به نوری وارد محاسبات می شوند بطوریکه سختی کمکی آنها وارد عمل می شود. اثر خزش را بررسی میزان عایق دالهای تراسه در تکیه گاهها تحمل کننده ی آن را دارد. به این ترتیب یک سازه سه بعدی مرکب از تاب در یک جهت و تیرهای عمود در جهت دیگر تبدیل به یک تاب دو بعدی می شود که در آن دالها نیز همکاری دارند.

مشخصات تیر عمود به صورتی با مشخصات ستونها ترکیب می شود و از این دو یک ستون معادل ساخته می شود. تاهای

Subject: ۵۲
Year. Month. Date. ( )

که در آنها بصورت ۲ بعدی تجزیه و تحلیل می شود متشکل از تیرهائی که ترکیبی از تیرهای اصلی و دالهای دو طرف است

و ستونها که متشکل از ستونهای اصلی و تیرهای عمود است، می باشد.

تاب معادلی که به این صورت ساخته می شود به روال عادی حل شده و دیاگرام خمش آن ساخته می شود. در هر

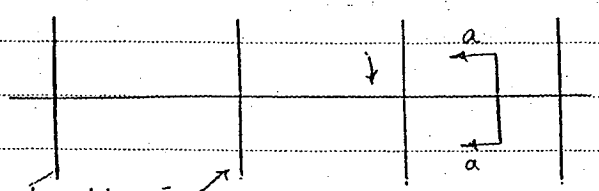
مقطع لنگرهای خمشی بدست آمده بین دال و تیر توزیع می گردند و سهم هریک بدست آورده می شود. لنگرهای ایجاد شده در

ستونها نیز به نوبه خود بین ستونهای خمشی که تیرهای عمود باشند توزیع می شوند و تیرهای عمود برای تحمل بیشتر ناشی از

ستونهای اصلی

این امر طراحی می گردند. به شکل تاب معادل نشان داده شده است:

تیر مرکب از تیر اصلی دال



ستون معادل مرکب از ستون

اصلی و تیرهای عمود

حال برای حل دستی می توان از این روش

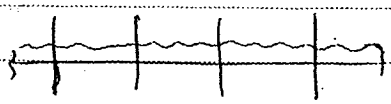
دو بعدی کمک گرفت و شعاعات خمشی ستونها

تیرها را حساب کرد.

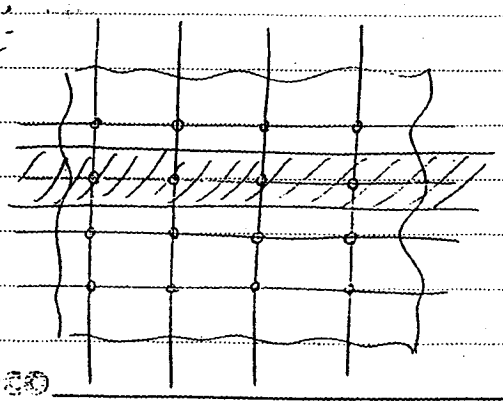
نحوه توزیع لنگرها بین دال و تیر با استفاده از حل عددی دالها بدست آورده شده است ولی طبیعی است که نمی توان

برای هر مقطع عددی معرفی کرد. سعی شده برای توزیع برای همان های مثبت و منفی دو عدد معرفی شود. در اینجا

تقریب گرفته شده و اعداد طوری در نظر گرفته شده که طراحی دال محافظه کارانه باشد.



به لحاظ تاریخی این روش قبلاً در حل دالهای تخت مطرح بود.



در روش تاب معادل همان روش دال تخت با اضافه شدن اثر

خمشی و داخل کردن اثر تیر به کار برده شده است.

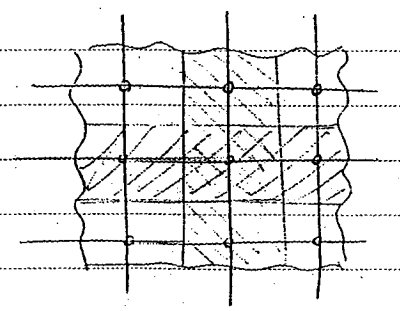
Subject:
Year. Month. Date. ( )

اولین سؤالی که در ارتباط با این روش حل مطرح می‌شود اینکه بنا به توصیه این روش ما یکبار قابها را در جهت

x حل می‌کنیم بار دیگر در جهت y حل می‌کنیم و در نهایت لنگرها را در تیرها و دالها بدست می‌آوریم. آیا این

بدان معناست که ما بار را دوبار منتقل می‌کنیم؟ یعنی دالها و تیرها دوبار برای یک بار مشخص کنرا طراحی

می‌شوند؟



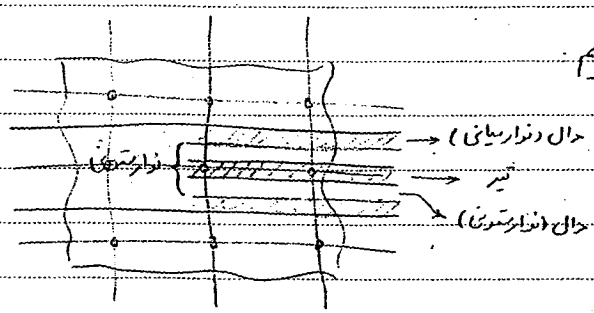
جواب اینکه در ظاهر امر، توزیع بار دوبار صورت می‌گیرد

ولی واقعیت آن است که با روشی که پیش می‌رویم توزیع

همان یکبار صورت می‌گیرد.

یکی از قابهای طولی را در نظر می‌گیریم، همانطور که گفتیم از ترکیب دال و تیر، یک تیر واز ترکیب دال و تیر عرضی

یک ستون می‌سازیم و عملیات را به روال عادی پیش می‌بریم.



فرض می‌کنیم در یک مقطع همان موجود در تیر دال

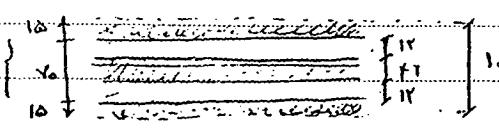
100 T-m باشد این همان ابتدا بین نوار

میانی و نوار ستونی توزیع می‌شود. نوار میانی مقطع دال است و نوار ستونی تیر بعلاوه قسمتی از دال است.

در مرحله بعد همانی که به نوار ستونی رسیده است بین تیر و دال به چه طریق توزیع می‌شود. فرض کنید توزیع صورت

گرفته داده شده در شکل باشد 15 t-m به نوار میانی، 12 t-m به دال چسبیده به تیر و نوار ستونی و 46 t-m

به تیر اصلی اضافه می‌یابد مجموع آنها

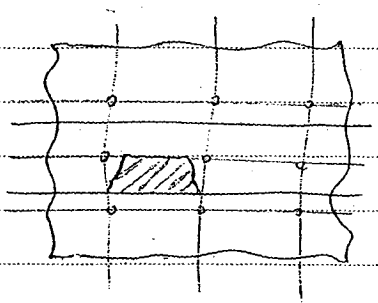


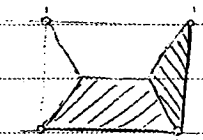
100 t-m خواهد بود

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject: ۵۴
Year. Month. Date. ( )

بعد از این توزیع نوار میانی برای ۱۵ T-m ، دال و نوار ستونی برای ۱۲ T-m و خود تیر برای ۴۶ T-m طراحی می شوند. تا آنجا که بر این تاب از تبادل پیدا می کند مسئله در اینجا تمام می شود. یعنی تکلیف لنگرهای خمشی در دال و در تیر در جهت تعیین شده است. اما توجه می کنیم که در همین تاب ۱۵ T-m بعلاوه ۱۲٫۴ T-m ای که در دال بکار برده شده بدان مناسبت که دال در این جهت خم شده است و بنابراین بار را به تکیه گاه های خود منتقل می کند. تکیه گاه های دالها تیرهای عمود بر تاب مورد بحث فرض شده اند. بارهایی که به نوار میانی و قسمتی از دال در نوار ستونی می رسد تا آن جایی که به تاب جهت دار می شود بر گردانده و معلوم نیست از آن جا بگذرد. در واقع عملی که در این تاب صورت گرفته تعیین تکلیف باری است که در ناحیه نشان داده شده ذوزنقه ای نشان داده شده است. تکلیف بقیه بار که به تاهای عمودی می رسد روشن نیست. تکلیف این بارها در تحلیل تاهای جهت و تعیین می شود.





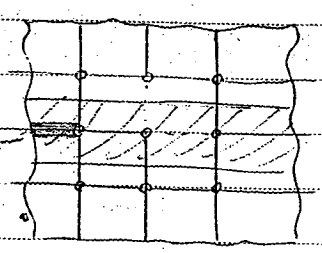
در واقع همان توزیع مثلثی - ذوزنقه ای که در دال مطرح شد در اینجا عمل خود را نشان می دهد. تیرهای جهت ۲ با ناحیه ذوزنقه ای و تیرهای جهت ۷ با ناحیه مثلثی را به عهده می گیرند. نتایج حاصل از حل دالها با این روش هم با روشهای دقیق ماشینی و هم با روشهای آزمایشگاهی کنترل شده و همگی با هم تطابق کامل دارند. بنابراین در این موضوع نباید شک کرد که در این روش بار دو مرتبه توزیع شده است. این یک روش حل است که در اینجا ارائه می شود. نتیجه این روش حل همان واقعیت اساسی است که در مکانیک رفتاری

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دال یا تیر وجود دارد.

از معایب روش قاب معادل آنکه اولاً سختی خمشی و برشی تیرها در محل دالها وارد می‌شود و بنابراین دال هرگونه تکیه‌گاهی داشته باشد ارزش در نتایج تحلیل دیده می‌شود. دوم آنکه لزومی ندارد در همه دهانه‌ها تیر وجود داشته باشد. ما می‌توانیم در بعضی از دهانه‌ها تیر نداشته باشیم.

این روش حل تنها در مورد تحلیل بارهای ثقلی مورد استفاده قرار می‌گیرد.



از این روش برای تحلیل قاب در جهت عرضی نمی‌توان استفاده کرد.

یعنی در کاسبات مربوط به زلزله این روش را نخواهد شد.

وقتی یک سیستم تیر دال برای بارهای جانبی طراحی می‌شود روش کار ما این صورت است که برای بارهای ثقلی می‌توان از روش قاب معادل استفاده کرد و عمل توزیع را بدست آورد و عمل تیرها را تعیین کرد و سپس باید دالها را نادیده گرفته و قطعات را برای بارهای جانبی تحلیل کرده و سهم تیرها را بدست آورد و اثرات را با هم جمع و مبنای طراحی قرار داد.

علت آنکه ما روش قاب معادل را نمی‌توانیم در تحلیل بارهای جانبی بکار بگیریم آن است که اولاً اعتماد بابران است که در جریان زلزله دالها ترک می‌خورند و سختی آنها بطور قابل ملاحظه کاهش می‌یابد بنابراین دخالت سختی دالها در تیرها در بار زلزله ممکن است در جهت سلامت ساختمان نباشد. بنابراین ما مثلاً در محاسبات کارانه حل کرده و دالها را نادیده می‌گیریم. علت دوم آنکه در وضعیت ثقلی ما نحوه توزیع عمل در دال و تیر را زیر اثر بار جانبی نمی‌دانیم.

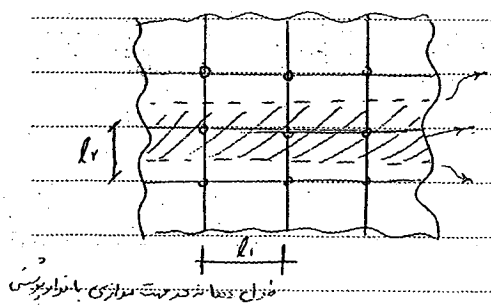
اعدادی که آورده‌ایم متعلق به تجربه و تحلیل و مشاهدات آزمایشگاهی ما بر روی بارهای ثقلی است اگر روزی هم قرار

Subject: ۵f
Year. Month. Date. ( )

پس از کاهش سختی دالها صرفنظر کرده و آنها را وارد محاسبات زلزله کنیم باید ضرایب توزیع جدیدی برای آنها بیابیم. خلاصه آنکه در وضعیت فعلی و برطبق توصیه آیین نامه این روش فقط برای تحلیل بارهای ثقلی بکار گرفته می شود

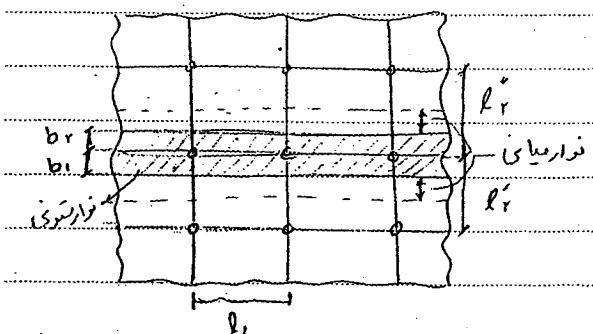
جزئیات روش تاب معادل:

۱- نوار پوششی: عرضی از دال که به خطوط گذرنده از وسط دهانه دالها مجاور خم می شود نوار پوششی نام دارد. طول دهانه یک دال در جهتی که خمش یا تاب مورد مطالعه است با l_1 و در جهت عمود بر آن با l_2 نمایش داده می شود.



دال دهانه در جهت موازی با نوار پوشش

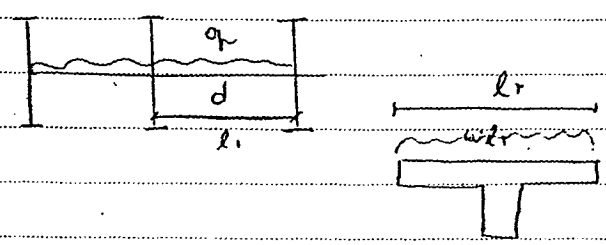
۲- نوار ستونی و نوار میانی:



$$b_1 \leq \frac{l_1}{4}, \frac{l'_2}{4}$$

$$b_2 \leq \frac{l_1}{4}, \frac{l'_2}{4}$$

برحسب تعریفی که از عرض نوار ستونی بعمل آمده ممکن است این عرض در دهانه های مختلف متفاوت باشد چرا که عرض این نوار بستگی به طول دهانه دال در جهت خمش در جهت عمود بر آن بستگی پیدا می کند و این در ممکن است در دهانه های مختلف یکسان نباشد.

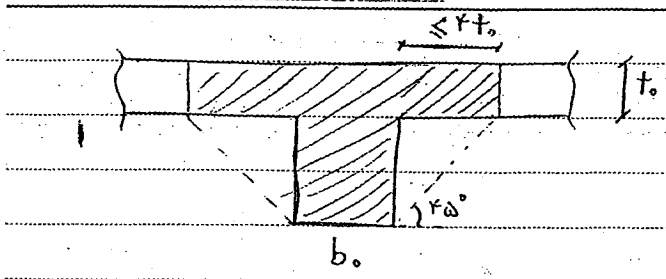


تیر تاب

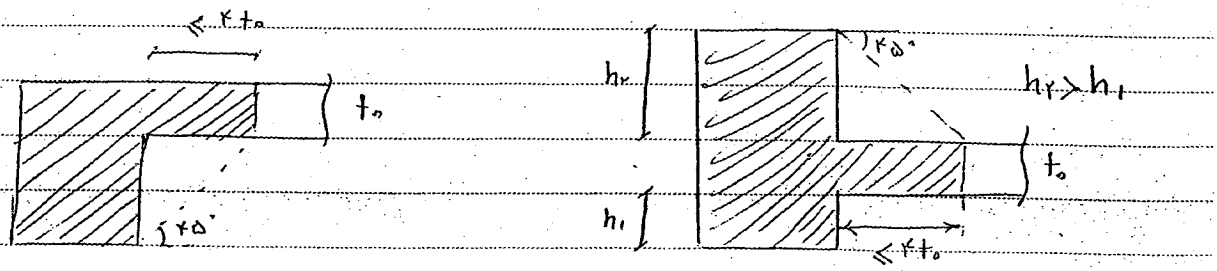
۱- تعریفی که از نوار پوششی بعمل آورده شده غای تاب صورت متقابل است:

Subject:
Year. Month. Date. ( )

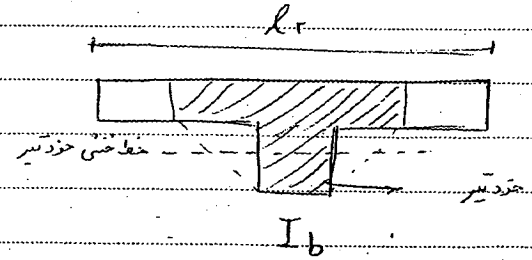
۳ـ تیرهٔ درتاب معادل تیر به صورت

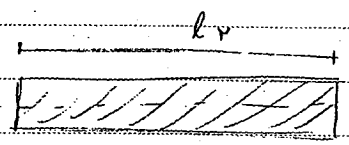


مقابل تعریف می‌شود:



۴ـ پارامتر α: نسبت سختی تیر به سختی دال



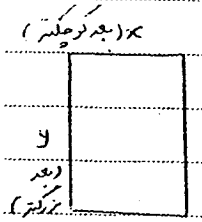


Is دال $I_s = \frac{1}{12} l_2 t_0^3$

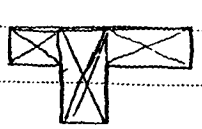
تیر در نوار پوسته‌ای $\alpha = \frac{I_b}{I_s}$

۵ـ نسبت سختی پیچشی تیر عرضی C: این نسبت به صورت مقابل تعریف می‌شود: $M_t = C \cdot G_c \cdot \theta$

در این رابطه M_t ممان پیچشی موجود در مقطع تیر است و θ دورانی است که در واحد طول تیر ایجاد می‌شود. G_c مدول الاستیسیته برشی بتن که معمولاً حدود نصف E_c در نظر گرفته می‌شود. C نسبت $\frac{M_t}{G_c \cdot \theta}$ است. برای مقاطع مختلف



$C = \frac{1}{3} y x^3 (1 - 0.63 \frac{x}{y})$

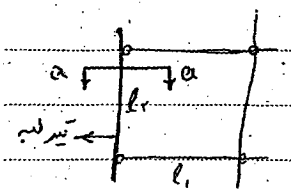


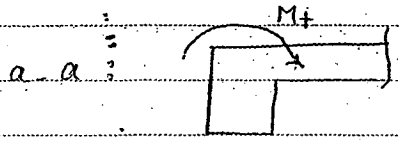
$C = \frac{1}{3} \sum y x^3 (1 - 0.63 \frac{x}{y})$ به شرح زیر است.

Subject: ۵۵
Year. Month. Date. ( )

۶) پارامتر β_4: نسبت سختی پیچشی تیر به سختی خمشی حال:

تیر لبه





مربوط به تیر لبه

$$I_S = \frac{1}{12} l_2 t_0^3$$

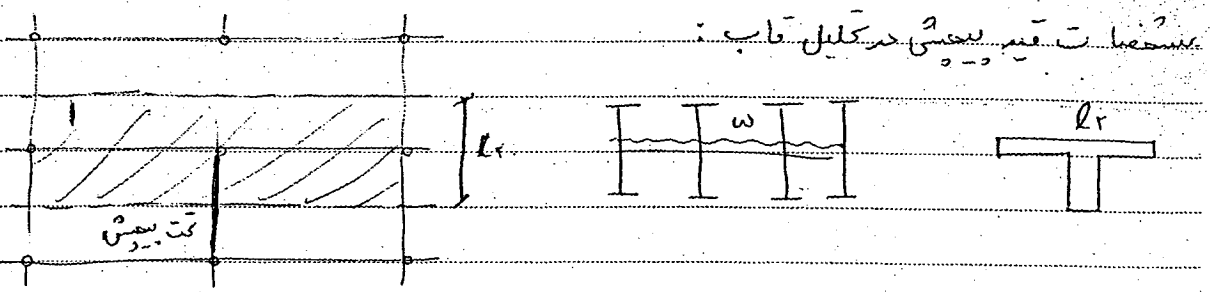
$G = 0.5\,E$

$$\beta_4 = \frac{C \cdot G}{E \cdot I_S}$$ ← مربوط به دال

دانلود جزوات بیشتر در
www.vepub.com
Publish Your Mind

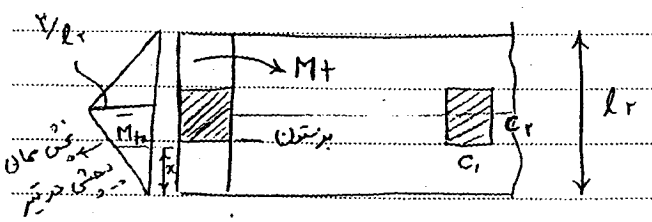
Subject:
Year. Month. Date. ( )

مشخصات تیر پیچشی در تحلیل تاب:



همانطور که گفتیم در این روش تدبیری اندیشیده شده که سختی پیچشی تیرهای عود دارد مشخصات تحلیلی تاب در جهت جنس شود تیرهای عود برتاب اصلی بستگی آنکه زیر اثر عمان پیچشی وارده چه اندازه دوران کند بر روی برتاردال تأثیر می گذارند اگر تیر خیلی قوی باشد و اصلاً پیچد انتهای دال در جهت دوران ندارد و مانند دال گیردار عمل می کند عمان سختی در تکیه گاههای دال اثر ایش می یابد و عمان بیشتر ظاهر پیدا می کند و بالعکس اگر تیر عود ضعیف باشد به راحتی پیچد انتهای دال دوران می کند و دال مانند تکیه گاه ساده عمل می کند عمان در تکیه گاه ها کم است و در وسط عمان بیشتر بزرگ خواهد شد.

در روش تاب معادل سعی شد این خصوصیات وارد عمل شود مشخصات پیچشی تیر در انتهای دال محاسبه و بعد با مشخصات جنس ستونهای زیری ترکیب و ستون معادل ساخته می شود در زیر جزئیات را می بینیم.



۱- سختی تیر پیچشی در حالت دال گیردار:
Torsional Restraint

دال گیردار مطابق شکل را در نظر می گیریم، در انتهای دال تیر لبه وجود دارد به این دال عمان جنس M+ وارد می شود که در تیر بصورت پیچش ظاهر می شود می خواهیم بدانیم زیر اثر این عمان چه پیچشی در تیر ایجاد می شود میزان دورانی که تیر در تکیه گاه دارد چه اندازه است و خلاصه آنکه تیر همراه با دال چه اندازه دوران می کند.

عمان M+ موجب می شود که دال خم شود و در انتهای آن عمان منفی ایجاد شود و این عمان بصورت پیچش

در تیر ظاهر شود. چگونگی توزیع عمان خمشی در دال و عمان پیچشی در تیر نیاز به تحلیل دقیق دارد. برای منظور خودمان در اینجا فرض را قبول می‌کنیم. آن فرض اینکه عمان بصورت مثلثی در طول تیر توزیع می‌شود یعنی بررسی ستون‌ها عمان جداکثر و در میانه تیر که در واقع خط لبه نوار پوشش است عمان به مقدار صفر می‌رسد. بنابراین فرض ما چنین می‌شود که تیر تحت پیچش با تغییرات مثلثی قرار می‌گیرد. مقدار کل این عمان را برابر واحد فرض می‌کنیم. این عمان که نمایش پیچش در تیر است در واقع دیاگرام خمش در دال است با این فرض میزان دوران را حساب می‌کنیم

مساحت مثلث برابر ۱ است: $\text{مساحت مثلث} = 1 = \frac{1}{2} L_2 \times \frac{2}{L_2} = 1$

$\overline{M}_{+x} = \frac{4x}{l_2^2}$ شدت عمان در مقطع x

$M_{+x} = \frac{1}{2} \times \frac{4x}{l_2^2} \times x = \frac{2x^2}{l_2^2}$ ← مساحت مثلث ← کل عمان پیچشی در مقطع x

$\overline{\theta}_x = \frac{M_{+x}}{G.C} = \frac{2}{C.G.l_2^2} x^2$ دوران در واحد طول

$d\theta_x = \overline{\theta}_x . dx \Rightarrow \theta_x = \frac{2}{CG\, l_2^2} \int_0^x x^2 dx = \frac{2x^3}{3CG\, l_2^2}$

↓ دوران کل تیر در مقطع x

$x = \frac{l_2}{2} \Rightarrow \theta_{l_2/2} = \frac{l_2}{12\, CG}$ دوران کل در محور ستون

همانطور که ملاحظه می‌شود دوران تیر از مقدار ۰ در ابتدای آن شروع شده و به مقدار $\theta_{l_2/2}$ در محور ستون می‌رسد. دوران خمشی در دال نیز همین تغییرات را دارد. برای پیدا کردن رابطه‌ای ساده برای سختی پیچشی تیر فرض می‌کنیم میزان دوران متوسط در این تیر برابر $\frac{1}{3}$ دوران ماکزیمم باشد یعنی فرض می‌کنیم تیر به اندازه

Subject:
Year. Month. Date. ( )

فرض: $\theta_{ave} = \frac{1}{3}\theta_{l_2/2} = \frac{l_2}{36\,CG}$ ۱/۳ این مقدار دوران کرده باشد.

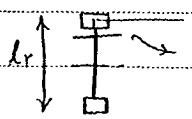
$\Rightarrow G = 0.5E \qquad \theta_{ave} = \frac{l_2}{18\,CE}$

در محاسبه بالا ما دوران ماکزیمم را در وسط در نظر گرفتیم اگر رابطه را اندکی دقیقتر نوشته و مقدار دوران را در برستون بدست آوریم. اگر چنین امری انجام شود داریم:

$\theta_{ave} = \frac{l_2(1 - C_2/l_2)^3}{18\,CE}$ در برستون

$M_+ = 1 \qquad K_+ = \frac{M_+}{\theta_{ave}} = \frac{18\,CE}{l_2(1 - C_2/l_2)^3}$ سختی بیشتر تیر

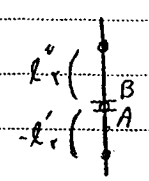
همانطور که ملاحظه می‌شود در شکل ابتدای درهم در وسط ستون تیر وجود دارد یعنی در وسط قید بیشتری برای دال بوجود آمده است، حال اگر این تیر فقط در یک سمت وجود داشته باشد مقدار K_+ نصف می‌گردد



در این رابطه l_2 طول تمام تیر یا دال است نه نصف آن. یکبار نوشته می‌شود

آیین نامه برای کلی کردن مسئله رابطه K_+ را بصورت Σ می‌نویسد که در مورد شکل در بالا باید نوشته شود یکبار در سمت بالا و یکبار در سمت پایین.

$K_+ = \sum \frac{9CE}{l_2(1 - C_2/l_2)^3}$



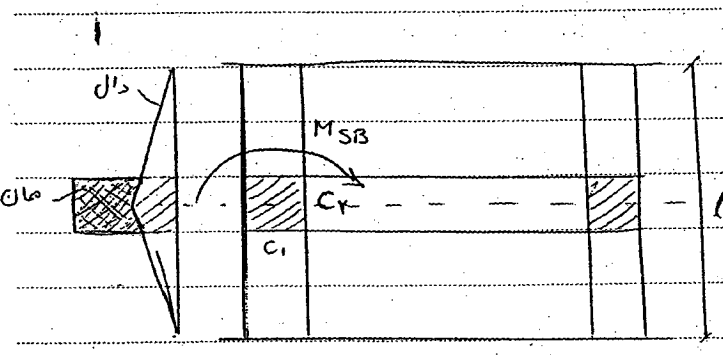
بطور یکه در شکل دیده می‌شود K_+ دوبار محاسبه می‌شود یکبار در مقطع A با l'_2 و یکبار در مقطع B با l''_2.

مقدار K_+ سختی بیشتری است که تیر در انتهای دال ایجاد کرده است یعنی عاملی که در انتهای دال ایجاد می‌شود باید هم تیر را بچرخاند هم دال را در خش دوران دهد. دوران اینها طبعاً با هم برابر خواهد بود. مقدار سختی که تیر ایجاد می‌کند K_+ است.

Subject: ۵۷
Year. Month. Date. ( )

۲) مشخصات تیر چشمی در حالتی که تیر وجود نداشته باشد:

در حالتی که در جهت عمق تیر داشته باشیم وتنها عمل در انتهای مجموعه تیردال وارد می شود قسمت اعظم

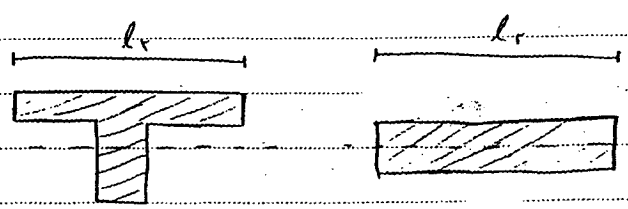


مان توسط خود تیر در خمش جذب می شود. M_{SB}: مان مربوط به تیردال

تنها قسمتی از این مان به دال می رسد. و اگر قرار است چشمی در تیر انتهایی بیاید توسط همین قسمت مان ایجاد می گردد. ما برای اینکه بتوانیم از همانی که بر مجموعه تیر-دال (ستون به کار برده می شود) می دانیم که همانی که در ستون ایجاد می شود با همانی که در مجموعه تیر-دال وارد می شود یکسان و برابر است. برای اینکه تعادل در گره آنرا اقتضا می کند بنابراین ما در اینجا روی مان تیر-دال متمرکز است و می خواهیم ببینیم چگونه این مان بین تیر و دال توزیع می شود و رابطه اخیر که برای سختی نوشتیم به چه صورت است؟

ساده ترین فرضی که در این ارتباط می توانیم قبول کنیم اینکه مان در تیر-دال به نسبت سختی خمشی تیر و دال بین آنها تقسیم می گردد. بنابراین اگر بخواهیم سهم دال را تعیین کنیم باید ببینیم سختی خمشی خود دال نسبت به کل تیردال چه اندازه است.

M_{SB} مان مربوط به تیردال



I_{SB} مان اینرسی تیردال

I_S مان اینرسی دال

مان مربوط به دال

$$M_S = \frac{I_S}{I_{SB}} \cdot M_{SB}$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$M_s = K_t \cdot \theta_t$$

$$\downarrow$$

$$M_s = M_{sb} \frac{I_s}{I_{sb}} \qquad M_{sb} = \underbrace{K_t \left(I_{sb} / I_s \right)}_{K'_t} \theta_t$$

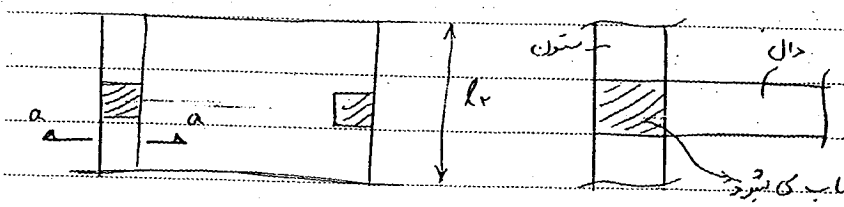
$K'_t = K_t \cdot \frac{I_{sb}}{I_s}$ ، سختی تیر پیشی اصلاح شده

سنگفات تیر پیشی در حالات مختلف :

برای به دست آوردن ضریب سختی که با C نمایش داده بردیم وارد بحث

۱- حالت بدون تیر :

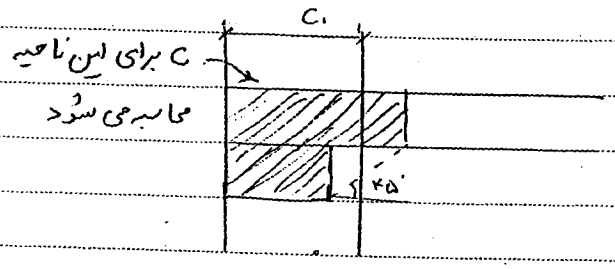
a-a در حالت بدون تیر لبه :

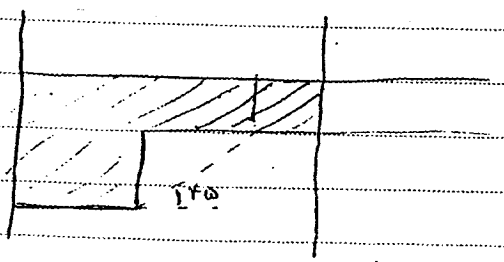


C برای این سفته حساب می شود

a-a

۲- حالت با تیر لبه :

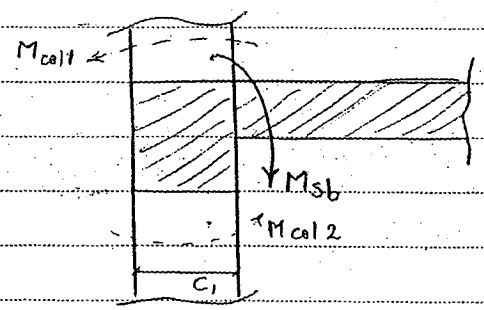




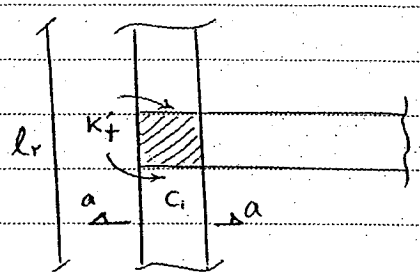
C برای سفته های شروع شده حساب می شود

Subject: ۵۸
Year. Month. Date. ( )

ستون معادل: همانطور که قبلاً عنوان شد در روش تاب معادل از مشخصات پیچشی تیر عرضی و ستونهای زیر و رو یک ستون معادل ساخته می‌شود و جایگزین ستون اصلی می‌گردد و در محاسبات مربوط به تعیین ممان ها در تاب مورد استفاده قرار می‌گیرد. ببینیم مشخصات ستون معادل چیست؟



تیر-دال در مقطع a-a



تیر-دال در پلان

M_{sb} لنگر خمشی در تیر-دال

ΣM_{col} لنگر خمشی در ستون

$$\Rightarrow M_{sb} = \Sigma M_{col}$$

$\theta_t = \dfrac{M_{sb}}{K'_t}$ دوران در دال

$\theta_c = \dfrac{\Sigma M_{col}}{\Sigma K_c}$ دوران در ستونها (سختی ستونها)

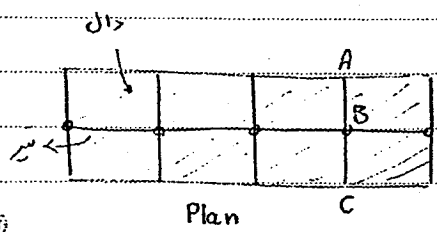
$\theta_{ce} = \theta_c + \theta_t$ جمع دوران دال و ستون در گره

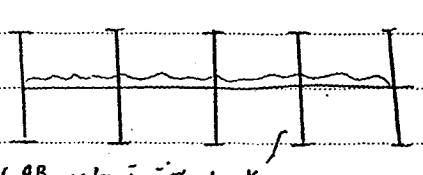
$$\frac{M_{sb}}{K_{ce}} = \frac{\Sigma M_{col}}{\Sigma K_c} + \frac{M_{sb}}{\Sigma K'_t} \Rightarrow \frac{1}{K_{ce}} = \frac{1}{\Sigma K_c} + \frac{1}{\Sigma K'_t}$$

K_{ce} ↓ سختی ستون معادل

$$K_{ce} = \frac{\Sigma K_c}{1 + \frac{\Sigma K_c}{\Sigma K'_t}}$$ سختی ستون معادل

K_{ce} سختی ستون معادل است که در محاسبات مربوط به تاب وارد عملیات می‌شود.





K_c ← جای سختی تیرهای AB و BC و ستون B

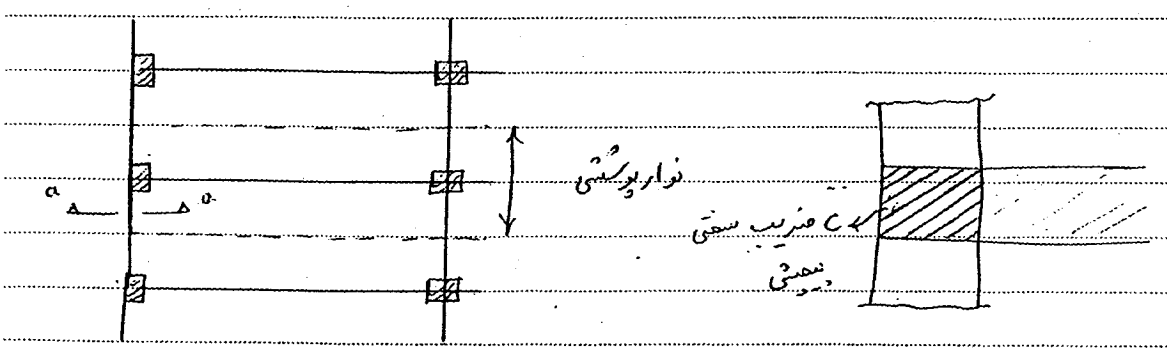
Subject:
Year. Month. Date. ( )

به این ترتیب ملاحظه می شود به جای تیرهای عمود و ستون ها، ستون معادل قرار داده ایم. حال مجموعه را به صورت قاب دوبعدی تحلیل می کنیم. عملیات عیناً مانند قاب عادی صورت می گیرد یعنی مثلاً اگر روش کراس را استفاده می کنیم همان روش ادامه پیدا می کند منتها گره بین تیر-دال و ستون ها توزیع می شود و در انتها لنگر هر یک به دست می آید. منتهی که به تیر-دال مربوط است به نوری توزیع می شود که راجع به آن بعداً صحبت می کنیم. لنگر ستون هم همان خود ستون واقعی است. توجه شود که M_{ss} برابر مجموع ΣM_{ss} قرار داده می شود. بنابراین منتهی که اینجا به دست می آید لنگر واقعی ستون هاست نه لنگر ستون معادل. لنگر ستون معادل در محاسبات وارد نمی شود.

توجه شود که دوران تیر اصلی در محل برابر دوران ستون واقعی است ($\theta_c = \theta_b$). به این دوران محلی دورانی از خمش تیر لبه در دال اضافه شده است. اثر این دوران گره یعنی کاهش سختی ستون است. اگر تیر لبه نبود یعنی ($\Sigma K' = 0$) باشد سختی ستون معادل برابر سختی ستون واقعی است.

مثالهایی از سختی ستون معادل:

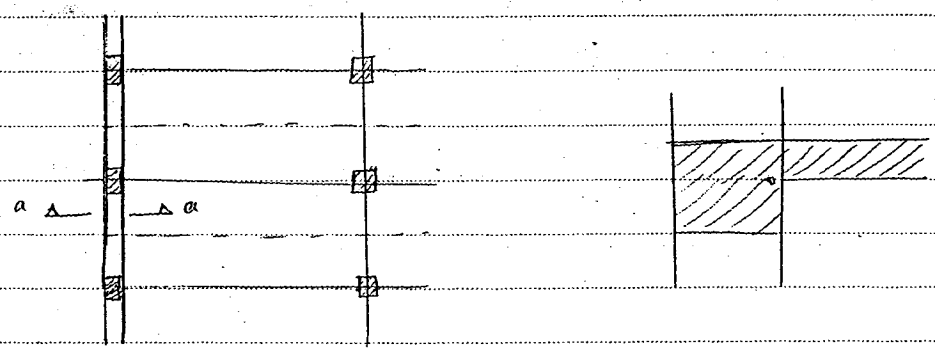
الف)



در این مثال که مربوط به دال تخت تنها بدون تیر لبه است ناحیه ای که سختی خمشی برای آن محاسبه می شود ناحیه ای است که دال-ستون برخورد می کند و همانطور که ملاحظه می شود مساحت این ناحیه و در نتیجه K_t عدد کوچکی است

در نتیجه K+ نیز عدد کوچکی شده و منرج کسر در رابطه Kce به سمت ۰ پیش رفته و خود Kce برابر صفر می‌شود. مفهوم این امر آن است که دال روی تکیه‌گاه ساده قرار گرفته و به راحتی می‌چرخد و ستون مقابله زیادی با دال نمی‌کند. درست ماند آن است که ستون روی تکیه‌گاه ساده قرار گرفته است و به راحتی می‌چرخد. ستون مقابله زیادی نمی‌تواند با دال داشته باشد. دال ساده عمل می‌کند مثل اینکه روی تکیه‌گاه ساده است. همان سختی در انتهای دال صفر است و به ستون هم حالی نمی‌رسد.

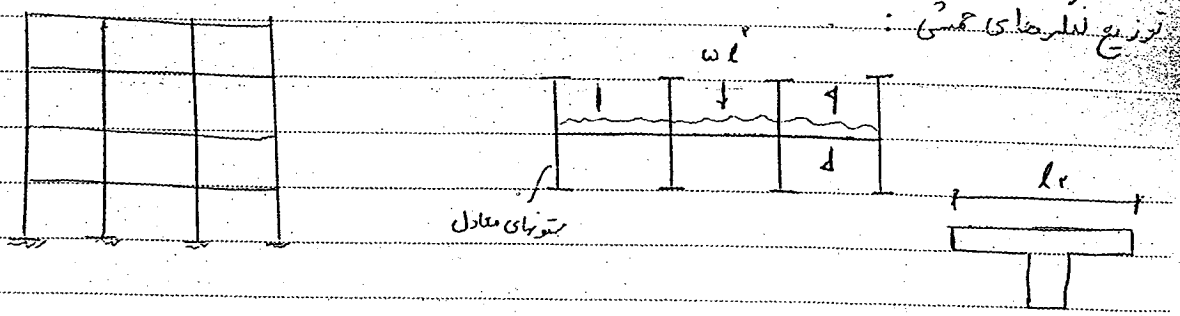
۲)



مثال دوم حالتی است که تیر لبه وجود دارد، ناحیه هاشور خورده در مقابل c وارد شده و K+ را می‌سازد. اگر این تیر خیلی قوی باشد K+ و K'+ بزرگ می‌شوند و منرج کسر در رابطه Kce به سمت ۱ پیش می‌رود و در نتیجه $K_{ce} = \sum K_o$ می‌شود یعنی دال در تیر لبه ستون گیردار است. حال در قاب اصلی این خود ستون است که باید در مقابل ستون قرار گیرد و نشان دهد که قادر است از دوران دال در قاب جلوگیری بعمل آورد یا خیر؟ اگر ستون قوی باشد اتصال گره گیردار خواهد بود و اگر ستون ضعیف باشد اتصال ساده عمل می‌کند. بلکه هم آنکه خود دال در تکیه‌گاه چرخشی ندارد و مرجع دوران اتصال می‌شود و ستون را ضعیف می‌کند. یعنی سختی ستون متقابل ضعیف‌تر از ستون اصلی نیست و برابر سختی خود ستون اصلی است.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

توزیع لنگرهای خمشی :



همانطور که در بالا ملاحظه می‌شود کلیه ساخت قاب معادل بیان شد. در هر طبقه تیر متشکل از تیر مطالعه و دال در دست آن است و کلیه دال در دو راستا (دو طرفه) و ستونها، ستونهای معادلی هستند که مطابق بالا ساخته می‌شوند. یعنی ترکیبی از تیرهای عرضی قاب اصلی مطالعه و ستونهای بالا و پایین. این قاب را می‌توان حل کرد و دیاگرام مان را در تیر-دال بدست آورد.

معمولاً تیرهای لبه در پیش ساخته اهمیت هستند، تیرهای میانی اگر دهانه‌های طرفین یکسان باشند کت پیش مختصری قرار می‌گیرند و اثرشان اساساً ناچیز است و اگر دهانه‌ها نامساوی باشند با فرض اینکه اختلاف آنها زیاد نباشد باز اختلاف آنها ناچیز است. بنابراین در کت قاب معادل معمولاً تیرهای لبه مورد توجه قرار می‌گیرند و برای آنها ستون معادل تعریف می‌شود. در مورد تیرهای میانی تنها زمانی که اختلاف دهانه‌ها چشمگیر است باید به این امر دست زد. معمولاً اگر اختلاف دهانه از حدود ۲۰٪ تا ۳۰٪ طول دهانه تجاوز کند این اثر می‌تواند تأثیرگذار باشد. مثلاً یک دهانه ۶ متری مجاورت یک دهانه ۳ متری قرار گیرد تیر میانی زیر اثر پیش قرار خواهد گرفت معمولاً در ساختمانهای عادی دهانه‌ها تر دیک به یکدیگر است و بنابراین ترتیب تنها در تیرهای لبه کت پیش مطرح می‌شود.

Subject: ٦٥
Year. Month. Date. ( )

حال با در دست داشتن مشخصات تاب می‌توان بار q و w را به تاب وارد کرد و دیاگرام همان را ساخت. در هر سطح برای عامل‌های مثبت و منفی، لنگرها به شرح زیر بین تیرستهای مختلف حال توزیع می‌شوند:

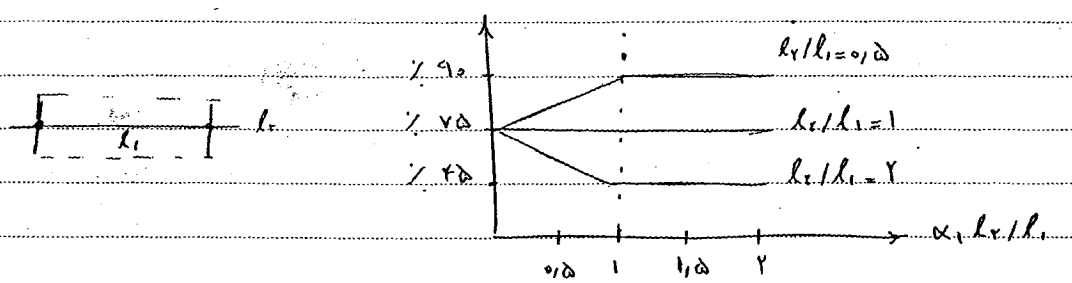
ابتدا این عامل‌ها بین نوار میانی و نوار ستونی توزیع می‌شوند و تکلیف حال در نوار میانی تعیین می‌گردد. بعد همان در نوار ستونی بین حال و خود تیر توزیع می‌شود و تکلیف این قسمت از حال و نیز تیر روشن می‌شود.

در زیر جزئیات آورده شده است:

۱- سهم نوار ستونی:

الف) عامل منفی در تکیه‌گاه‌های داخلی

l_2/l_1	۰٫۵	۱	۲
حال تخت $\alpha_1 l_2/l_1 = 0$	٪۷۵	٪۷۵	٪۷۵
تیری که در جهت خمش قوی باشد $\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1$	٪۹۰	٪۷۵	٪۴۵



ب) عامل منفی در تکیه‌گاه خارجی

l_2/l_1	۰٫۵	۱	۲	
$\alpha_1 l_2/l_1 = 0$	٪۱۰۰	٪۱۰۰	٪۱۰۰	$\beta_t = 0$
	٪۷۵	٪۷۵	٪۷۵	$1.5 \leq \beta_t$
$\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1$	٪۱۰۰	٪۱۰۰	٪۱۰۰	$\beta_t = 0$
	٪۹۰	٪۷۵	٪۴۵	$2.5 \leq \beta_t$

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

ج) عمان مثبت در طبقه دهانه ها:

بین مقادیر صفر و یک درون یابی

$\alpha_1 l_2/l_1$	l_2/l_1 = ۰٫۵	۱	۲
$\alpha_1 l_2/l_1 = 0$	٪۶۰	٪۶۰	٪۶۰
$\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1$	٪۹۰	٪۷۵	٪۴۵

خطی انجام می شود.

(α برای ۵۴,۵ جدول)

۲- سهم نوار میانی:

سهم نوار میانی از عمان (چه مثبت و چه منفی) برابر با تفاضل کل عمان و عمان در نوار ستونی است.

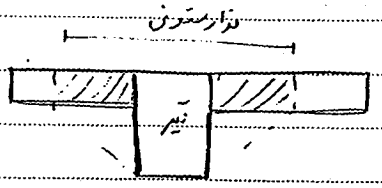
بعد از آن که سهم نوار ستونی مشخص شد می توان سهم نوار میانی از تفاضل مقادیر عنوان شده به دست آورد.

۳- سهم تیر در نوار ستونی:

$\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1$: ٪۸۵ × (کل عمان)

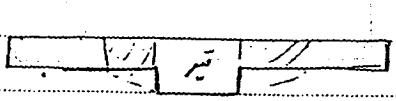
$\alpha_1 l_2/l_1 < 1$: $0 < ? \leq$ ٪۸۵ (انتر پولاسیون خطی)

همانطور که ملاحظه می شود ابعاد تیر در میزان سهمی که تیر از عمان می برد مؤثر است اگر بعد تیر بزرگ باشد



طبعاً عمان قابل ملاحظه ای را به خود اختصاص می دهد.

بزرگی تیر در α_1 نمایانده شده است که نسبت عمان



این سی تیر به دال در جهت خمش است اگر تیر کوچک باشد

قسمت عمده عمان باید توسط خود دال تحمل شود.

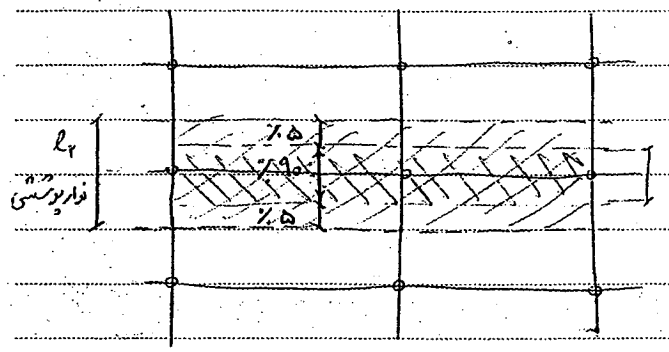
Subject: 71
Year. Month. Date. ( )

نحوه ی ملاحظات در ارتباط با توزیع مان در جهت های مختلف حال دتیر :

۱

۱) $l_2/l_1 = 0.5$

در این حالت فرض می کنیم تیر در جهت خ



قوی باشد یعنی $\alpha_1 l_2/l_1 \geq 1$

طوری که جداول نشان می دهند حدود

۹۰٪ مان به نوار ستونی می رسد.

از این مقدار ۸۵٪ به تیر می رسد یعنی ۷۷٪ از کل مان در نوار پوششی به تیر می رسد. این می تواند بدین

معنا باشد که حدود ۷۷٪ بار به تیرهای بزرگتر رسیده است. ۲۳٪ بقیه به تیرهای کوچکتر رسیده. ترجمه داریم

که وقتی $l_2/l_1 = 0.5$ است یعنی حدوداً حال یکطرفه کار می کند یعنی عمدتا در جهت کوچکتر منتقل می شود و به

تیرهای بزرگتر می رسد در اینجا می بینیم که این موضوع واقعیت ندارد حدوداً ۷۷٪ به تیرهای بزرگتر و ۲۳٪ به تیرهای

کوچکتر می رسد ولی به هرحال در بررسی قاب معادل آنچه را که ما با ترتیب بیان کرده بودیم بدست آوردیم. ترانویس

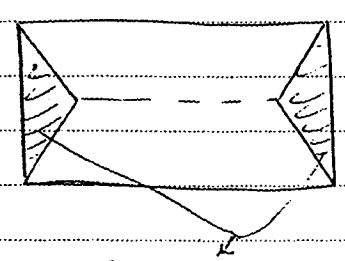
نکنیم که در حالهای یکطرفه گفته بودیم که بار در یک جهت منتقل شود و به تیرهای بزرگتر برسد ولی تیرهای کوچکتر بدون

بار گذاشته نشوند و برای بار مثلثی محاسبه شوند.

هدف از مثال فوق این است که نشان داده شود رفتار

یکطرفه که در حال های بادهانه های بزرگ عنوان می کنیم

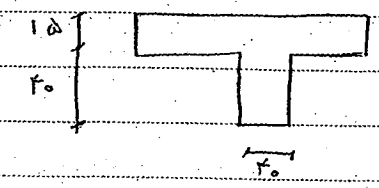
خود را در بررسی قاب معادل به دست می دهد.



مساحت ابنده مثلث ۲۵٪ مساحت کل است

Subject:
Year. Month. Date. ( )

و نکته دوم آنکه این موضوع تنها در زمانی صحت دارد که تیر



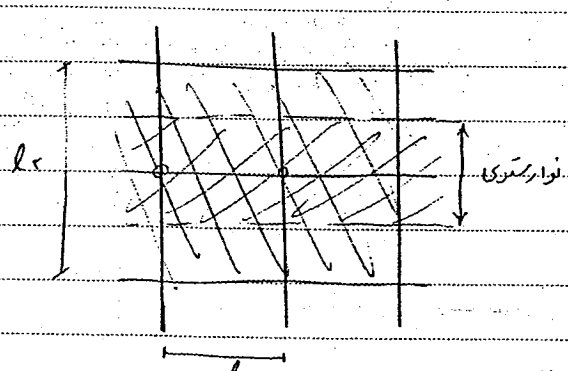
زیرسری قوی باشد بطوریکه $\alpha_1 l_2/l_1 > 1$ باشد.

در حدود ابعاد عادی این شرایط برقرار است: ←

$\frac{l_2}{l_1} = 0.8 - 1.2$

۲- $l_2/l_1 = 2$

باز فرض می کنیم که $\alpha_1 l_2/l_1 > 1$ باشد



این جدا اول نشان می دهد که در این حالت ۴۵٪

عمانها به نوار سری می رسد و باز سهم تیر از این مقدار ٪۳۸ = ۸۵٪۴۵ است.

این بدان معناست که تنها ۳۸٪ بار به تیر اصلی منتقل شده و ۶۲٪ تیر به تیرهای عرض منتقل می شود. در اینجا نسبت ۷۷ و ۲۳ تبدیل به ۳۸ و ۶۲ شده یعنی باز هم بیشترین بار مطابق روال ۴ دالهای یکطرفه توزیع می شود ولی در اینجا که دهانه کوچکتر در معرض خش قرار گرفته است بطور نسبی سهم بیشتری می برد ولی به هر حال همان وضعیت دالهای یکطرفه را نشان می دهد.

۳- $l_2/l_1 = 1$

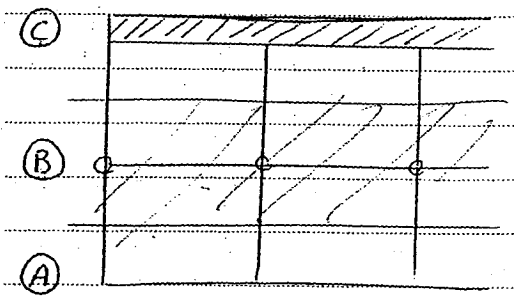
حالت دال مربع است و در این حالت ۷۵٪ عمان به نوار سری می رسد و دوباره اگر ۸۵٪ آن را به تیر برهیم ۶۴٪ به تیری رسد یعنی ۶۴٪ بار در یک جهت منتقل شده است. سهم هر تیر از باری که به دال وارد می شود

Subject: ۶۲
Year. Month. Date. ( )

۳۲٪ کل است. عدد ۳۲ را با ۲۸ مقایسه کنید در یک حال مربع قاعدتاً تار باید به نسبت برابر بین تیرها تقسیم شود. در اینجا سهم ۳۲٪ است که قدری مبالغه کارانه است چرا که در تنظیم این ضرایب رعی شده یکنواختی به دست داده شود و سمت گیری طبعاً مبالغه کارانه برده است.

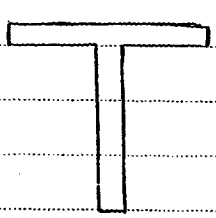
حالتی که حال بر روی دیوار قرار دارد:

اگر یکی از تکیه گاه های حال دیوار باشد برطبق آنچه در درس قاب معادل گفته شده برای پیدا کردن عمان در جهت های مختلف حال باید قاب را مطابق آنچه گفتیم پیدا کرد و عمان ها را به دست آورد



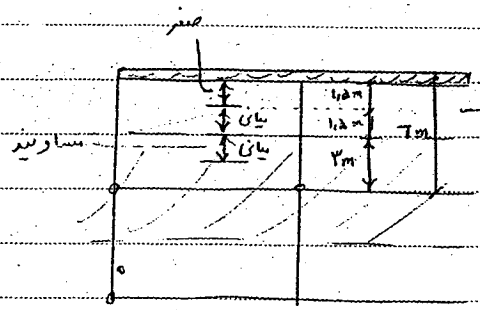
بر این اساس وقتی می خواهیم عمان در حال در دو سمت قاب (A) را به دست آوریم باید قاب A را حل کنیم که وضعیت آن روشن است. وقتی می خواهیم عمان در حال در نوار یک (B) را به دست آوریم باید نوار B را حل کنیم طبعاً برای پیدا کردن عمان در حال در نوار یک، نوار (C) با بر این نوار را حل کرده و عمان ها را به دست آوریم.

در حالتی که روی محور C دیوار وجود دارد: متقطع به شکل مقابل است و عمان اینرسی بسیار بالایی دارد و خمشی اتفاق نمی افتد و عمانی وجود ندارد که توزیع شود. آیا این بدین معناست که عمانی در حال در جهت دیوار برشی نداریم؟ اگر داریم، چه اندازه است؟ طبیعی است که در حال در نوار یک، دیوار خم می شود می توان قبول کرد که در ناحیه چسبیده به دیوار، حال خمشی ندارد اما با دور شدن از دیوار قطعاً



Subject:
Year. Month. Date. ( )

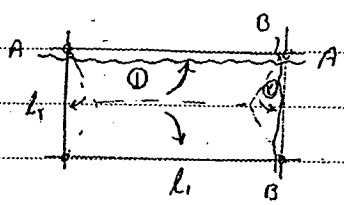
دال حل می‌شود در اینجا روش قاب معادل هوا بلو نیست و باید روش دیگری اندیشید. وجود دیوار مقدار عمق جدا را کوچک می‌کند ولی عمق بهرحال وجود دارد با توجه به کوچک بودن آن، آیین نامه راهنمای ساختمان می‌کند و آن اینکه نوار پوشش C مطابق جدول تعریف شود و نوار ستونی و میانی تعریف شوند. مان در نوار میانی در این ناحیه برابر با مان در نوار میانی در نواحی دیگر در نظر گرفته شود و نوار ستونی هم صرف می‌گیریم یعنی عمق نداریم:



البته در این ناحیه از ماتو رحدال را قرار می‌دهیم ←

توزیع برش در دالها:

آنچه در بالا عنوان شد مربوط به چگونگی برش در دالها بود در کنار برش روش دیگری هم برای دالها برش به صورت سلی خود نقطه‌ای توزیع می‌شود.



دال در مقطع A-A باید بتواند توان برش در برابر ناحیه ① را که ذوزنقه‌ای است داشته باشد و دال در مقطع B-B باید بار ناحیه سلی ② را تحمل کند. کنترل برش در دال برای این بارها بحال آمده و توزیع برش یکنواخت در نظر گرفته می‌شود یعنی فرض می‌شود این بارها به طور یکنواخت در این نوار توزیع شوند و برش ایجاد کنند.

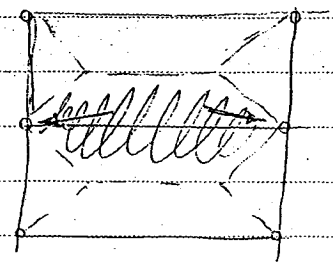
سهم تیر از برشی که به آن منتقل می‌شود:

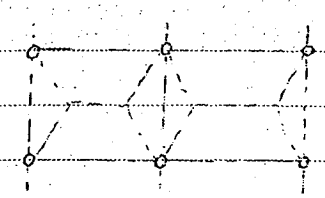
اگر $\alpha_1 l_2/l_1$ باشد یعنی تیر قوی است و از کل باری که به دال و تیر می‌رسد همه بار توسط تیر پشتیبان

Subject: ۶۳
Year. Month. Date. ( )

تشکیل می شود. یعنی دال خود برش را تحمل کرده است و سپس آن را به تیر خواهد رساند و بعداً تیر این بار را به ستون تشکیل می دهد. یعنی همان کاری که در روال عادی انجام داده ایم.

اگر $l_2/l_1 \geq 2$ باشد دال تک است. در این حالت تیری وجود ندارد و دال خود باید بار را به ستون تشکیل نماید. بنابراین می که بار برش سوراخ کننده یا برش دوطرفه می رساند که در آینده راجع به آن صحبت خواهد شد.





اگر $l_2/l_1 < 2$ باشد تیر ضعیف است.

در این حالت باید بین صفر و یک درونیابی خطی کرد و سهم تیر را بدست آورد. مثلاً فرض کنید که مقدار l_2/l_1 برابر ۰/۶۵ باشد این بدان معناست که ۶۵٪ بار به تیر تشکیل می شود و تیر آن را به ستون می رساند. پس برشی که در حقیقت ایجاد می شود برابر ۶۵٪ است و تیر باید برای آن بار طراحی شود. تیر این بار را به ستون می رساند. ۳۵٪ بار توسط دال به ستون تشکیل می شود و طبیعی است که دال در این وضعیت تک برش دوطرفه یعنی برش سوراخ کننده قرار گرفته است.

در این مورد مخصوصاً باید توجه داشت که دال باید برای برش سوراخ کننده کنترل شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

Direct Method

روش مستقیم در حل دال :

روش مستقیم در حل دالها یک روش برگرفته از روش کلی قاب معادل است که در شرایط خاصی کاربرد پیدا می کند و عملیات مربوط به قاب معادل را قدری ساده تر می کند. منظور آنکه این روش تفاوت خاصی با روش کلی ندارد و ادامه همان روش است فقط در بعضی قسمتها سهولتی بوجود آورده است. ابتدا ببینیم کلا چه شرایطی می توان این روش را بکار برد :

شرایط عنوان شده برای روش مستقیم :

۱) حداقل سه دهانه دال در هر طرف موجود باشد

۲) دال ها مستطیلی شکل باشند و نسبت طول به عرض آنها از ۲ تجاوز نکند (دو طرفه باشند)

۳) طول دهانه های پی در پی دال بیشتر از $\frac{1}{3}$ طول دهانه بزرگتر اختلاف نداشته باشند

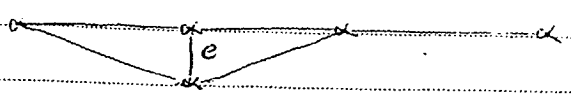
۴) ستونهای تراز تا حدود ۱۰٪ از طول دهانه در جهت محور با یکدیگر اختلاف محور داشته باشند

۵) دال زیر اثر بار یکنواخت قرار گرفته باشد و نسبت بار زنده به مرده از ۳ تجاوز نکند (ACI نسبت ۲)

۶) در دال های که روی تیرها نشسته اند نسبت سختی تیرها در دو طرف بین ۲٫۰ و ۰٫۵ است

نسبت زیر برقرار باشد $0.2 \leq \frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \leq 5$

در رابطه با مورد ۴ ستون A اگر به میزان کمتر از l_2 از جا بجا شود مورد ندارد و می تواند تاب کمتری بکند



$e \leq 0.1 l_2 \Rightarrow OK$

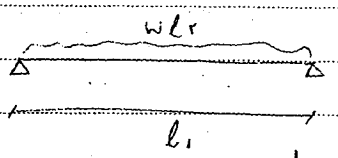
Subject: ۶۴
Year. Month. Date. ( )

به طوری که ملاحظات بالا نشان داد این روش را در اکثر حالات می توان به کار برد.

۱ روش مستقیم Direct Method :

سهولتی که در حل دالها در روش مستقیم پیشنهاد شده است مربوط به محاسبه لنگرها در قاب معادل است. با استفاده از ضرایبی که معرفی می شود در این روش ضرایبی برای محاسبه لنگرها بدست داده شده است. بنابراین لزومی نداره عملیات مربوط به حلقه ها تکرار شود. این ضرایب عیناً نظیر ضرایب مان است که در حل تیرهای یکسره یا قابها مورد استفاده قرار می دهیم.

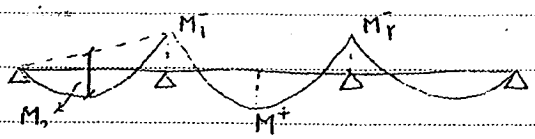
۱) مان استاتیک در یک دهانه منظور از مان استاتیک آن است که اگر یک دهانه ساده باشد یعنی بطور ساده روی تکیه گاهها قرار گرفته باشد مان حداکثر مثبت چه اندازه است.



$M_0 = \frac{1}{8} w l_2 l_1^2$ مان استاتیک ← یک دهانه در قاب معادل

در این جا پای l_1 دهانه تیر قرار داده شد که محور تکیه گاه است معمولاً مانها در بر تکیه گاه محاسبه می شوند. در این صورت می توان به جای l_1 ، l_n (دهانه خالص) را قرار داد (سر تا سر تکیه گاه).

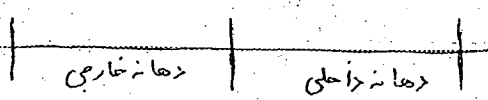
ابتدا مان استاتیک را محاسبه می کنیم. عبارت است از مان استاتیک آن است که در تیرهای یکسره بین مانهای منفی در تکیه گاهها علاوه مان مثبت وسط دهانه همواره برابر M_0 است.

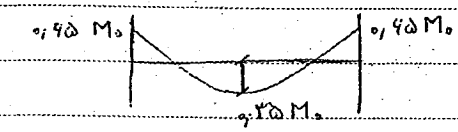


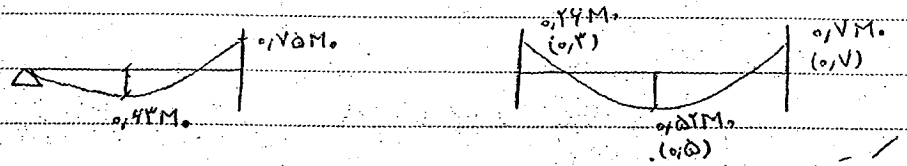
$M_0 = M^+ + \frac{1}{2}|M_1^- + M_2^-|$

۲) توزیع مان استاتیک بین مانهای مثبت و منفی:

Subject:
Year. Month. Date. ( )

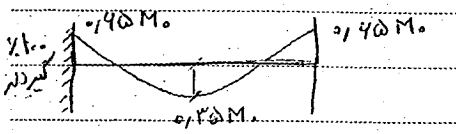




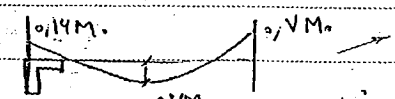


حال کت

اعداد داخل پرانتز مربوط به حالتی است که تیر لبه وجود دارد



در ۲ سمت دال روی تیر قرار دارد یعنی دال
با تیر یکپارچه است

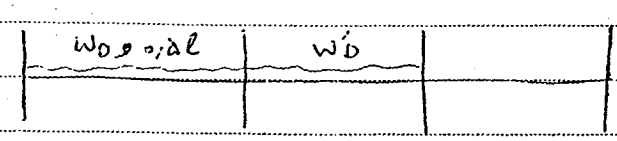


۳) توزیع عمان بین نوارها: عیناً مانند روش کی است و حرف تازه‌ای وجود ندارد.

۴) عمان در ستونها:

۱) ستونهای خارجی: عمان در ستونهای خارجی برابر عمان در تکیه‌گاه خارجی تیر-دال است که در بالا ضرایب آن داده شد.

۲) ستونهای داخلی: عمان در ستونهای داخلی را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:



$$M_{cols} = 0.07 \left[(w_D + 0.5 w_L) l_2 l_n^2 - w'_D l'_2 l'^2_n \right]$$

$$0.85 \times \frac{1}{12} = 0.07$$

همانطور که ملاحظه می‌شود در این جا ۰٫۸۵ اختلاف عامل‌های گیرداری طرفین ستون به ستون داده شده است منظور آن که در یک سمت عمان گیرداری $\frac{1}{12} w l_2 l_n^2$ و در سمت دیگر ستون عمان گیرداری به همین صورت محاسبه می‌شود

Subject: ۶۵
Year. Month. Date. ( )

۸۵٪ تقابل این دو ستون ها داده می شود. عاملی که ستون ها داده می شود به نسبت سختی ستون های بالا و پایین

توزیع می شود ($\frac{I}{L}$)

کاربرد تاب متقابل در روش مستقیم:

همانطور که در مقدمه نیز عنوان شد روش تاب متقابل را تنها می توان برای بارهای ثقلی کاربرد. این روش را نمی توان

برای بارهای جانبی مورد استفاده قرار داد.

قبلاً گفتیم علت این امر آن است که این نامه علامتدار نیست دال ها را در مقابل بارهای جانبی دخالت دهد. ایده آن

است که دال ها در جریان بار جانبی ترک خورده و سختی آنها کاهش می یابد و توزیع نیروی این عامل های مختلف تغییر می کند.

بنابراین بطور خلاصه کار از اثر بارهای جانبی در روی دالها صرفنظر می شود اما در جریان بار جانبی دالها وجود دارند

و وقتی گره ای تحت عمل قرار می گیرد سطح دال هم تحت تأثیر واقع می شود یعنی کل تیر دال تحت تأثیر قرار داده می شود

یعنی باید انتظار داشت در دالها هم عمل ایجاد شود اگر عمل کم باشد دال با ضرایب اطمینانی که در نظر دارد می تواند

آنها را تحمل کند ولی اگر بزرگ باشد ممکن است دال ترک بخورد

بدینست در جریان طراحی دالها را در مقابل تکیه گاه ها تا حدی برای عمل ناشی از بارهای جانبی آماده کرد. منظور

آنکه در آرماتور گذاری دال ها در مقابل تکیه گاه به این نکته توجه داشت که در جریان بار جانبی در دال ها هم عمل

یعنی ایجاد می شود. برای اینکه بتوان برآورد مختصری از این عمل داشت توصیه می شود عمل یعنی ایجاد شده

در تکیه گاهها زیر اثر بار جانبی کلاً در طراحی تیر مورد استفاده قرار گیرد ولی بین ۱۵ تا ۱۵ درصد آن بطور

جداگانه در طراحی دال مورد استفاده قرار داده شود.

Page

Subject:
Year. Month. Date. ( )

توصیه آیین نامه آن است که بار دیوارها مستقیماً به تیرها منتقل شوند منظور آنکه وقتی دال، بروش قاب معادل

حل می شود بار دیوارها که یک بار خطی وارد می شود و بار دیوار که بطور موضعی روی تیر وارد می شود در

واقعیت با این فاعده ایده یک بار تیرها را به تنهایی برای بارهای از دیوار کلیل کرد و سپس ماحصل

از آن را در طراحی دخالت داد. در اینجا درباره این نامه کاملاً برخورد کرده و اثر دال را کمتر وارد عملیات عددی

است. اما با توجه به اینکه معمولاً بار دیوارها چندان زیاد نیست می توان این توصیه را نادیده گرفت و بار دیوار را

همراه با بارهای وارد کاسبات نمود و قسمتی از آن را به خود دال ها داد. در روش قاب معادل کلاً بحث مربوط

به توزیع گشتاورها بطوری که در قاب های عادی داریم مطرح نیست. یعنی عملاً اگر در صدد توزیع گشتاورها برای تیر ستونی

مطرح نشود کاربرد ندارد ولی آیین نامه این اجازه را می دهد که ماحصل به اندازه ماکزیمم اقرایی یا کاهش داده شود.

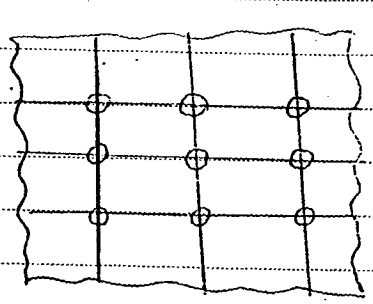
دال های بتنی :

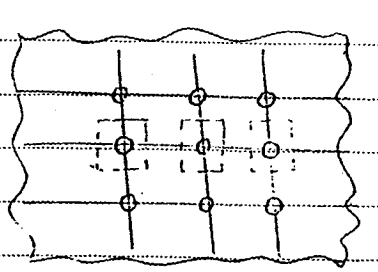
Flat Slab

دال های بتنی هاسطرکی داریم به دالهای اطلاق می شود که در آن ها تیرها وجود ندارند و تنها در لبه های دال محل

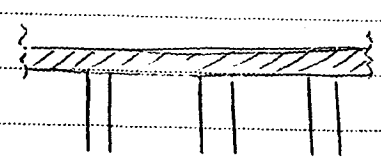
است تیر لبه وجود داشته باشد و ممکن است تیر لبه وجود نداشته باشد ولی عمدتاً باری در لبه به عهده خود دال

است و دال بار را به ستون های ساختمان انتقال می دهد. این دالها شکل های زیر دیده می شوند:

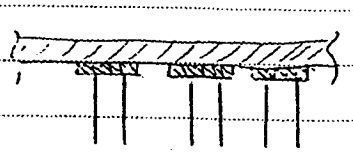




دال بتنی با لبه

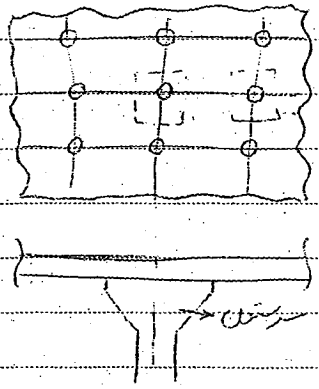


Flat Plate



Flat Plate with Drop Panel

Subject: 77
Year Month Date ( )



Flat Slab with Haunched column

دال تاجی

همانطور که عنوان شد در سیستم دال تخت ما تیر نداریم و دال خود باید بار را به ستون برساند و باید برش را نیز به ستون منتقل کند بنابراین ملاحظه می کنیم که تمرکز برش زیادی در اطراف ستون بوجود خواهد آمد. گاهی اوقات دال به تنهایی نمی تواند از عهده این برش برآید در این حالت می توان ضخامت دال را زیاد کرده و اصطلاحاً کتیبه در آن ایجاد کرد (Drop Panel). این نوع دالها با نام دال تخت با کتیبه معرفی شده. همچنین می توان در سر ستون، ستون را پهن کرد و یک کله دال بزرگ بوجود آورد که در این صورت دال تخت با سرستون نامیده می شود. بازکردن سرستونها، دال قیافه قارچ را می دهد به همین علت دالهای تاجی در ادبیات نام گرفته اند.

کاربرد دال های تخت در مواردی است که سقف تا حدی جنبه دکوراتیک پیدا می کند و معماری خواهد سقف دیده شود و زیبایی به محیط بدهد این دالها اکثراً در سرسرای هتلها و رستورانها و کلاً در فضاهای عمومی کاربرد بیشتری دارند. حذف تیر و جایگزینی آن با دال منتج به استفاده از دال با ضخامت بیشتر است که نیت نهایی آن اقتصادی بارمرده است اگر یک دال ۲۰cm در سقف کاربرد سربار مرده ای در حدود $750\ kg/m^2$ ایجاد می کند همین دال را می توان احتمالاً با ضخامت ۱۵ تا ۱۷cm گرفت و در زیر آن تیر قرار داد. سیستم های تیردار میزان آرماتور مصرفی بیشتر است ولی در مقابل وزن کاهش داده می شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

حسن دالهای کمتر ضایعات بتن زیر آن است که امکان جوری به فضای معماری می دهد. در کشورهای پیشرفته

برای بکارگیری این نوع سقفها مدتهاست از سیستم پیش تنیدگی در دال استفاده می شود. بدین معنا که دال

از یک یا دو طرف پیش تنیده می شود. یعنی میلگرد در دال کابل گذاری می شود و کاملاً کشیده می شود و در دال

نیروی پیش تنیدگی ایجاد می شود. نکته این است که دال را می توان با ضخامت کمتر ساخت دالی که در حالت

عادی نیاز به ۳۰ cm ضخامت دارد در سیستم پیش تنیده می توان به ۱۵ تا ۱۸ cm ضخامت تقلیل پیدا کند. در این

صورت جرم کمتر می شود و این امکان بوجود می آید که دهانه های بزرگتر بکار گرفته شود. در ساختمانهای

عادی دهانه ها بهتر است از ۷ - ۸ m نباشد ولی در سیستم های پیش تنیده می توان دهانه ۱۰ m را است

حتی می توان به دهانه ۱۲ m نیز رسید.

در ایران نیز این سیستم مدتی است رایج شده است ولی نه شرکت این کار را انجام می دهند. باید توجه داشت

حداقل تا سال ۲۸۰۰ آمده شده است که چنین سقفهایی تراست در برابر بارهای جانبی مقاومت کمتر بنابراین

ازلزله باید بارهای جانبی به عهده دیوارها قرار داده شود. بنابراین سیستمی که برای این نوع سقفها در ایران می توان ایجاد

کرد سیستم دیوارهای باربر است.

در این سیستم عمل بارهای جانبی به عهده دیوارهای برشی است. بار ثقلی بوسیله کرنا عمل می شود و دیوارهای

عمل که از نوع بتن آرمه هستند کمک می کنند. بطور خلاصه سیستم تیرستون نداریم کاربرد این سیستم تا ارتفاع

۵۰ متر یعنی حدود ۱۵ طبقه است.

Subject: ٦٧
Year. Month. Date. ( )

خلاصه‌ای از روش ضرایب تعادل در دالهای یک‌طرفه:

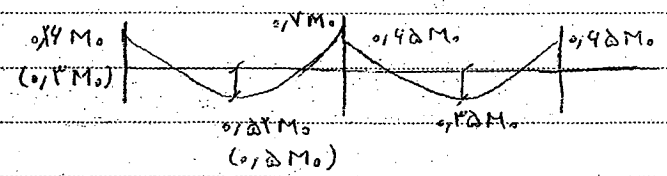
در این مورد تنها روش مستقیم مورد بحث قرار می‌گیرد که عملیات قدری خلاصه‌تر می‌شود.

روش مستقیم:

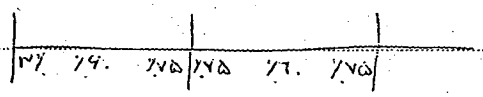
۱) لنگر خمشی استاتیکی:

$$M_0 = \frac{1}{8} w l_2 l_1^2$$

۲) لنگر خمشی مثبت و منفی در دهانه‌ها



۳) سهم نوار ستونی



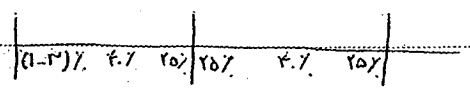
$$\text{۳} = 100 - 10\beta_+ \geq 75\%$$

$$\text{if } \beta_+ = 0 \longrightarrow \text{۳} = 100\%$$

← اینترپولاسیون خطی

$$\text{if } \beta_+ = 2{,}5 \longrightarrow \text{۳} = 75\%$$

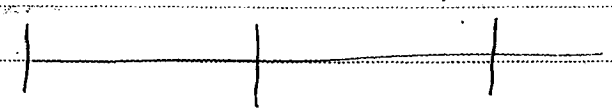
۴) سهم نوار میانی



$$1 - \text{۳} = 0 \longrightarrow \beta_+ = 0$$

$$1 - \text{۳} = 25\% \longrightarrow \beta_+ = 2{,}5$$

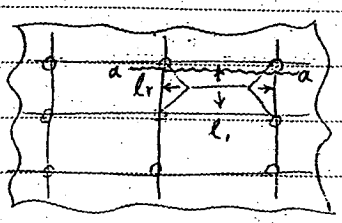
۵) لنگر خمشی دهانه‌ها:



۰٫۲۶M۰ ۰٫۰۷۶ $[(w_D + 0{,}5 w_L) l_2 l_1^2 - w_D' l_2' l_1'^2]$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

برش در دالهای کت: توزیع برش در دالهای کت عیناً



به همان صورتی است که در سیستم تیر دال عنوان کردیم توزیع

بصورت مثلثی ذوزنقه ای است بطوریکه در شکل نشان دادیم

$$v_c = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{l_1 d}$$

در این دالها هم باید دال برای برش ناشی از خمش درست بهمان

صوری که در سیستم تیر دال انجام می شود کنترل شود دال در

$$V_c \leq V_{cd} \quad , \quad V_{cd} = \phi_c . V_{cc}$$

سطح a-a باید بتواند از عهده برشی که آن سمت منتقل می شود

$$V_{cc} = 0.43\sqrt{f_{cc}}$$

برآید. برش در a-a معمولاً بنام برش ناشی از خمش نامیده می شود. برای آنکه دال بتواند جوابگوی آن باشد باید

تنش ایجاد شده در سطح a-a کوچکتر از V_{cd} باشد. در دالهای کت معمولاً برش سوراخ کننده

غالب است. توجه شود که در دالها معمولاً خاموت گذاری نداریم بتن خود باید تنهایی برش را تحمل کند. اما برش

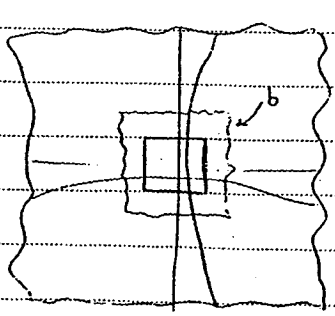
Punching Shear که معمولاً در دالهای کت برای است برش در طرفین یا سوراخ کننده است

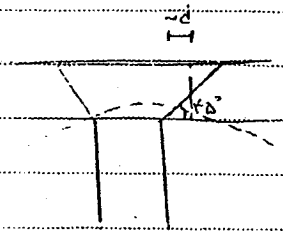
همانطور که در شکل ملاحظه می شود دال در اطراف ستون باید برش را بستون منتقل نماید. دال در این ناحیه

خم می شود و بصورت کاسه ای در می آید در ناحیه چند ضلعی b که در پلان می بینیم احتمال شکست نیز وجود

دارد و حد وسیع ستون دال را سوراخ می کند از آن عبور می نماید به این علت به این برش، برش سوراخ کننده

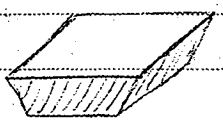
(پنچی) می گویند که در طرفین است.

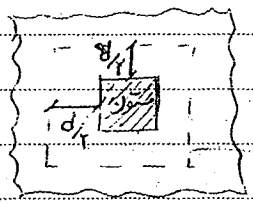




Subject: ۶۸
Year Month Date ( )

برای محاسبه برش در سر ستون در دال در این ناحیه تا عدتاً باید سطح جانبی مخروط ناقصی را محاسبه کرده و برش را بر روی آن بدست آوریم. به جای سطح جانبی مخروط ناقص، برش را بر روی چند ضلعی که وجوه آن به فاصله $\frac{d}{2}$ از بر ستون قرار دارد در نظر می گیرند. محیط این چند ضلعی معمولاً با b_0 نمایش داده می شود.





V_{up} : برش وارده بر سطح b_0 $\quad V_{cp}$: تنش ناشی از برش سوراخ کننده

$$V_{cp} = \frac{V_{up}}{b_0 d}$$

↓ Punch

برای آنکه برش سوراخ کننده در دال قابل قبول باشد برش ایجاد شده باید کوچکتر از مقاومت دال در این برش باشد و برای مقاومت دال آیین نامه سه رابطه پیشنهاد می کند. V_{cdp} نیروی برشی مقاوم نهایی بتن است که برابر کمترین مقدار سه رابطه زیر است: $\quad \phi_c = ۰.۶۵$

$$\boxed{V_{cd} = b.d.v_{cd}} \quad \rightarrow \phi_c V_{cc}$$

$$\times V_{cp} \leqslant V_{cdp}$$

۱) $V_{cdp} = \left(1 + \frac{۲}{\beta_c}\right) V_{cd} \leqslant ۲V_{cd}$; $\beta_c = \frac{\text{ضلع بزرگ ستون}}{\text{ضلع کوچک ستون}}$

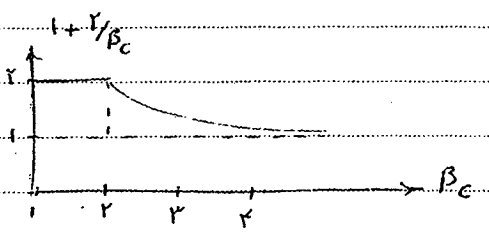
برشی که بتن می برد

۲) $V_{cdp} = \left(\frac{\alpha_s . d}{b_0} + ۱\right) V_{cd}$; $\alpha_s = ۲۰$ برای ستونهای میانی

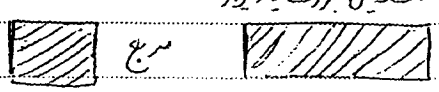
$= ۱۵$ کناری

$= ۱۰$ گوشه

۳) $V_{cdp} = ۲V_{cd}$



مستطیل بزرگ یا زیاد



مربع

$V_{cdp} = ۲V_{cd}$ $\qquad$ $V_{cdp} = V_{cd}$

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

همانطور که دیده می‌شود اگر ستون مربع یا دایره یا هر شکل دیگر باشد مقاومت برشی بتن به حدود $0.27\sqrt{f'_c}$ برابر V_{cd} می‌رسد.

برای بتن ۲۰۰ حدود $5.3\ kg/cm^2$ است یعنی مقاومت بتن در برش سوراخ کننده حدود $19.9\ kg/cm^2$ می‌باشد.

ولی اگر ابعاد ستون بزرگ باشد و ستون تبدیل به دیوار شود این مقاومت به سمت حدود V_{cd} میل می‌کند یعنی $5.3\ kg/cm^2$

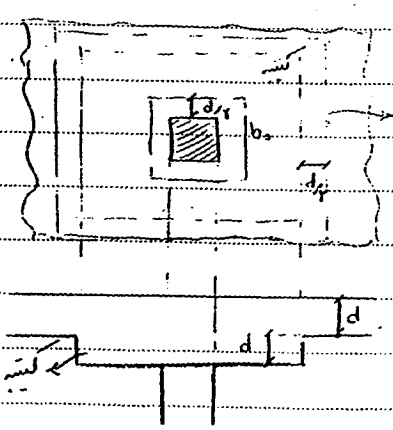
در اینجا چون ابعاد بزرگ است سیستم دوطرفه کار می‌کند و برش به صورت یکطرفه وارد می‌شود. طرف دیگر آزاد است در سیستم دوطرفه بتن از دو طرف تحت فشار قرار دارد و همین علت مقاومت برشی آن بیشتر است در سیستم یکطرفه بتن از یک جهت تحت فشار است و طبعاً مقاومت برشی دال کمتر از حالت دوطرفه است.

طراحی دال برای برش:

در ساختمانهای با ابعاد معمولی، عموماً برش چندان زیاد نیست و دال به راحتی جوابگوی برش است اگر ضخامت دال به حدی باشد که روابط بالا پاسخگو نباشد، راه حل آن است که ضخامت دال افزایش داده شود و تا حدی بالا برده شود که دال جوابگوی برش باشد این راه حل اول است. حال اگر افزایش ضخامت زیاد بود که طبعاً وزن دال را زیاد می‌کند و یا به صلاح نباشد می‌توان یکی از اقدامات زیر را برای مقابله با برش انجام داد:

۱) ایجاد کتیبه:

راه اول آن است که ضخامت دال تنها در ناحیه سر ستون زیاد شود، افزایش به حدی خواهد بود که دال پاسخگوی برش باشد وجود کتیبه تا جایی ادامه داده می‌شود که دال در آن ناحیه



پاسخگوی برش باشد. ضخامت کتیبه طوری انتخاب می‌شود که دال در این ناحیه جوابگوی برش باشد. اگر ضخامت دال $15\ cm$ است

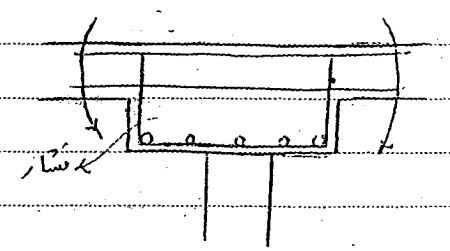
راحتی می‌توان ضخامت کتیبه را به $30\ cm$ رساند.

Subject: ۶۹

Year Month Date ( )

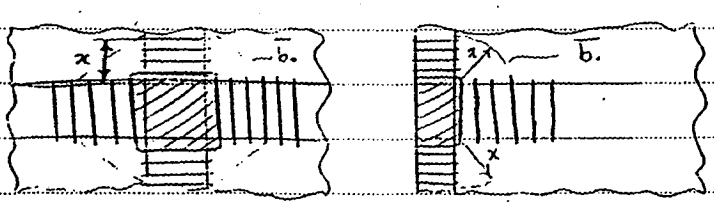
این راه حل معمولاً ساده ترین راه است باید توجه داشت که در ساختمانها ضخامت دال کم است ولی توان در آن خاصیت نگاری کرد بنابراین صلاح در آن است که مسئله در کلیه حل شود در پلها و پالوده ها وضع چنین نیست و ضخامتها زیاد است و امکان خاصیت نگاری است. و اگر چنین باشد راه حل خاصیت نگاری استفاده می شود ولی در ساختمانها معمولاً راه حل استفاده از کلیه است.

در صورت استفاده از کلیه باید سعی کرد اضافه ضخامت دال وجودی باشد که براحتی تشخیص داده شود که کلیه به منظور خاصی ایجاد شده است و نه اینکه احتمالاً مشکل قالب بندی پیش آمده و دال اطراف ضخامت داده است. یعنی اضافه ضخامت نباید از ۱۰ cm کمتر باشد ۱۰ cm کمترین عددی است که براحتی با چشم قابل تشخیص است و براحتی دیده می شود همچنین ابعاد کلیه در پلان باید متناسب با دهانه انتخاب شود وجودی باشد که خود را نشان دهد و خلاصه سقره مناسب و شکیلی بوجود آورد. معمولاً ابعاد کلیه بین ۲۵٪ تا ۲۰٪ طول دهانه از هر سمت انتخاب می شود. شکل آرماتورگذاری در کلیه به این صورت است که در



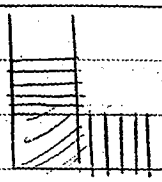
ناحیه پائین به علت آنکه بتن در فشار است آرماتوری نخواهیم ولی حداقل آرماتور حرارتی در آن رعایت خواهد شد:

۲) خاصیت گذاری: راه دوم آن است که در دال خاصیت گذاری شود این راه حل زمانی کاری آید ضخامت دال کافی باشد و در آن بتوان خاصیت گذاری کرد. معمولاً اگر ضخامت دال بیشتر از ۲۵ cm تا ۳۰ cm باشد امکان خاصیت گذاری در دال موجود است و می توان خاصیت گذاری کرد.



ضخامت معمولاً درست باشد تا در دهانه در عدد برعم گذاشته می شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )



$$V_{up} = V_{cdp} + \sum \frac{A_v f_{yd} d}{s}$$

$$V_{cdp} = V_{cd} \cdot b_o \cdot d$$

برای محاسبه خاموت‌ها از رابطه‌ای که در طراحی تیر برای برش بکار برده شد استفاده می‌کنیم. قسمت از برش توسط بتن تحمل می‌شود. این همان برشی است که در محیط چند ضلعی b_o بتن می‌توانست تحمل کند بقیه آن توسط خاموت‌ها گرفته می‌شود. مثلاً در شکل اول که ما چهار شاخه خاموت گذاری داریم و در هر شاخه یک حلقه خاموت گذاشته شده عملاً ۸ شاخه خاموت در تحمل برش دخالت دارد. بنابراین $\sum A_v$ مساحت ۸ شاخه خاموت است و در شکل سوم که دو برابر قبل دارد ۲ شاخه خاموت گذاری داریم A_v مساحت ۴ شاخه است.

خاموت گذاری تا جایی ادامه دارد که اگر محیط b_o در آن ناحیه تغییر نکند برش جوابگو باشد. اگر بتوان نشان داد در مقطعی به فاصله x از بر ستون با محیط b_o برش با شد خاموت گذاری می‌توان در آنجا قطع شود معمولاً b_o بر روی سطح یک چند ضلعی محاسبه می‌شود. اگر تصمیم گرفته شد از خاموت گذاری استفاده نشود مقاومت خود دال با پیچیدگی انتخاب شود که میزان تنش برشی برروی چند ضلعی b_o از مقدار V_{cd} تجاوز نکند.

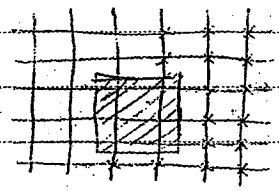
حد $2V_{cd}$ وقتی با $2V_{cd}$ که حد برش در حالت عادی بود تقابل

$$V_{cb_o} \leq 2V_{cd}$$

می‌شود ملاحظه می‌شود که امکان مانور زیاد نیست. این بدان مفهوم است که فاصله زیاد نباید برروی خاموت گذاری در دال حساب کرد یا به عبارت دیگر باید سعی کرد مسئله را با خود بتن حل کرد و خاموت را در حد بتن افزایش داد بطوریکه بتن زیاد به علت برش شکست نشود. رعایت مسئله برش در دالها فوق العاده حائز اهمیت است چرا که اگر ابتدای در دال به علت برش ایجاد شود عملاً دال سقوط خواهد کرد و این اصلاً مطلوب نیست بنابراین

Subject: Y۰
Year. Month. Date. ( )

در رابطه با برش باید سیار احتیاط کرد.

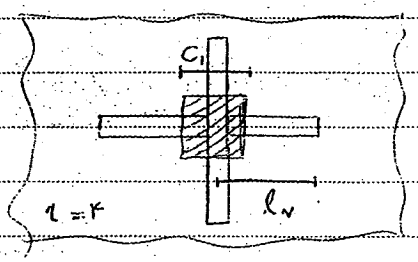


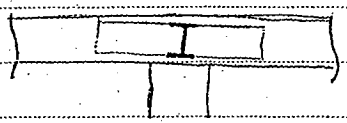
سنجاق گذاری x

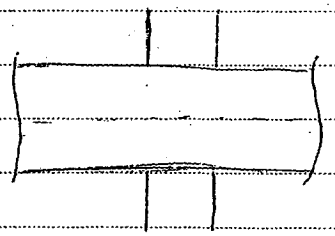
۳) کلاهک برشی Shear head

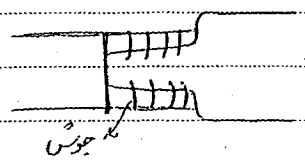
برای مقابله با برش در دال می توان از پرونیل های فولادی استفاده کرد. تحمل برش را به عهده پرونیل ها گذارند.

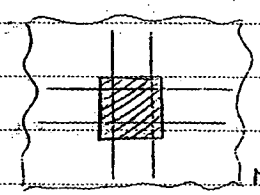
اصطلاح کلاهک برشی در این نوع موارد بکار گرفته می شود

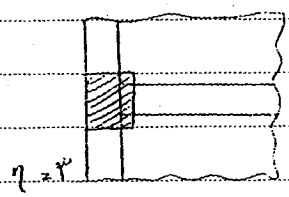


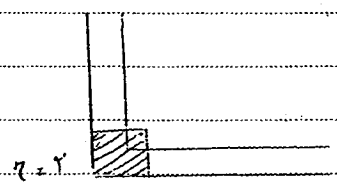












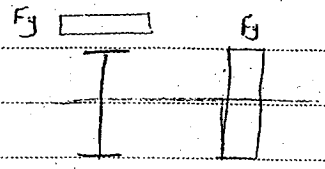
همانطور که در بالا عنوان شد در این روش تحمل برش به عهده پرونیل های فولادی گذاشته می شود. مشخصات پرونیل ها طوری انتخاب می شود که بتواند از عهده برش وارده برآید. طراحی کلاهک برشی به صورت زیر انجام می شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

۱) لنگر مقاوم پلاستیک پروفیل متقاطع باید از رابطه زیر کمتر باشد:

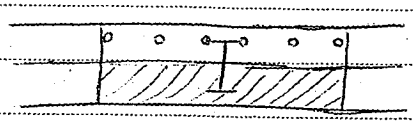
$M_p = Z \cdot F_y$

↳ مدول مقطع پلاستیک



$$M_p = \frac{V_{up}}{2\eta}\left[h_N + \alpha_N\left(l_N - \frac{C_1}{2}\right)\right]$$

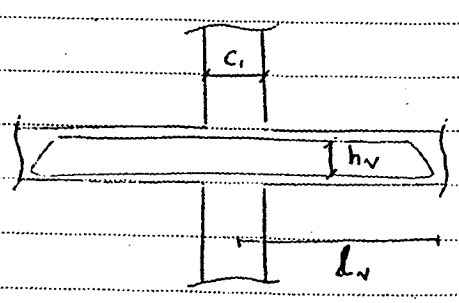
در این رابطه V_{up} مقدار برش در سطح جانبی b_0 است. h_N و l_N به ترتیب ارتفاع پروفیل و طول ازدی گلاهک هستند و η تعداد ناخن‌های گلاهک است. C_1 بعد ستون در جهتی که خمش صورت می‌گیرد و α_N نسبت سختی خمشی هر بازوی گلاهک به سختی خمشی مقطع بتن اطراف آن است که مطابق شکل زیر تعیین می‌گردد:

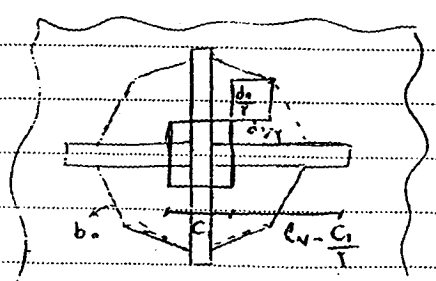


$$\alpha_N = \frac{E_s \cdot I_s}{E_c \cdot I_{cr}}$$

I_{cr} برای مقطع ترک خورده محاسبه‌ی سرد و آرماتورهای خمشی در محاسبات وارد می‌شود حتی خود پروفیل فولادی برای آن در محاسبه‌ی I_{cr} کل به حساب آورده می‌شود ولی بعد از آن صرفنظر می‌شود و در متن محاسبه‌ی بتن ترک خورده همراه با میلگردهای سرد با توجه به این رابطه M_p بدست می‌آید و بعد پروفیل طوری انتخاب می‌شود که محاسبه پلاستیک آن برابر این مقدار باشد.

۲) طول بازوها باید طوری انتخاب شود که مقدار تنش برشی بر روی سطح b_0 که در مقطعی به فاصله $\frac{7}{8}$ طول بازو از بر ستون محاسبه می‌شود جوابگوی برش سوراخ کننده باشد و مقدار برش نباید از $2\sqrt{f'_c}$ باشد.





Subject: VI
Year. Month. Date. ( )

۳) حداقل $\alpha_v = 0.15$ است.

۴) ارتفاع جان پروفیل نباید بیشتر از 70 برابر ضخامت آن باشد

۵) محل قرارگیری پروفیل باید در پایین دال باشد بطوریکه

$$I \leq 0.3d$$

فاصله بال پروفیل تا پایین کمتر از $0.3d$ باشد.

۶) انتهای پروفیل برای توان برشی مورب بریده ولی زاویه آن نباید کمتر از 30° انتخاب شود.

۷) از ظرفیت خمشی کلاهک می‌توان در دال استفاده کرد. برای عناک دال را برای عان کمتری طراحی نمود مثلاً

اگر عان دارنده در نوار ستونی $10\ T\text{-}m$ است و ظرفیت خمشی کلاهک $2\ T\text{-}m$ است نوار ستونی را می‌توان

برای $8\ T\text{-}m$ طراحی نمود. توجه شود که کلیه توان کاربرده شده یعنی الزامی در ظرفیت تا از ظرفیت خمشی

کلاهک استفاده شود. ظرفیت خمشی که در این رابطه می‌توان از پروفیل انتظار داشت از رابطه زیر محاسبه

می‌شود:

$$M_u = \frac{\alpha_v \cdot V_{up}}{2\eta} \left(l_v - \frac{c_1}{2}\right)$$

با توجه به صورت استفاده از کلاهک برشی ضخامت دال باید جوری باشد که میزان تنش برشی در محیط مبنای b_o

از $2.5\sqrt{f_{cd}}$ تجاوز نکند. مفهوم آن این است که می‌توان ضخامت دال را خیلی کوچک کرد. در این حالت

2.5 با عدد 2 مقایسه می‌شود و اگر میزان برش تا $2\sqrt{f_{cd}}$ باشد نیازی به این حرفها نیست. اگر قرار باشد

از کلاهک استفاده کرد نباید برش از میزان $2.5\sqrt{f_{cd}}$ تجاوز کند. برش کل بتن براساس $1.5\sqrt{f_{cd}}$

است.

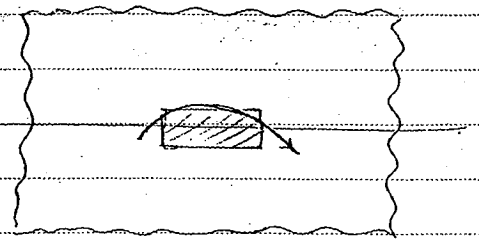
Page

Subject:

Year. Month. Date. ( )

Subject: ۲۲
Year. Month. Date. ( )

انتقال عمان از دال به ستون یا دیوار:

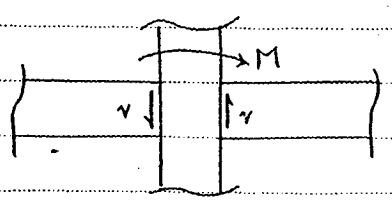


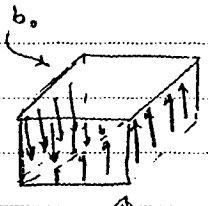
در سیستم دالهای کنت ما به علت اختلاف دهانه‌های طرفین ستونها انتقال عمان بین دال و ستون داریم.

این انتقال درست شبیه همان انتقال عمانی است که بین تیرها و ستونها اتفاق می‌افتد. عمان در دو سمت ستونها متعادل است از اینرو اختلاف عمان به دو سمت گره با یه متعادل برد و تنشی از این اختلاف به ستون می‌رسد. بنابراین بین تیر و ستون یا بین دال و ستون انتقال عمان صورت گرفته است. با این بحث همواره روبرو بوده‌ایم. در گره‌ها عمان‌ها را متعادل کرده‌ایم و سهم تیر و ستون یا دال و ستون را به دست آورده‌ایم. بعداً تیر برای عمان خودش و ستون هم برای عمان خودش طراحی شده است در دالهای کنت هم همین مسئله صورت می‌گیرد.

دال در نوار ستونی برای عمان خودش و ستون برای عمان مربوط به خود طراحی می‌شود. بنابراین تا اینجا صحبت تازه‌ای نیست.

در دالهای کنت ساده‌ترات آزمایشگاهی حاکی از آن است که عمان انتقالی بین دال و ستون در سطح مشترک ایجاد برش ایجاد می‌کند. این برش به برشی که در حالت عادی بین دال و ستون منتقل می‌شود اضافه می‌گردد و باید در محاسبات مربوط به برش دخالت داده شود. مرجع انتقال عمان بین دال و ستون کنت این برش اضافی است که بین دال و ستون ایجاد می‌شود.





سطح جانبی ستون و
بردار چرخش برش

Subject:
Year. Month. Date. ( )

پدیده‌ای که در شکل ملاحظه می‌شود عمان بر روی سطح مقطع مشترک ستون با دال برش ایجاد می‌کند. این برش در یک سمت برش ناشی از بارهای ثقلی اعمال شده می‌شود و در سمت دیگر از آن‌ها می‌کاهد. این مشاهدات از آزمایشگاهی است که در دال‌های تخت مطرح می‌شود. در این دال‌ها به علت آنکه ضخامت کم است این برش کنترل می‌شود و باید به آن توجه شود. آزمایش‌های انجام شده حاکی از آن است که قسمتی از عمانی که بین دال و ستون انتقال می‌یابد از طریق برش انتقال پیدا می‌کند، یعنی برجودآورنده این برش است. برای تعیین مقدار این برش آزمایشات زیادی انجام شده است. نتیجه این آزمایشات بصورت زیر است:

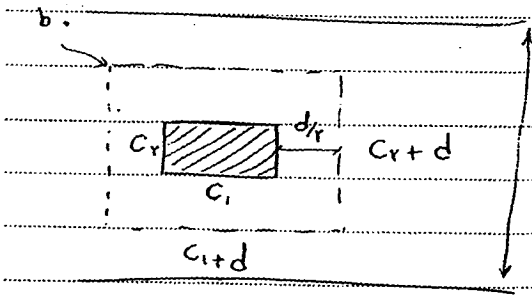
- اگر عمان انتقالی بین دال و ستون M باشد، از این عمان $M_s = \gamma_p \cdot M$ توسط برش و $M_V = (1-\gamma_p) M$ توسط برش منتقل می‌شود.

$$\gamma_p = \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{c_1+d}{c_2+d}}}$$

این رابطه نشان می‌دهد اگر ابعاد ستون مساوی باشد $\gamma_p = 0.6$ می‌شود داریم:

$M_s = 0.6\, M$, $M_V = 0.4\, M$

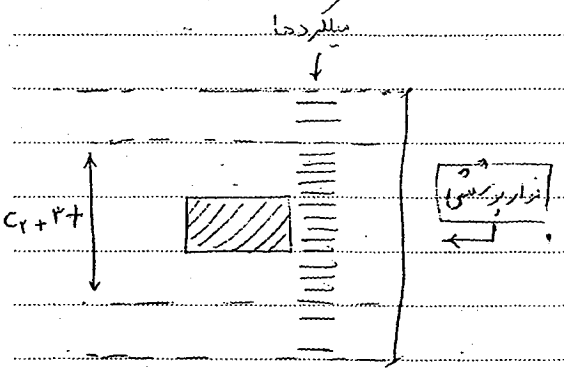
عمان M_s که توسط خمش منتقل می‌شود باید در نواری به عرض $c_2 + 3t$ گرفته شود یعنی از هر ستون نواری به عرض $1.5t$ در نظر گرفته شود و به اندازه کافی فولاد در این نوار پیش بینی شود تا اینکه بتواند از عهده عمان M_s برآید. عمان M_V بصورت برش منتقل می‌شود و برش اضافی در بدنه ستون ایجاد می‌کند. این



Subject: ۷۴
Year. Month. Date. ( )

برش معمولاً بر روی سطح چند ضلعی b_0 محاسبه می شود.

همانطور که قبلاً دیدیم در تیر دیوار برشی دال مابین ما نهادکره تعادل داریم. اگر فرض کنیم در تیر دیوار برشی در محل اتصال به ستون همان $20\ ton/m$ وجود داشته باشد. این بدان مفهوم است که $20\ t-m$ همان بین ستون و دال منتقل می شود. این همان را در تیر دیوار برشی بین تیر ستونی و تیر میانی توزیع کرده و هر قسمت را برای همان خودش طراحی می کنیم. فولادی که در تیر دیوار برشی در دال بکار گرفته می شود باید اندازه ای باشد که پاسخگوی $20\ t-m$ باشد. براساس آنچه در اینجا گفتیم اگر $C_1 = C_2$ باشد ۶۰٪ این همان باید در تیر $C_2 + 3\ t$ منتقل شود. بنابراین ما در این تیر باید تعدادی میلگرد داشته باشیم که بتوانند از عهده ۶۰٪ همان برآیند.



همانطور که گفته شده کنترل برش ناشی از M_y است

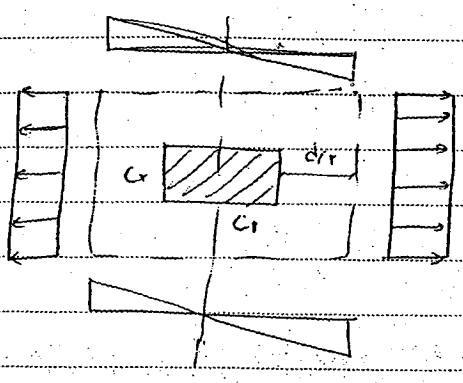
در بدنه ستون برش ایجاد می شود. ما این برش را بر روی چند ضلعی به فاصله $\frac{b}{2}$ از بر ستون محاسبه می کنیم یعنی همان چند ضلعی b_0 که قبلاً در مورد آن صحبت شد.

تنش برشی این سطوح به صورتی است که نشان دادیم. در دو وجه متقابل در جهتی که عمق قرار دارد، عمق یکنواخت است و در دو ضلع دیگر تنش متغیر و خطی است. در واقع در اینجا وضعیت درست مانند وضعیت تنش در یک مقطع توخالی زیر اثر عمق است. در دو وجه بالا و پایین تنش یکنواخت داریم و در دو وجه طرفین تنش غیر یکنواخت خطی داریم. مشابهت اینها نشان می دهد که ما می توانیم از فرمول عادی عمق استفاده و تنش

Subject:
Year. Month. Date. ( )

مراحل محاسبه: برای این کار ما آمدیم مان اینرسی سطح ab را که زیر اثر تنش قرار می‌گیرد را محاسبه نمایم.

محاسبه مان اینرسی و مدول مقطع در بر ستون بالایی

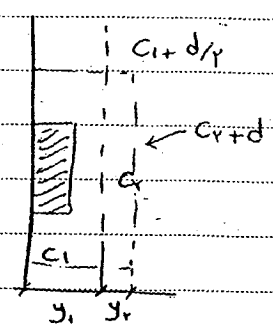


$$I = 2 \times \frac{1}{12} d(c_1+d)^3 + 2d(c_2+d)\left(\frac{c_1+d}{2}\right)^2$$

$$Z = \frac{I}{y} = \frac{I}{(c_1+d)/2}$$

$$Z = \frac{1}{3} d(c_1+d)(c_1+3c_2+4d)$$

در بر ستون کناری:

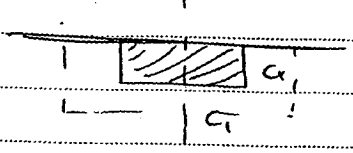


$$y_1 = \frac{(2c_1+d)(2c_1+2c_2+3d)}{4(2c_1+c_2+2d)}$$

$$y_2 = \frac{(2c_1+d)^2}{4(2c_1+c_2+2d)}$$

$$I = d(c_2+d)y_2^2 + 2 \times \frac{1}{12} d(c_1+\frac{d}{2}) + 2d(c_1+\frac{d}{2})\left(\frac{c_1+d/2}{2} - y_1\right)^2$$

$$Z = \frac{I}{y_2} = \frac{1}{12} d(2c_1+d)(2c_1+4c_2+5d)$$

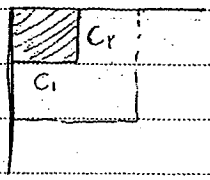


$$I = \frac{1}{12} d(c_1+d)^3 + 2(c_2+\frac{d}{2}) d \left(\frac{c_1+d}{2}\right)^2$$

$$y = \frac{c_1+d}{2} \longrightarrow Z = \frac{1}{6} d(c_1+d)(c_1+6c_2+4d)$$

Subject: Vf
Year Month Date ( )

- ستون برشی :

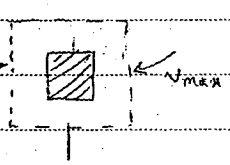


$$z = \frac{1}{6} d\,(C_1 + d)\,(C_1 + C_2 + 2d)$$

مکانیسم تنش برشی : همانطور که عنوان شد تنش برشی را می‌توان از رابطه خمش بدست آورد.

تنش مقابل تنش یکنواخت برشی

$$V_{max} = \frac{M_u \cdot y}{I} = \frac{M_u}{z}$$



دو روش است که عمود بر جهت خمش :

این برش ها همانطور که عنوان شد با برش سوراخ کننده ناشی از بارهای ثقلی باید جمع شود در واقع وقتی

کمبت کنترل های برش ایجاد می‌شود داریم : با فرض $V_c = V_u + V_p$

همانطور که ملاحظه می‌شود برش ناشی از $\Rightarrow V_c = \frac{M_u}{z} + \frac{V_u}{b_o d} \leq 2N_{cd}$

خمش M_u با برش قبلی جمع گردیده است و اگر در مورد برش سوراخ کننده عنوان کردیم در اینجا باید در

ارتباط با جمع اینرو بیان شود. برش سوراخ کننده در اکثر حالات باید کوچکتر از $2N_{cd}$ باشد در اینجا برش مجموع

باید کوچکتر از $2V_{cd}$ باشد. در غیر اینصورت باید همان تدبیر هایی که در مقابل با برش عنوان کردیم در

اینجا نیز به کار ببندیم.

از موارد دیگر کاربرد این کمبت اتصال میان بین دیوارهای برشی و شالوده است. دیوارهای برشی میان

قابل ملاحظه‌ای به شالوده منتقل می‌کند. شالوده در این حالت اکثراً بصورت نواری یا گسترده است.

یعنی مثلاً یک دال تخت است که بصورت وارونه روی زمین قرار گرفته و دیوار روی آن تکیه کرده است.

کتاب Notes on ACI ← شرکتی درسته تر لیه کرده است

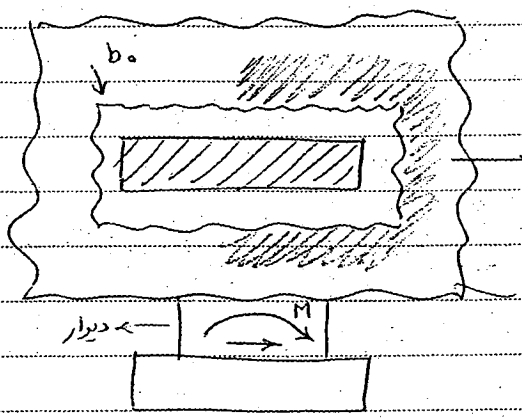
Subject:
Year. Month. Date. ( )

* ۴۷

عملکرد دیوار با شالوده عیناً مشابه عملکرد دال با ستون و یا عملکرد دال با دیوار است و بنابراین همانطوری که

جهت انتقال نمان مطرح می شود جهت مربوط به برش در شالوده نیز مطرح می شود و با به این نکته پنهان

توجه شود.



(برش در این ناحیه حائز اهمیت است)

رادیه عمومی

این برش در safe منظور شده است

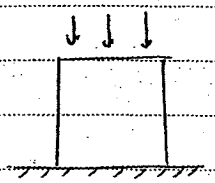
اما در نهایت باید جهت دستی کنترل شود

در دالهای تخت جهت برش بسیار حائز اهمیت است معمولاً برش ناشی از خمش مهمتر است.

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject: ۷۵
Year. Month. Date. ( )

دیوارها:



دیوارها قطعات صفحه‌ای شکل اند که در یا نصف شان بارگذاری می‌شوند

اگر بار در جهت قائم باشد دیوار، دیوار باربر یا حامل (Bearing Wall)

میانقشه

نامیده می‌شود و اگر بار در جهت افقی وارد شود دیوار، برشی نامیده می‌شود (Shear Wall).

نظر به آنکه دیوارهای برشی معمولاً سهم کوچکی از بارهای ثقلی را تحمل می‌کنند و در جهت قائم نیز بار به آنها وارد

می‌شود اصطلاح دیوار سازه‌ای (Structural Wall) برای آنها به کار برده می‌شود. در واقع دیوار

سازه‌ای به ترکیبی از این دو اطلاق می‌شود

قطعات صفحه‌ای به قطعاتی اطلاق می‌شود که یک بعد آنها نسبت به ابعاد دیگر کوچک است و در حد

$\frac{1}{10}$ تا $\frac{1}{20}$ ابعاد دیگر است. مثلاً صحبت از قطعه $4^m \times 5^m \times 0.2^m$ می‌شود. دالها نیز قطعات صفحه‌ای

شکل هستند و تفاوت آنها با دیوارها این است که دالها در جهت عمود بر صفحه بارگذاری می‌شوند.

دیوارهای حامل یا دیوارهای نگهدارنده در واقع دال هستند و نه دیوار. چرا که در جهت عمود بر صفحه

بارگذاری می‌شود چون این قطعات به صورت قائم به کار برده می‌شوند لفظ دیوار برای آنها به کار برده شده

و ما هم پذیرفته‌ایم اما به لحاظ سازه‌ای دال محسوب می‌شوند.

دیوارهای باربر:

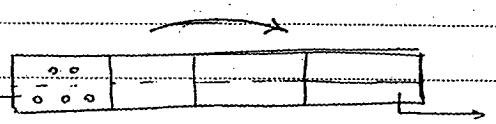
همانطور که در تعریف بالا آمد دیوارهای باربر دیوارهایی هستند که در جهت قائم زیر اثر بارگذاری قرار می‌گیرند ما با

دیوارهای باربر در ساختمانهای با مصالح بنایی آشنایی. دیوارهای آجری و یا سنگی از زمانهای بسیار در تمام دنیا

Subject:
Year. Month. Date. ( )

کاربرد داشته است. یک دیوار آجری به ضخامت ۲۲ یا ۳۵ cm ساخته می‌شود و سقف روی آن قرار می‌گیرد و بار سقف از طریق دیوار به زمین منتقل می‌شود. این سیستم در تمام دنیا مرسوم بوده است و ساختمان‌های ۱ یا ۲ طبقه معمولاً با دیوارهای سنگی یا آجری ساخته می‌شوند امروزه دیوارهای آجری را با میلگرد تقویت می‌کنیم.

طوری که عملکرد یک دیوار آجری شبیه عملکرد یک دیوار بتن آرمه می‌شود. در بتن آرمه، بتن به فشاری می‌برد و میلگرد بار کششی و در دیوار آجری تقویت شده آجر فشار عمل می‌کند و میلگرد کشش عمل می‌کند.



این نوع ساختمان‌ها، ساختمان‌های با مصالح بنایی تقویت شده (Reinforced Masonary building) نام دارند.

این نوع ساختمان‌ها امروزه در کشور ما کاربردی ندارد و ما هم از ادامه ساخت این نوع ساختمان‌ها نگرفته‌ایم.

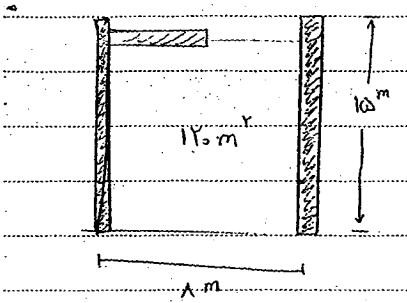
برای ساخت این نوع دیوارها، آجرهای شکل خاص لازم است که برای قرار دادن بتن و آرماتور داخل آنها ریخت و میلگرد را داخل آن قرار داد. در ایران با نوع دیگری از ساختمان‌های آجری یا سنگی (نیمه تقویت شده) کار می‌کنیم که اصطلاحاً Semi Reinforced نام دارند و در آن کمتر و روی دیوار یک شناژ بتن آرمه قرار می‌دهیم.

این شناژها و ستون‌های داخل آنها قرار نیست به طور مؤثر بار تحمل کنند. فلسفه وجودی آنها این است که مانند یک کمربند دور سقف یا دیوار را ببندند و مانع از هم پاشیدن آنها زیر اثر زلزله شوند.

امروزه استفاده از دیوارهای با بر بتن آرمه در ساختمان‌های بلند معمول است. شهرک اکباتان و شهرک غرب از این سیستم استفاده کرده‌اند. این سیستم برای ساختمان‌های بلند ایده‌آل است.

Subject: ۷۹
Year Month Date ( )

سیستم متداول در شهرک ایکیا تان معمول است

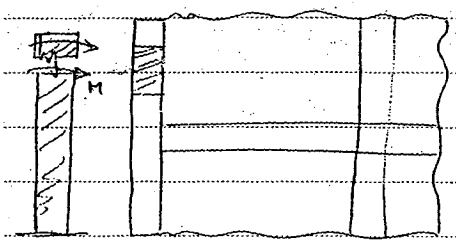


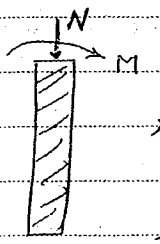
با توجه به سیستم متداول در کمتر بتوری می توان تا مساحت

۱۲۰m² بدون کامی داشت.

در سیستم های پیش تنیده امروزی می توان به جای دهانه ۸ m دهانه های تا ۱۲m نیز داشت.

طراحی دیوارها:





دیوارهای باربر در حالت کلی زیر اثر بارگذاری N و

ممان M در جهت عمود بر میانصفحه قرار می گیرند

یک دیوار در حالت کلی شباهت به ستون دارد بنابراین همانطور که ستونها زیر اثر لنگر خمشی قرار می گیرند دیوارها نیز

تحت تأثیر همان واقع می شوند بنابراین طبیعی است که فکر کنیم دیوار زیر اثر بارگذاری و ممان خمشی قرار دارد با این

ترتیب طراحی دیوارهای باربر مشابه طراحی ستونهای شود یعنی معمولاً یک نوار یک متری از دیوار را در نظر می گیریم آن را

به صورت یک ستون تلقی می کنیم و مانند یک ستون طراحی می کنیم. طبیعی صحبتهای که در ارتباط با ستونها بیان کردیم

در اینجا نیز کاربرد دارد روابط ستونها را می توان در اینجا به کار برد. معمولاً دیوار را مانند یک ستون طراحی نمود تنها تفاوتی

که در این ارتباط وجود دارد آن است که دیوارها مشمول ضوابط ستونها به لحاظ جداول آزمایشگاهی می شوند همچنین

مشمول خاموت گذاری در ستونها هم می شوند دیوارها ضوابط آزمایشگاهی جداول مخصوص به خود را دارند و در اینها آزمایشگاهی

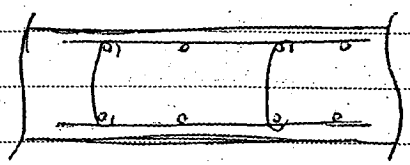
انتقی به کار برده می شود که عملاً نقش خاموتها را بازی می کنند لزومی هم ندارد در دیوارها آزمایشگاهها به طور یک در میان

به گردش خاموت تکیه کنند. اما اگر میزان بار وارد به ستون زیاد باشد طوری که درصد فولاد از ۱٪ تجاوز کند آنگاه

Subject:
Year. Month. Date. ( )

تمام دیوار و یا قسمتی از دیوار را که در آن در صد مولد $\rho_v \geq 1\%$

باشد باید به عنوان ستون تلقی کرده و در مورد ماستر نها آرماتور دهای طولی را لازم



و فنی صحبت از طراحی دیوار ماسه ستونها می کنیم طبعاً بحث لاغری هم مطرح می شود. صحبتهایی که در مورد لاغری

ستونها بیان کردیم در مورد دیوارها نیز به کار برده می شود.

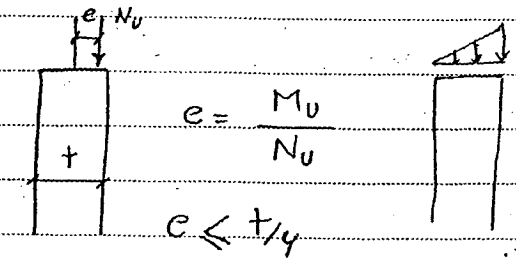
فرمول مهندسی در طراحی دیوارها:

نظر به آنکه دیوارها سطح نسبتاً وسیعی دارند معمولاً در آنها معمولاً قابل ملاحظه نیست بنابراین

عملاً مقطع دیوار تحت کشش قرار نمی گیرد، این بدان مفهوم است که بروز گونه بار کوچک است در

مواردی که چنین حالتی پیش می آید نیازی به فولاد نداریم و مقطع دیوار باید خود بتواند از عهده بار محوری برآید.

در این حالت برای سادگی کار آیین نامه رابطه ای تجربی را پیشنهاد می کند و این رابطه اصطلاحاً به



فرمول مهندسی معروف شده است.

$$N_u = 0.55 f_{cd} A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32 t}\right)^2\right]$$

روی کف تا زیر سقف ←

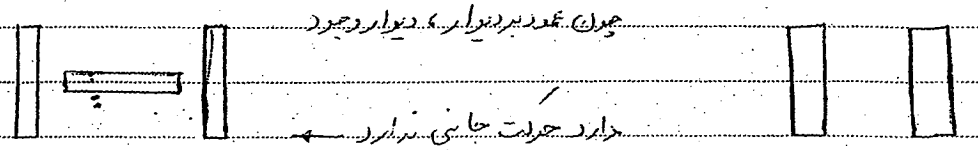
در این رابطه A_g سطح مقطع دیوار، l_c ارتفاع آزاد دیوار و t ضخامت دیوار است و K ضریبی است که

اثر لاغری را در دیوار منعکس می کند و به شرح زیر تعیین می شود:

- اگر از حرکت جانبی در دیوار جلوگیری شده باشد و دو انتها آزاد باشد: $K = 1$
- " " " " و یک یا دو انتها بسته باشند: $K = 0.8$
- اگر از حرکت جانبی دیوار جلوگیری نشده باشد: $K = 2$

Subject: ۷۷

Year. Month. Date. ( )



N_2 باری است که دیوار با وجود همان لوحک بصورت کوری می تواند تحمل کند. در اینجا فولاد رُلی بازی می کند و برای بتن حساب می شود

ضوابط طراحی : هرکدام که لوحکتر بود

۱- ضخامت دیوار : حداقل ضخامت دیوارهای باربر $\frac{1}{25}$ ارتفاع آزاد آنها است و یا $\frac{1}{25}$ طول آزاد آنها در پلان است. طول آزاد در پلان یعنی طولی که دیوار بین دو دیوار عرضی متقاطع قرار می گیرد. هرکدام از ضخامت ها که کمتر بودند ملاک عمل قرار می گیرند. ضخامت دیوارهای باربر نباید از مقدار ۱۵cm کمتر باشد.

در زمین های جداول ضخامت ۲۰cm است.

۲- فولاد حداقل :

a) آرماتور قائم ρ_v ، b) آرماتور افقی ρ_h :

a (قائم)	b (افقی)
برای آرماتور آجدار با $d_b \leq 12^{mm}$ و $f_y \geq 4200$:	$\rho = 0/0012$	$\rho = 0/0020$
برای سایر آرماتورهای آجدار :	$\rho = 0/0015$	$\rho = 0/0025$
برای آرماتورهای صاف :	$\rho = 0/0020$	$\rho = 0/0025$
برای آرماتورهای پیش جوش :	$\rho = 0/0012$	$\rho = 0/0020$

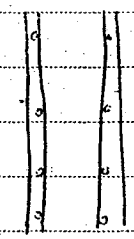
هنگامی که در دال ها یا دیوارها نیاز به آرماتور زیاد داریم در کارخانه این شبکه آرماتوری را درست می کنند به آن پیش جوش می گویند

Subject:
Year. Month. Date. ( )

۳- آرماتورگذاری:

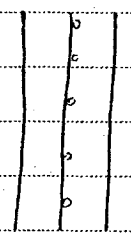
الف) حداکثر فاصله آرماتورهای افقی و قائم ۳ برابر ضخامت دیوار و یا ۳۰cm است.

ب) اگر ضخامت دیوار بیش از ۲۵cm باشد آرماتورها باید در دو لایه قرار گیرند



ولی اگر ضخامت کمتر از ۲۵cm باشد می‌توان آرماتورها را در یک لایه

قرار داد. البته در وسط.



البته در عمل بهتر است اگر ضخامت از ۱۵cm بیشتر شد

در دو لایه استفاده کنیم به علت ترک خوردگی

ج) در دیوارها اگر بازشو وجود دارد، اگر بازشوها کوچک باشند مشکلی

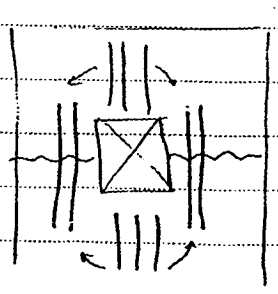
پیش نمی‌آید و می‌توان دیوار بر روی را بصورت توپر فرض کرد. منظور از

بازشوهای کوچک، بازشوهایی است که برای عبور کانالها و لوله‌های تأسیسات

در نظر گرفته می‌شوند مثلاً از پنجره در دیوار نیست. اگر بازشو بزرگ باشد باید آن

در طراحی دیوار دیده شود معمولاً در دو سمت پنجره‌های کوچک دو دیوار همزاد طراحی

می‌شود و بعد آرماتورهایی که در اثر وجود پنجره قطع



شده‌اند، در دست امتداد می‌شوند. اگر بازشو خیلی

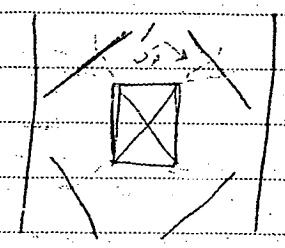
بزرگ بود روشهای دستی پاسخ نمی‌دهد.

Subject: ۷۸
Year. Month. Date. ( )

بنابراین با استفاده از روش عددی المان محدود و با ماشین باید به مسئله را حل کرد.

در هر حالت این نامه دیلتی می کند که در چهار گوشه بازشوها آرماتورهای مقوی تعبیه شود. در هر

گوشه حداقل دو آرماتور هر یک در یک سمت با قطر حداقل



16 mm بکار برده می شود. در دو سمت گوشه طول گیرداری باید تأمین

شود بنابراین عملاً طول میلگرد دیوار ۸۰ تا ۱۰۰ cm است.

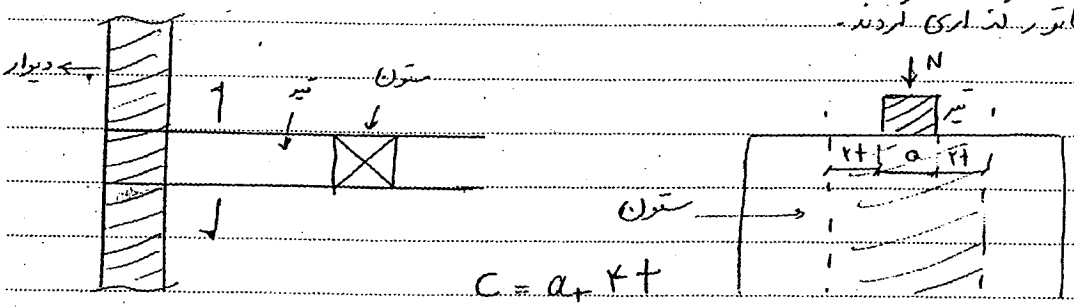
د) چنانچه درصد فولاد لازم در تمام دیوار و یا قسمتی از آن از ۱٪ کمتر نکند

آن ناحیه باید مانند ستونها آرماتور گذاری و خاموت گذاری شود.

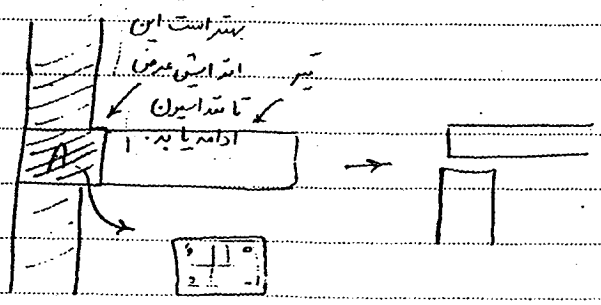
۴ ـ دیوار زیر اثر بار متمرکز:

دیوارهای که زیر اثر بار متمرکز قرار می گیرند مثلاً تیر به آنها وارد می شود باید در ناحیه بار متمرکز مانند یک ستون

طراحی شوند و آرماتور گذاری گردند.



ناحیه به عرض $a + 2t$ یک ستون در نظر گرفته می شود و مانند یک ستون طراحی می گردد.



بهتر است به شکل مقابل عمل کنیم و با ناحیه

A مانند یک ستون برخورد کنیم.

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

در این موارد باید تکیه گاه مناسبی برای تیر تهیه کرد یعنی نمی توان یک تیر به عرض 60 cm را بر روی دیواری به عرض 15 cm قرار داد در عمل تیر ممکن است تمرکز تنش بوجود آید و دیوار بشکند بهتر است در این ناحیه ضخامت دیوار زیاد شود و عملاً یک ستون ایجاد شود. آنگاه ستون مطابق ضوابط ستون طراحی شود. ستون ایجاد شده بهتر است تا روی فنداسیون ادامه یابد درست مانند یک ستون واقعی.

دیوارهای برشی:

دیوارهای اطلاق می شود که در جهت افقی در برابر فشار آن بارگذاری می شوند.

اثر بار در جهت افقی در دیوار برش، رفتن ایجاد می کند. این دیوارها در ساختمان برای جذب نیروی جانبی به کار می روند. نیروی جانبی می تواند زلزله یا باد باشد. وجود تا 6 تیر عمده این بارها بر برش در ساختمان است و دیوار برای گرفتن این برش به کار می رود. اصطلاح دیوار برشی از ابتدا به کار گرفته شده است. در روابع این اصطلاح برای تشخیص دادن این نوع دیوار از دیوارهای باربر است و در روابع اشاره به برش ناشی از افقی نیروهای وارده است. اما به کارگیری این اصطلاح این سوء تفاهم را ایجاد کرده است که این دیوارها باید فقط برای برش طراحی شوند. این حرف کمی نادرست است. دیوارهای برشی علاوه بر برش، زیر اثر خمش و بار محوری نیز قرار می گیرند و باید برای آنها نیز طراحی شوند.