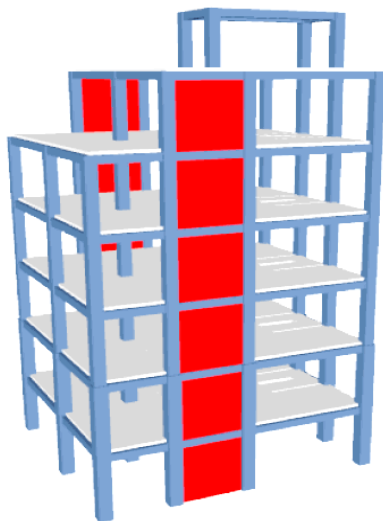


بِقَسَمِ

راهنمای گام به گام

طراحی سازه های بتن آرمه ۱

(براساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و آیین نامه بتن ایران)



نگارش:

سید سعید حسینی ورزنده

دانشجوی مهندسی عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر

تابستان ۱۳۹۵

(حق چاپ محفوظ است و کپی کردن بدون اجازه شرعاً حرام است)

فهرست مطالب

عنوان	صفحه
فصل اول: خواص فولاد و بتن و اصول و مبانی طراحی	۱
(۱-۱) مقدمه	۱
(۲-۱) مصالح و اجزای بتن	۱
(۱-۲-۱) سیمان	۱
(۱-۱-۲-۱) سیمان های پرتلند	۲
(۲-۱-۲-۱) سیمان های ویژه	۳
(۲-۲-۱) سنگدانه	۴
(۳-۲-۱) آب	۴
(۴-۲-۱) مواد افزودنی	۵
(۳-۱) طرح اختلاط	۵
(۴-۱) مقاومت فشتری بتن	۶
(۵-۱) ضوابط پذیرش بتن های مصرفی در کارگاه	۶
(۶-۱) مقاومت کششی بتن	۷
(۷-۱) عمل آوری	۷
(۸-۱) تغییر شکل های بتن	۸
(۱-۸-۱) جمع شدگی بتن	۸
(۲-۸-۱) خزش بتن	۸

۳-۸-۱) تغییر شکل های بتن ۹

۹-۱) درزهای بتن ۱۰

۱۰-۱) ضخامت مناسب برای پوشش بتن روی میلگردها ۱۰

۱۱-۱) تسلیح بتن ۱۱

۱-۱۱-۱) میلگردهای فولادی ۱۱

۲-۱۱-۱) میلگردهای کامپوزیتی ۱۱

۳-۱۱-۱) فولاد پیش تنیدگی ۱۲

۱۲-۱) اصول تحلیل و طراحی ۱۲

۱-۱۲-۱) مشخصات مکانیکی مصالح ۱۲

۲-۱۲-۱) اثر ترک خوردگی ۱۲

۳-۱۲-۱) روش های تحلیل سازه ۱۳

۴-۱۲-۱) اعضای سازه ای ۱۴

۵-۱۲-۱) اهداف طراحی ۱۴

۶-۱۲-۱) روش های طراحی ۱۴

۷-۱۲-۱) طراحی در حالت حدی نهایی مقاومت ۱۵

۱-۷-۱۲-۱) نیروی ایجاد شده در مقطع در حالت حدی نهایی ۱۶

۲-۷-۱۲-۱) نیروی مقاوم ۱۶

۸-۱۲-۱) کنترل در حالت بهره برداری ۱۶

فصل دوم: طراحی اعضا تحت خمش ۱۷

۱۷	۱-۲) فرضیات محاسباتی
۱۷	۲-۲) نمودارهای محاسباتی
۱۷	۳-۲) بررسی رفتار تیر بتن آرمه تحت خمش
۲۰	۴-۲) انواع گسیختگی عضو خمشی
۲۰	۵-۲) تعاریف و بلوک فشاری معادل
۲۱	۶-۲) نسبت فولاد متناظر با شکست متعادل (گام به گام)
۲۲	۷-۲) طراحی تیر مستطیلی با فولاد کششی تنها (گام به گام)
۲۴	۸-۲) محاسبه لنگر مقاوم مقطع مستطیل با فولاد کششی تنها (گام به گام)
۲۴	۹-۲) طراحی مقطع مستطیل با فولاد مضاعف (گام به گام)
۲۵	۱۰-۲) محاسبه لنگر مقاوم مقطع مستطیلی با فولاد کششی و فشاری (گام به گام)
۲۷	۱۱-۲) طراحی مقاطع T شکل (گام به گام)
۲۸	۱۲-۲) محاسبه لنگر مقاوم مقطع T با فولاد کششی تنها (گام به گام)
۲۹	۱۳-۲) محاسبه لنگر مقاوم مقطع T شکل با فولاد مضاعف (گام به گام)
۳۱	۱۴-۲) تفاوت آبا با مبحث نهم در مبحث خمش
۳۱	مثال های حل شده
۳۷	فصل سوم: طراحی اعضا تحت برش
۳۷	۱-۳) مقدمه
۳۹	۲-۳) رفتار تیرهای بتن مسلح تحت برش

۳-۳) تحلیل برش در تیرهای بتن مسلح با مدل خریایی ۴۰

۳-۴) طراحی برشی مقاطع بتن آرمه (گام به گام) ۴۱

۳-۵) برش اصطکاکی (گام به گام) ۴۵

۳-۶) تفاوت آبا با مبحث نهم در مبحث برش ۴۶

مثال حل شده ۴۷

فصل چهارم: طراحی اعضا تحت پیچش ۴۸

۴-۱) مقدمه ۴۸

۴-۲) طراحی مقاطع تحت پیچش خالص (گام به گام) ۵۰

۴-۳) طراحی مقاطع تحت پیچش و برش و خمش (گام به گام) ۵۱

مثال حل شده ۵۳

۴-۴) تفاوت آبا با مبحث نهم در مبحث پیچش ۵۶

فصل پنجم: طراحی اعضا تحت کشش ۵۶

۵-۱) مقدمه ۵۶

۵-۲) طراحی اعضا کششی (گام به گام) ۵۶

مثال حل شده ۵۷

فصل ششم: مهار و وصله میلگردها ۵۸

۶-۱) مقدمه ۵۸

۶-۲) طول گیرایی مستقیم میلگردهای کششی (گام به گام) ۵۹

۳-۶ طول گیرایی مستقیم میلگردهای فشاری (گام به گام) ۶۰

۴-۶ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش (گام به گام) ۶۰

۵-۶ ضوابط مهار آرماتورهای برشی در جان ۶۱

۶-۶ وصله میلگردها ۶۲

۶-۶-۱ وصله پوششی میلگردهای کششی ۶۲

۶-۶-۲ وصله پوششی میلگردهای فشاری ۶۲

۷-۶ ضوابط قطع آرماتورهای خمشی ۶۳

۶-۷-۱ ضوابط کلی قطع میلگردها برای لنگر خمشی مثبت و منفی ۶۳

۶-۷-۲ ضوابط خاص قطع آرماتور خمشی مثبت ۶۴

۶-۷-۳ ضوابط خاص قطع آرماتور خمشی منفی ۶۴

۶-۷-۴ روش گام به گام قطع میلگردها (گام به گام) ۶۵

مثال حل شده ۶۶

۸-۶ تفاوت آبا با مبحث نهم در مبحث مهار و وصله آرماتور ۷۰

منابع و مراجع ۷۰

فصل اول:

* خواص فولاد و بتن و اصول و مبانی طراحی *

(۱-۱) مقدمات:

بتن مصالحی شبیه به سنگ است که از لایه‌های
مخلوط متناسبی از سیان، شن، ماسه و آب و مقداری
افزودنی در درون قالبی با شکل و ابعاد مورد نظر،
به دست می‌آید.

در سال‌های اخیر استفاده از مصالح بتنی در ایجاد انواع
سازه‌ها از قبیل ساختمان مسکونی، اداری، صنعتی، پلی
مصنوع آب، کانال، سد، پل، دیوار، سایبان، پل
سد، روسازی راه و خروگاه کسری یا قه‌اصت. در
اجزای مختلفی از سازه‌ها مثل قوس‌ها، سدها و دیوارهای
حائل وزنی می‌توان از بتن به تنهایی استفاده کرد،
اما در اغلب اجزای بتنی به دلیل ضعف بتن در
تحمل تنش‌های کششی، لزوم تعبیه میلگرد در مصالح
مختلف احساس می‌شود.

(۲-۱) مصالح و اجزای بتن:

مصالح مصرفی اصلی بتن عبارت اند از سیان، سنگدانه
ریخت (شن)، سنگدانه ریز (ماسه) و آب، علاوه بر
این مواد اصلاح کننده از قبیل افزودنی، پوزولان و

سود شیشه سیان، نیز می‌تواند در بتن استفاده شوند.

(۱-۲-۱) سیان:

سیان‌های مصرفی در بتن عبارت اند از سیان‌های پرتله
خج‌خانه و سیان‌های درخ.
قبل از کشف سیان، لزاگت به عنوان ماده حسنه
مصالح بتنی استفاده می‌شد، تا اینکه در سال ۱۸۲۴ یک مخترع
انگلیسی به نام جوزف اسپیدین از مخلوط غودن بتن آگت
و مقداری خاک رس، آبیاب کردن و بتن آن محلی
بدست آورد که بعد از اقلاد با آب شایب زیادی به
سنگ‌های خزه پرتله انگلیس داشت، لذا آن را به نام
سیان پرتله نام گرفت.

مصالح خاصی در می‌توان در تهیه سیان به کار برد، عبارت از:
سنگ آگت، سنگ سیان، پوسته آهکی حیوانات دریایی،
مارن، رس، گیس، ماسه، سیس و سنگ آهک.
این مصالح را کاملاً پودر کرده و به نسبت معین با یکدیگر مخلوط می‌کنند
پس از آن مخلوط حاصل به کوره‌ای در دمای ۱۲۰۰ درجه
تا ۱۶۵۰ درجه سلیوس است و در می‌شود. در این دما
کلوخه‌های سیان تشکیل می‌شوند. این کلوخه‌ها را کلنگری نامند
کلنگر سرد شده و پس در آب پودری می‌شود و مقدار کمی گچ
به مناسبت منظم زمان کسری به آن افزوده می‌شود. پودر حاصل
سیان پرتله نامیده می‌شود.

انواع سیان :

۱-۲-۱) سیان های پرتلند :

سیان پرتلند نوعی سیان صیدر و لکی است که به طور عمده شامل CaO ، SiO_2 ، Al_2O_3 و Fe_2O_3 است. این الییدها عمدتاً به صورت پودر خورده در بتن وجود دارند و شامل ترکیبات زیر می شوند:



سیان های پرتلند در گروه های پنج گانه زیر و به صورت کیمه های ۵۰ کیلوگرمی یا فله ای تولید و مصرف می شوند.

الف) سیان پرتلند نوع یک (I) :

این سیان به سیان پرتلند معمولی نیز معروف است و برای مصارف عمومی که ویژگی خاصی از بتن خواسته شده است استفاده می شود. از این سیان می توان در ساختن پیاده رو، روسازی جاده، پل های بتن مسلح، راه آهن، مخازن، لوله های آب و سلات ساختمان های بتنی استفاده کرد. سیان پرتلند نوع یک به سه نوع "۱-۳۲۵"، "۱-۴۲۵" و "۱-۵۲۵" تقسیم می شود. که این اعداد نشان دهنده همانند

مقاومت سلات استاندارد ساخته شده با این سیان

است. (در سن ۲۸ روزه)

ب) سیان پرتلند نوع دو (II) :

این سیان به سیان پرتلند املام شده نیز معروف است. حرارت ذوب این سیان کمتر از سیان نوع یک است و در مقابل حمله سولفات های محلول و کلر مقاوم است. از این سیان می توانیم در بتن ریزی حجم استفاده کنیم.

ج) سیان پرتلند نوع سه (III) :

این سیان به سیان پرتلند زود سخت شونده نیز معروف است. مقاومت تحت روزه این سیان در حدود مقاومت ۲۸ روزه سیان نوع یک است. حرارت ذوب این سیان بیشتر از سیان نوع یک است. از این سیان در هوای سرد یا در مناطقی که می خواهند زودتر از معمول قالب ها را بر دارند استفاده می کنند.

د) سیان پرتلند نوع چهار (IV) :

این سیان به سیان پرتلند با حرارت ذوب کم یا دیرگیر نیز معروف است. بتن که با این سیان ساخته می شود آهسته تر افزایش مقاومت پیدا می کند و در سن حدود ۹۰ روز مقاومت آن برابر مقاومت سیان نوع یک می شود و بعد از این زمان مقاومتش نسبت به سایر سیان های پرتلند پنج گانه بیشتر می شود. از این سیان در مناطق گرم یا در بتن ریزی های حجم استفاده می شود.

ه) میان پرتلند نوع پنجم (۷) :

این میان به میان ضد سولفات نیز معروف است از این میان در محل ها - استفاده می شود در تماس شدید با سولفات ها قلیه درود. این میان نسبت به میان پرتلند نوع یک حرارت را کمی کمتر درود و دگرگونی را کمتر چون مثلاً C_2A این میان کم است استفاده از این میان در مناطقی که احتمال حمل کلو سولفات تمام وجود دارد، توصیه نمی شود و در این شرایط بهتر است از میان پرتلند نوع دو یا میان های پوزولانی استفاده شود.

۱-۲-۱-۲) میان های ویژه :

الف) میان پرتلند سفید :

مواد اولیه مصرفی جهت ساخت این میان مشابه میان پرتلند معمولی بوده و تنها در صد آهن و منیزیم آن ها بسیار محدود است. خاصیت در جهت جاذب کردن مقداری کلیم یا تپاسیم کلرید نیز به آن می افزایند. مقاومت این میان کمتر از میان پرتلند معمولی است.

ب) میان پرتلند رنگی :

از افزودن مواد رنگی معدنی به میان پرتلند معمولی برای ساخت رنگ های قرمز، آبی و سیاه استفاده می شود و برای ساخت سایر رنگ ها از میان پرتلند سفید استفاده می شود. استفاده از این نوع میان به عنوان بتن سازه ای مجاز است.

ج) میان پرتلند پوزولانی :

این میان ها از آبیاب کردن و مخلوط کردن پوزولان ها با میان پرتلند حاصل می شوند. پوزولان ها به مواد سیلیسی یا سیلیسی آلومینوسی گفته می شود که به تمامی خاصیت میان پرتلند دارند ولی در محادرت رطوبت با آب آزاد شده از سیمان پرتلند (آبلیری) میان، ترکیب با خاصیت میان شدن کامل می شود میان های پرتلند پوزولانی به دو دسته زیر تقسیم می شوند. - میان پرتلند پوزولانی معمولی (پ.پ.و)، دارای پوزولان به میزان ۵ الی ۱۵ درصد وزنی هستند و برای مصارف عمومی و ساخت بتن یا ملات کاربرد دارد.

- میان پرتلند پوزولانی ویژه (پ.پ.و)، دارای پوزولان به میزان ۱۵ الی ۴۰ درصد وزنی هستند و برای مصارف عمومی و ساخت بتن های حجم و همچنین در سازه های بتن تحت فشار ویژه کاربرد می شود.

د) میان پرتلند رو باره ای یا سبزه باره ای :

این میان از آبیاب کردن ۱۵ الی ۹۵ درصد رو باره کوره آهن دانه از مخال و غیر کریستالی (آمورف) با میان پرتلند به دست می آید. این نوع میان پرتلند پرتی در برابر حملات سولفاتی درود و بتن ساخته شده با آن دارای نفوذ پذیری کمتر و دوام بیشتری است. این نوع میان در مقایسه با میان پرتلند معمولی دگرگونی و حرارت را کمتر است. به این نوع میان ها میان فعاله نیز می گویند.

ه) بیان بنای:

استاده از این نوع بیان در متن و متن کرده مجاز نیست و از آن قضا می توان در حکم های بنای، در ملاقات و مانند آن استفاده کرد.

* بیان های دیگری مثل بیان پرتند هوا را، بیان آلودگی، بیان منبسط شونده، بیان چاه تخت، بیان ضد آب و ... وجود دارد که از ذکر ویژگی های این بیان ها می گذریم. برای اطلاعات بیشتر به کتاب های تکنولوژی بتن مراجعه کنید.

۱-۲-۲) سنگدانه:

در ترکیب بتن مصالح سنگی حدود ۶۰ تا ۸۵ درصد از حجم کل را تشکیل می دهد و نقش این مصالح در خصوصیات مکانیکی شکل پذیری و هزینه تمام شده بتن از اهمیت خاصی برخوردار است. از نظر منبع تولید، مصالح سنگی به دو گروه تقسیم می شوند:

مصالح طبیعی که حاصل فرسایش سنگ ها و توده ها در مسیر رودخانه می باشند. این مصالح عموماً گرد و گریه هستند.

مصالح شکسته، حاصل استخراج سنگ از معادن مختلف و شکستن آن در دستگاه های سنگ شکن هستند. این مصالح جنس همگن و مقادیر مطلوب دارند.

وجود خاک رس (شیر) در ۲ درصد) در بتن سنگدانه ها مقصود از برای جذب آب، دور نگه داشتن آنها از فرسایش و نیز تماس و چسبندگی میان آنها با هم و گسترده می کنند.

سنگدانه های زیرتر از ۴.۷۵ میلی متر (الف غ ۴) را شن و سنگدانه های کوچکتر از ۴.۷۵ میلی متر را ماسه می نامند. طبق تعریف بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه عبارت است از اندازه کوچکترین الکی که حداقل ۱۰ درصد وزنی سنگدانه روی آن باقی بماند. بزرگترین اندازه اسمی سنگدانه های درشت نباید از معیار زیر بزرگتر باشد:

- یک پنجم کوچکترین بعد قالب بتن
- یک سوم ضخامت طاق
- سه چهارم حداقل فاصله آزاد بین میلگردها
- سه چهارم پوشش بتن روی میلگردها
- ۳۸ میلی متر در بتن آرمه

۱-۲-۳) آب:

آب به سه صورت در بتن به کار می رود، آب مصرفی برای شست و شوی سنگدانه ها، آب به عنوان یکی از اجزای تشکیل دهنده بتن در هنگام ساخت بتن که برای انجام سیدرانیون بیان و کارای بتن مصرف می شود و آب مصرفی برای عمل آوری آبی که قابل آسایش است و منزه یا بوی شیمیایی ندارد و تحت شرایط است برای بتن بدون انجام هیچ آزمایشی در بتن به کار رود.

آب های غیر آسایشی را زمانی می توان قابل قبول تلقی کرد که نتایج حاصل از آزمون یا با تائید نتایج حاصل از آزمون

معدنی مطابق زیر را برآورده سازند:

PH آب معدنی در قفسه بایستی ۵ تا ۸ باشد.
 - مقاومت ۲۸ روز آزمون های ملامت ساخته شده
 با آب غیر آشامیدنی حاصل حاصل ۹ درصد مقاومت نظیر
 آزمون های مشابه ساخته شده با آب مقطر باشد.
 - زمان تیرش اولیه خمیر سیمان ساخته شده با آب غیر
 آشامیدنی پس از ۳ ساعت بازماندگی اولیه خمیر سیمان
 ساخته شده با آب مقطر تفاوت نداشته باشد.

- نتیجه انقباض حجم به دست آمده از آزمون ساخته شده با آب
 غیر آشامیدنی در آزمایش سلاست سیمان از نتیجه دست
 آمده از آزمون نظیر ساخته شده با آب مقطر بیشتر نباشد.
 - میزان چربی معدنی آب معدنی در یک محبم معدنی
 از بین ۲ تا ۵ درصد وزن سیمان معدنی در همان محبم تن بیشتر نباشد.

۱-۲-۴) مواد افزودنی :

موادی هستند که غیر از مواد اصلی (سیمان، آب و سیمان)
 در سیمان اختلاط به تن یا خلالت افزوده می شوند. این مواد
 اغلب به صورت گرد یا مایع هستند و به یافید و تری تن
 تازه یا سخت شده را اصلاح می کنند. مواد افزودنی را باید با
 کمی لزج اختلاط تن مخلوط کرده و همراه با سایر اجزای تن
 به داخل مخلوط کن ریخت و با اینکه آن را به صورت دستی
 به مخلوط کن در حال کار وارد کرد.

عدالت میزان مصرف افزودنی ها ۵ درصد وزنی سیمان است
 استفاده از کلرید کلیم فقط در تن غیر مسلح مجاز است و

عدالت مقدار مصرف آن ۲ درصد وزنی سیمان است
 مواد افزودنی به منظور اهداف مختلفی ساخته می شوند که می توان
 به سولر زیر اشاره کرد :
 ماده افزودنی کندگیر کننده ، تندگیر کننده ، زود سخت کننده ،
 حباب ساز ، روان کننده (کاهنده آب) ، فوق روان
 نگهدارنده آب ، کاهنده جذب آب و ...

۱-۳) طرح اختلاط :

طرح مخلوط بتن معنی تعیین نسبت های اختلاط آب ،
 سیمان ، شن و ماسه (در صورت نیاز افزودنی و پوزولان) به
 ملوکمی به مقاومت فشاری و روانی و کارایی لازم را تأمین
 نماید . برای بتن های با بتن قرار داده ۲۵ (بتن غیر
 صافه ای) می توان نسبت های اختلاط را بر اساس تجارب
 قبلی و بدون مطالعه آزمایشگاهی تعیین کرد ولی برای برده های
 بالاتر مقاومت تعیین نسبت های اختلاط باید بر اساس
 مطالعات آزمایشگاهی و روابط طراحی بر اساس درام باشد.
 برای تعیین نسبت های اختلاط اولیه می توانیم از روش
 های طرح اختلاط ملی ، طرح اختلاط به روش انگلیسی ،
 طرح اختلاط به روش ACI ، طرح اختلاط بر اساس
 روابط بلومی و ... استفاده کرد. برای آگاهی درباره این
 روش حامی تواند به جزوه کام به کام طرح اختلاط بتن
 رجوع فرماید.

۴-۱) مقاومت فشاری بتن:

مقاومت بتن به عوامل مختلفی بستگی دارد که مهمترین آنهاست آب به سیان است. با افزایش این نسبت مقاومت فشاری کاهش می یابد. از دیگر عوامل تأثیرگذار بر مقاومت می توان به نسبت سندان به سیان، نوع سیان، مقاومت فشاری سندان ها، شرایط عمل آوری و همچنین سرعت بارگذاری در آزمایش تعیین مقاومت و شکل هندسی آزمون ها و ...

رده بندی بتن براساس مقاومت فشاری متوسط آن به ترتیب زیر است:

C۶, C۸, C۱۰, C۱۲, C۱۶, C۲۰, C۲۵, C۳۰, C۳۵, C۴۰, C۴۵, C۵۰, C۵۵, C۶۰, C۶۵, C۷۰, C۷۵, C۸۰, C۸۵, C۹۰, C۹۵, C۱۰۰, C۱۱۰, C۱۲۰

اعداد بعد از C بیانگر مقاومت فشاری متوسط بتن (f_c) بر حسب مگاپاسکال می باشند. طبق تعریف مقاومت فشاری متوسط بتن متوسطی است که حداقل از ۵ درصد تمامی مقاومت های اندازه گیری شده در نمونه های استوانه ای استاندارد براساس آرایش های ۲۸ روزه کمتر از آن باشد.

نمونه های استوانه ای استاندارد دارای قطر ۱۵ cm و ارتفاع ۳۰ cm هستند. برای تبدیل مقاومت فشاری نمونه مکعبی به ابعاد ۱۵ cm به نمونه استوانه ای استاندارد به روش زیر عمل می کنیم:

$$f_c = \begin{cases} 0.8 f_{cu} & , f_{cu} \leq 25 \text{ MPa} \\ f_{cu} - 5 & , f_{cu} > 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

f_c : مقاومت فشاری نمونه استوانه ای استاندارد (MPa)

f_{cu} : مقاومت فشاری نمونه مکعبی ۱۵x۱۵x۱۵ cm (MPa)

تعیین نسبت های اختلاط در آزمایشگاه باید طوری باشد که مقاومت فشاری متوسط (f_{cm}) که به صورت زیر است

$$f_{cm} = \max \left\{ \begin{aligned} & f_c + 1.34 S + 1.5 \\ & f_c + 2.33 S - 4 \end{aligned} \right.$$

در رابطه فوق f_c مقاومت فشاری مشخصه بر حسب مگاپاسکال است و S انحراف معیار بر حسب مگاپاسکال است که اگر نتایج آزمایشگاهی وجود نداشته باشد بر اساس رتبه بندی کارگاه (جدول ۲ پیوست) و f_c با استفاده از جدول اتمت بدست می آید.

۵-۱) روابط پذیرش بتن های مصرفی در کارگاه:

در مصرفی به حجم هر مخلوط بتن بیشتر از ۱ m³ باشد، تواتر نمونه برداری به ترتیب زیر خواهد بود:

- برای دال ها و دیوار ها و شالوده ها، یک نمونه برداری از هر

۲۰ m³ حجم بتن یا هر ۱۵۰ متر مربع سطح بتن

- برای تیر ها و کلاف ها در صورتی که حداقل مقاطع پذیرش

می شوند، یک نمونه برداری از هر ۵ متر طول

- برای ستون ها یک نمونه برداری از هر ۵ متر طول

- حداقل یک نمونه برداری از هر رده بتن که به کار رفته و در دسترس

- حداقل ۵ نمونه برداری در کل ساختمان

معمود از هر نمونه برداری از بتن، تهیه حداقل دو آزمون یلدا

و تقریباً در محل قالب است. در آزمایش های تعیین

مقاومت بتن، اگر اختلاف بین مقاومت دو آزمون

کمتر از ۵ درصد باشد میانگین نتایج آن دو آزمون گزارش می شود

و اگر کمتر باشد نتیجه آزمون سوم تعیین کننده است.

۶

آورد ۳ نمونه برهه‌ای متوالی مقاومت هیچ کدام کمتر از f_c نباشد بتن قابل قبول است و گرنه باید مجدداً بررسی شود - اگر در رابطه زیر برقرار بود بتن قابل قبول است:

$$f_{ct} \geq f_c + 1.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ct} \geq f_c - 4 \text{ MPa}$$

اگر در رابطه فوق برقرار نبود بتن غیر قابل قبول است و باید دومرتبه سازه را با این مقاومت کم تحلیل کنیم. اگر در تمام نقاط سازه مقدار تنش‌ها کمتر از مقاومت (اندازه گیری شده) باشد سازه قابل قبول است و گرنه باید در محل‌های که تنش‌ها زیادتر هستند مقوه گیری انجام دهیم. حال اگر نتائین مقاومت مقوه‌ها بیشتر از $0.85 f_c$ باشد و همچنین هیچ کدام از مقاومت‌ها کمتر از $0.75 f_c$ نباشد سازه قابل قبول است و گرنه باید سازه را تخریب کنیم.

۴-۱) مقاومت کششی بتن:

مقاومت کششی بتن تأثیر مستقیمی بر توسعه و عرض ترک‌ها در سازه‌های بتنی دارد. مقاومت کششی بتن غالباً با استاده‌ها و تراش‌ها تفاوت نمونه استوانه‌ای (آزمایش برشی) - دست می‌آید. در تئوری الاستیک اثبات می‌شود که تنش کششی در این حالت برابر است با:

$$f_{ct} = \frac{2P}{\pi \left(\frac{\text{قطر}}{\text{استوانه}} \right)^2}$$



با استفاده از رابطه تجربی زیر می‌توان f_{ct} را به f_c مربوط کرد:

$$f_{ct} = 0.56 \sqrt{f_c} \quad (\text{برای } f_c \text{ در MPa})$$

برای تعیین مقاومت خمشی (محول کششی، f_r) تراش‌ها و تنش دو قطعه‌ای استفاده می‌شود.

$$f_r = \frac{M_c}{I}$$



با استفاده از رابطه تجربی زیر می‌توان f_r را به f_c مربوط کرد:

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_c} \quad (\text{برای } f_c \text{ در MPa})$$

۱-۷) عمل آوری:

روندی است که رطوبت و دمای مطلوب بتن را حفظ یا تأمین کند تا فرایند هیدراتاسیون ادامه یابد و خواص و درآم آورد نظر بتن حاصل شود. روش‌های عمل آوری به دوره به شرح زیر تقسیم می‌شوند:

الف) روش آب پاشی: این روش شامل ایجاد حفره بر سطوح افقی و پوشش‌های حسی مانند گونی بر سطح قائم است. ب) روش عایقی: در این روش، رطوبت بتن حفظ می‌شود و از تبخیر آب بتن جلوگیری می‌گردد. این روش شامل پوشش‌ها مانند پلاستیک، قالب‌ها و مواد شیمیایی عسائی عمل آوری است. بدلیل خشک شدن و جمع شدن گردگی خود به خودی بتن استفاده از روش عایقی برای بتن‌ها با آب‌بندی میان کمتر از ۰.۴۳ در سازه‌های گرم و معمولی مجاز نیست. در شرایط معمولی هوای سرد باید از روش عایقی استفاده کرد.

مداخل مدت عمل آوری (بر حسب روز) طبق جدول زیر است:

شرایط محیطی سرد	شرایط محیطی معتدل	شرایط محیطی گرم	
۱۰	۷	۶	تن معمولی و آب میان ۰.۴۳
۱۴	۱۴	۱۰	تن هادی و فولاد با آب میان کمتر از ۰.۴۳

✓

۸-۱) تغییر شکل های بتن:

۱-۸-۱) جمع شکی بین:

سیمان هدیرانه دور سنگدان را گرفته و مناسب با مشخصات اجزای مخلوط بتن و میزان درازن آن یک تکه فضای خالی که در آن قطرات آب جمع و به تدریج بخاری شوند، ایجاد می گردد. با توجه به اینکه رطوبت محیط کمتر از رطوبت بتن است، آب موجود در بتن تحت کشش واقع می شود که با خروج تدریجی آن حجم بتن کاهش می یابد، به این عمل جمع شکی (انقباض) می گویند. هرچه آب مصرفی در ترکیب بیشتر و محیط اطراف برداری خشک تر باشد، مقدار تغییر شکل افزایش می یابد. پدیده جمع شکی بلافاصله بعد از گزینش اولیه بتن آغاز می شود و در ابتدا سریع است و بعد از مدتی شدت آن کاهش می یابد به طوری که ۵۰ درصد آن در مقیاس اول و ۵۰ درصد آن بعد از یک ماه و عملاً آن بعد از ۱۸ تا ۲۴ ماه پایان می یابد. روابط متعددی برای جمع شکی ارائه شده است که یکی از آنها به صورت زیر است:

$$\epsilon_{cs} = \frac{1 - 0.85 RH}{1000} \times \frac{500 + 0.3e}{400 + e} \times \frac{W}{500} (1 + 3 \frac{W}{C})$$

$$\epsilon_{cs}(t) = \frac{(1.5 + t)t}{1 + 4t + t^2} \epsilon_{cs}$$

در روابط فوق ϵ_{cs} کمترین جمع شکی است و $\epsilon_{cs}(t)$ کمترین جمع شکی بعد از گذشت t ماه از گزینش اولیه بتن است. در این روابط RH مقدار رطوبت نسبی (به صورت اعشاری) و e کوئین بعد مقطع (mm) و W و C مقدار آب و سیمان بر حسب kg در هر متر مکعب بتن است.

در غایب معادیر محاسبه می توان مقدار کمترین جمع شکی

را بر اساس میزان رطوبت محیط معادل 2×10^{-4} (رطوبت زیاد) تا 5×10^{-4} (مناطق بیاض خشک) انتخاب کرد.

اگر مقاومت فشاری بتن را $25 MPa$ فرض کنیم مدول الاستیک

و مقاومت کششی آن به ترتیب تقریباً $25000 MPa$ و $2.5 MPa$

می باشد حال اگر کمترین ناشی از جمع شکی را 2×10^{-4}

فرض کنیم مقدار کمترین ناشی از جمع شکی به صورت زیر

می شود: $\epsilon_{cs} = \epsilon_c - \epsilon_{cs} = 25000 \times 2 \times 10^{-4} = 5 MPa$

چون تنش ناشی از جمع شکی بیشتر از مقاومت کششی بتن

است، اگر در بتن اولیه از بتن محافظت کنیم و عمل آوری

انجام ندهیم حتماً ترک می خورد.

۱-۸-۲) خزش بتن:

اگر یک نمونه بتنی تحت یک تنش فشاری ثابت قرار گیرد، ابتدا

یک تغییر شکل سریع به وقوع خواهد پیوست که مستلزم تناسب

باتنش اعمالی است ولی بلافاصله بار و الاستیسیته زمان تغییر

شکل ادامه می دهد و بعد از هفت سال (۴ یا ۵ سال) به اتفاق

می رسد. به این پدیده خزش یا پلان خمیری گویند. خزش

نیز هم تند جمع شکی در ابتدا شد زیادی دارد و تقریباً ۹۰ درصد آن

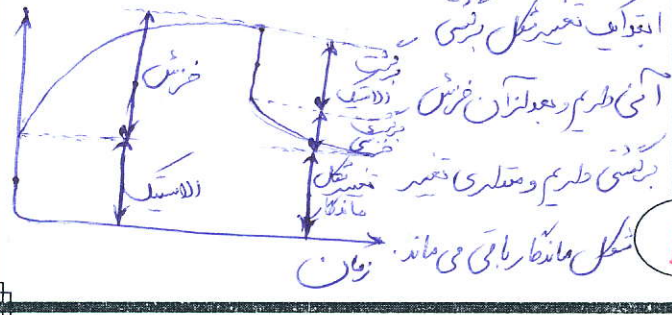
در ۱۸ ماه اول اتفاق می افتد. اگر بعد از آن بار بطری انجام دهیم

اتفاقی تغییر شکل بیشتری

آنی داریم و بعد از آن خزش

برشی داریم و مقداری تغییر

شکل ماندگار باقی می ماند.



عوامل تأثیرگذار بر فرسایش عبارت اند از:

- ریزش بیمان و انلازه و طانه بندی مصالح سنگی

- نسبت آب به بیمان

- رطوبت و دما که در بتن در آن به عمل می آید

- رطوبت محیط بچین بطری

- محبتن در حین کار بارگذاری

- مدت بارگذاری و تنش وارده

- نسبت سطح به حجم عضو بتنی

برای تنش های در محدوده الاستیک (کمتر از $0.5 f_c$) معادله

کرسن حاصل از فرسایش (وارفتگی) مناسب با کرسن آبی

$$E_{ci} = \phi E_{cc}$$

الاستیک است: ϕ تقریباً بین 1.5 تا 2 تغییر می کند و معمولاً افزایش

2 ظرف می کنند. مقدار ϕ را می توان از رابطه زیر بدست آورد

$$\phi = (3.6 - 2.4 RH^2) \frac{500 + 3E_{ci}}{400 + E_{ci}} \times \frac{W}{500} (1 + \frac{W}{C}) (1.72 - \log t)$$

در رابطه فوق t زمان بارگذاری بر حسب روز بوده و تغییر پارامتر

ها همانند معادله مربوط به جمع شدگی هستند.

رابطه بین ضریب ارتجاعی اولیه و درازمدت به صورت

$$E_{ci} = E_{cc} + E_{ce} = (1 + \phi) E_{ci}$$

$$\frac{f_{ci}}{E_{ci}} = (1 + \phi) \frac{f_{ci}}{E_{ci}} \rightarrow E_{ce} = \frac{E_{ci}}{1 + \phi}$$

اگر $\phi = 2$ فرض کنیم اصول الاستیک در درازمدت تقریباً

1/3 اصول الاستیک اولیه می باشد. که در محاسبات مربوط به تغییر شکل

تحت بارهای دائمی از E_{ce} استفاده می کنند.

۸-۳-۱) تغییر شکل های حراری:

همانند سایر مصالح

بیم بتن با افزایش دما انقباض می یابد و با کاهش دما

بیم بتن می یابد. اگر انقباضات (معنا طوری باشد که جبری

کاهش حجم در رفتن صورت با کاهش دما در عضو

تنش کششی به وجود می آید و بتن ترک می خورد. یکی از ترک های

معمول سازه های بتن مسلح ترک های می باشد که در روزهای

اولیه اتفاق می افتد این ترک ها موسوم به ترک های زودرس

حرارتی هستند که در طراحی سازه های محبوس با تغییرات دما

آب یا بتن بسیار محتمل هستند. برای کنترل ترک های

حرارتی در اعضا بتن اگرچه میلگرد های حرارتی و درز انبساط

قرار می دهند. در عمل برای محاسبه سازه های که تحت آثار

حرارتی قرار دارند دو حالت زیر در نظر گرفته می شود:

تغییرات حرارتی کوتاه مدت به میزان $\pm 10^\circ C$ (تغییرات

دما در شبانه روز) که در محاسبات از ضریب ارتجاعی اولیه

(E_{ci}) استفاده می کنند.

تغییرات حرارتی بلندمدت (تغییرات فصلی) که در محاسبات

از مدول ارتجاعی درازمدت (E_{ce}) استفاده می شود.

یکی از خواص مهم بتن نزدیک بودن ضریب انبساط حرارتی (α)

آن با فولاد است. مقدار ضریب انبساط حرارتی بتن

بتنی به جنس و بزرگی مصالح بتنی در دوین 10^{-5} تا 1.2×10^{-5}

متغیر است ولی در عمل مقدار این ضریب را مشابه فولاد

معادل 10^{-5} در نظر می گیرند.

۱-۹) درزهای بتن :

۱-۹-۱) درزهای اجرایی :

در بتن محل درزهای اجرایی باید دست گامی به عمل آید.
درزهای اجرایی را باید در مقاطع مشخصی کرد که در آنجا نیروهای داخلی و به ویژه نیروهای برشی حداقل است (به طور معمول در یک سوم عمای طول دهانه)

برای تأمین پیوستگی لازم در محل درزهای اجرایی باید سطح بتن قبلی عاری از زردغاب و خشن باشد.

۱-۹-۲) درز منظم کردن پلان :

اگر پلان نامنظم باشد و سطحی در قسمت های مختلف آن متفاوت باشد بر اثر نیروهای جانبی مثل باد یا زلزله لنگرهای خمشی برشی به سازه تحمیل می شود و اعتبارات در این موارد مستحق است که سطحی متفاوتی دارند که باید یک جدا سازیم که برای این منظور درزهای در پلان در نظر گرفته می شود.

۱-۹-۳) درز انبساط :

در ساختمان های که طول یا عرض آنها زیاد است لازم است با تعبیه درزهای انبساط امکان آزاد شدن تغییر شکل ها فراهم شود. فاصله بین دو درز متوالی در سازه های بتنی و گوبری ۲۵ متر در سازه های بتنی (مثل تیران) ۳۵ متر در سازه های در گوب ۵۰ متر در نظر گرفته می شود.

۱-۹-۴) درز انقطاع :

برای ساختمان های که مبت طول به عرض ساختمان لزر ۳ تیر است باید با تعبیه درزهای آن را به منقطع کند.

بابت طول به عرض کمتر لزر ۳ تبدیل کرد. در غیر این صورت باید تغییر شکل های ناشی از نیرو درز انقطاع در تحلیل منظور شود. عرض درز انقطاع باید به تدریج باشد که ساختمان را در اثر نیروها جانبی به یکدیگر پیوسته نماید. خواص سبب ششم مقررات ملی ساختمان در مورد درزهای انقطاع باید رعایت شوند.

۱-۱۰) تقویم مناسب برای پوشش بتن روی میلگردها :

در اثر خوردگی آرماتور ممکن است پلیدین و قله کن شدن سطح بتنی، روی دهد. این پدیده به ویژه در عرض میل ها در مناطق سردسیر، در صورت استفاده از مواد سیلیکات - مخ زدا و در سازه های بتنی در مناطق سردسیر و مرطوب، با عوامل محیطی مهاجم، می تواند منجر به وجود آلودگی شود.

از جمله عوامل مؤثر در تأمین پایایی (دوام) بتن مسلح و جلوگیری از خوردگی آرماتور تأمین تقویم مناسب برای پوشش بتن روی میلگردها می باشد. در جدول زیر حداقل پوشش بتنی روی میلگردها که برابر حداقل فاصله بین روی میلگردها (طول یا عرض) تا نزدیکترین سطح آزاد بتن است، در شرایط محیطی مختلف (به شرح زیر) آمده است :

شرایط محیطی متوسط : ساختمان های روزمینی که در معرض خطر تخریب بتن کلیدی بر اثر خوردگی بارهای دلری یون های تک نیستند. شرایط محیطی شدید : ساختمان های روزمینی در نواحی نزدیک به ساحل و در معرض وزش بارهای حلوی یون کلرید. همچنین قسمت های در ساختمان که در معرض مستقیم خاک است و بالای ناهیه بودن و واقع شده است و یا قسمت های که در اعماق زیر آب دریا واقع هستند.

شرایط محیطی خیلی شدید: تحت ماکزیمم در ساختمان که در تماس با خاک محاط است و در زیر سطح آب زیر زمینی واقع شده است (آب به راحتی می تواند از سطح داخل نفوذ کند).
شرایط محیطی فوق العاده شدید: ساختمان های دریایی که دارای تحت ماکزیمم در ناصیه جزر و مدی و ناصیه پاشش هستند.

نوع قطعه	شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق العاده شدید
تیرها و ستون ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال ها و تیرچه ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوار ها و پوسته ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

* اعداد درون جدول درجه بندی ملی هستند.
برای میلگرد ها با قطر بیشتر از ۳۶ میلی متر مقدار پخش باید ^{mm}افزاید.

۱- ۱۱) تسلیح بتن:

۱- ۱۱- ۱) میلگردهای فولادی:

در ساخت و ساز معمول، اکثر آبرای تسلیح بتن از میلگردهای فولادی استفاده می شود. میلگردها (آرماتور) در دو نوع ساده و آجدار تولید می شوند. به دلیل چسبندگی بهتر میلگردهای آجدار استفاده از میلگردهای ساده به جز در دوربیم ها مجاز نمی باشد.
میلگردها در قطر های ۶ الی ۳۲ میلی متر در بازار یافت می شوند و قطر میلگردها معمولاً به صورت زوج است (به جز میلگرد ۲۵) در نقشه کشی میلگرد ساده را با \emptyset و میلگرد آجدار را با Φ نشان می دهند.
رده میلگردها عبارت اند از: S240، S340، S400، S500. عدد بعد از S مقاومت مشخصه (تنش تسلیم) ۱۱

میلگرد درجه بندی مطابق با معیار ایران:

رده	سختی	شکل روست	تنش تسلیم (MPa)	تنش کششی (MPa)	کشش کششی
S240	نرم	ساده	240	360	0.25
S340	نسبتاً سخت	آجدار مربع	340	500	0.18
S400	بسیار سخت	آجدار خنثی	400	600	0.16
S500	سخت	آجدار دایره	500	650	0.10

جوش پذیری میلگردها به نحوه تولید و مقدار کشش آنها بستگی دارد. در معدنی بر مقدار کشش معادل کمتر از ۰.۵۱ درصد باشد میلگرد قابل جوش دادن است. مگر میلگردهای نرم خورد شده با ترکیبات شیمیایی متفاوت دارای جوش پذیری مطلوب هستند.

۱- ۱۱- ۲) میلگردهای کامپوزیتی:

میلگردهای کامپوزیتی از ترکیب الیاف و ماتریسی تشکیل از وزن های مختلف تشکیل شده است. الیاف مورد استفاده از نوع کربن، شیشه و آرامید هستند. وزن مورد استفاده در میلگردها از نوع اپوکسی و نایل است و پلی استر است.
با توجه به مقاومت مطلوب این میلگردها در برابر خوردگی، استفاده از این میلگردها با منظور نمودن رفتار ترد آنها، در نواحی با شرایط محیطی شدید و خیلی شدید مورد توجه می باشد.
میلگردهای فولادی شکل پذیری بیشتری نسبت به میلگردهای کامپوزیتی دارند. چگالی میلگردهای فولادی تقریباً پنج برابر میلگردهای کامپوزیتی است. ضریب انبساط طولی این میلگردها کمتر از فولاد است و حتی در نوع کربنی یا آرامیدی صحتی است اما ضریب انبساط عرضی آنها خیلی بیشتر از فولاد است.
مقاومت فشاری میلگردهای کامپوزیتی، کمتر از مقاومت

کششی آجانب، مقاومت فشاری سیلندرهای کامپوزیتی
 شیشه، کربن و آرا مید به ترتیب 0.55، 0.78 و 0.2
 مقاومت کششی آجانب

۱-۱۱-۳) فولاد پیش تنیدگی؟
 اعمال نیروی پیش تنیدگی به صورت پیش کشیدگی و پس کشیدگی می لید.

روشن کشیدگی روشنی است که در آن ابتدا فولاد
 پیش تنیدگی کشیده شده و سپس بتن در تماس با آرماتورها
 و کابل هارنجه می شود. بعد از گرفتن بتن و کابل
 مقاومت لازم، کابل ها از جک جدا و نیروی پیش تنیدگی به
 بتن اعمال می شود.

روشن پس کشیدگی روشنی است که در آن ابتدا فضای عبور
 کابل ها که اصطلاحاً غلاف نامیده می شود، تهیه می گردد و
 پس از بتن ریزی و نصب مقاومت لازم، فولاد پیش
 کشیده و چهارمک و بدین ترتیب نیروی پیش تنیدگی به بتن
 سخت شده اعمال می شود.

انواع مختلف فولاد پیش تنیدگی به شرح زیر است:
 - سیم بکون پوشش نسوز زنگار شده
 - رشته (کابل یا استرند) مشگل از جهت سیم (مقوّل)
 - میل فولادی به مقاومت بتن پوشش
 مقاومت کششی انواع فولادهای پیش تنیدگی باید بین ۱۲۰۰
 تا ۲۲۰۰ مگاپاسکال باشد. مقاومت غلاف کابل های معمولی
 بین ۱۷۰۰ تا ۱۸۵۰ مگاپاسکال است.

۱-۱۲) اصول تحلیل و طراحی؟
 ۱-۱۲-۱) مشخصات مکانیکی مصالح:

* برای ساختمان های بتن آرمه، بتن رده C۲۰ و بالاتر و
 برای ساختمان های بتن پیش تنیده، بتن رده C۳۰ و بالاتر
 به عنوان مبنای طراحی مد نظر گرفته می شود.

* مقدار ضریب ارتجاعی بتن با جرم مخصوص (γ) بین ۱۵ تا
 ۲۵ کیلو نیوتن بر متر مکعب و مقاومت ششگانه (f_c) کمتر از
 ۱۲۰ مگاپاسکال از رابطه زیر تعیین می شود:

$$E_c = \left(\frac{\gamma_c}{2.3} \right)^{1.5} (3300 \sqrt{f_c} + 6900)$$

همچنین برای مقاومت های کمتر از ۵۰ MPa می توانیم از
 فرمول ساده زیر استفاده کنیم: $E_c = 5000 \sqrt{f_c}$
 در روابط فوق مدیر:

E_c : ضریب ارتجاعی (اصول الاستیسته)، MPa
 f_c : مقاومت ششگانه بتن، MPa
 γ_c : وزن مخصوص بتن، kN/m^3

* در تحلیل خطی مقدار مدول ارتجاعی فولاد $E_s = 2 \times 10^5 MPa$

* ضریب انبساط حرارتی بتن و فولاد با هم برابر فرض می شود
 و معادل 10^{-5} در نظر گرفته می شود.

* ضریب پواسون بتن های معمولی برابر 0.15 و بتن های
 پر مقاومت برابر 0.2 و فولاد برابر 0.3 در نظر گرفته می شود.

۱-۱۲-۲) اثر ترک خوردگی؟

در تحلیل سازه باید سستی خمشی اعضا ترک خورده به نحو مناسب
 محاسبه و منظور شود. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور
 کردن اثر ترک خوردگی می توان از ضرایب زیر استفاده کرد:

— در قاب های چهار ضلعی سطحی همی و غیره و سون ها را
به ترتیب معادل 0.35 و 0.7 برابر سطحی همی متعلق رقب
نموده آنها منظور نماید.

— در قاب های چهار ضلعی سطحی همی و غیره و سون ها را
به ترتیب 0.5 و 1 برابر سطحی همی متعلق رقب نمود
آنها منظور نماید.

— سطحی همی دایره ها در هر دو جهت را در صورتی که رقب فرد
باشد 0.35 و در غیر این صورت 0.7 برابر سطحی همی متعلق
کل منظور نماید.

۱-۱۲-۳) روش های تحلیل سازه :

هدف از تحلیل سازه، تعیین نیروهای داخلی در مقاطع
مختلف و تعیین مکان نقاط مختلف تحت اثر بارهای وارده،
با مد نظر گرفتن مشخصات مکانیکی و هندسی (فرک موردی)
آنها است، در مجموع مهم مقدمات ملی ساختمان
اجازه استفاده از روش تحلیل به شرح زیر داده شده است:

الف) تحلیل خطی: در این روش محاسبه نیروها در مقاطع مختلف
ساختمان با فرض خطی بودن رفتار مصالح، کوچک بودن
تغییر شکل ها و بر اساس تئوری الاستیسیته انجام می شود. این
روش در محاسبات حالت های عددی خاص و به جز برای
قابل استفاده است. در ساختمان های قابی چهار ضلعی جانبی
استفاده از این روش به شرطی مجاز است که ضریب لاغری
ستون ها $(\frac{h}{r})$ کمتر از حد باشد.

ب) تحلیل خطی با بار پخش محدود: در این روش محاسبه
نیروهای داخلی با فرضیات مشابه روش تحلیل خطی انجام می شود
با توجه به مشخصات مکانیکی می توان نیروهای موجود را به میزان

محدودی کاهش یا افزایش داد. در این روش می توان نیروهای
داخلی محاسبه شد با روش تحلیل خطی را در مقاطع تحت اثر لنگر
همی بیشینه همی و یا لنگر همی بیشینه مثبت در مرد ها و تیرها
تکسر هدا لنگر به میزان 0.4 تا 0.6 و بیشتر از 20 درصد کاهش داد
که در یک کرنش خاص در مودهای کششی در هنگام شکست
تین است. باز پخش لنگر همی مقدار مقاطع انجام می شود
که در آنجا و نیز کمتر یا صافی 0.5 تا 0.7 باشد. در صورت
کاهش لنگر در هر مقطع باید مقدار لنگر در سایر مقاطع با توجه به
تعادل بارها تغییر داده شود.

ج) تحلیل غیر خطی: در این روش مقادیر نیروهای داخلی با
توجه به رفتار غیر خطی مصالح یا رفتار غیر خطی هندسی تعیین
می شود. این روش در حالت های عددی خاص مورد استفاده
قرار می گیرد و به کارگیری آن در مشربهای در لاغری ستون ها
بسیار از حد است، الزامی است.

د) تحلیل پلاستیک: در این روش تحلیل، مقادیر
نیروهای داخلی با فرض رفتار پلاستیک اعضا و استفاده
از تئوری پلاستیسیت و تنهاد حالت عددی خاصی محاسبه
می شود.

۱-۱۲-۴) اعضای سازه ای :

برای تحلیل ساختمان باید اعضای سازه ای در سه صورت
هندسی به شرح زیر دسته بندی شوند

الف) اعضای میلای : در این اعضا یکی از ابعاد (طول عضو)

به طور قابل ملاحظه ای از دو بعد دیگر بزرگتر است و دو بعد اخیر
که ابعاد مقطع هستند اختلاف کمی با هم دارند در اعضای میلای
سازه نسبت طول به بعد بزرگ مقطع بیش از ۴ در اعضای
میلای پوسته بیش از ۲۵ است.

ب) اعضای صفحه ای : در اعضای صفحه ای یکی از ابعاد

(ضخامت عضو) به طور قابل ملاحظه ای از دو بعد دیگر کوچکتر
است. در صفحات نازک نسبت ضخامت به عرض صفحه
کمتر یا مساوی ۰.۱ منظور می شود. دال ها و دیوارها غیر متناهی
از صفحات نازک و شالوده ها غیر متناهی از صفحات ضخیم هستند.

ج) اعضای پوسته ای : این اعضا همانند اعضای صفحه ای

هستند اما میان صفحه ایها تحت بارهای عمود بر طول و تحت
تحت نمی باشد.

د) اعضای سه بعدی : در این اعضا هیچ یک از ابعاد امتلا

قابل ملاحظه ای با دو بعد دیگر ندارد و جزء اعضای دیگر قرار نمی گیرند.

۱-۱۲-۵) اهداف طراحی :

الف) ایمنی : یعنی عملکرد پایبندی ساختمان در برابر خطر

به وجود آمده برای ساکنین و سایر افراد در محدوده ساختمان است.
به عبارت دیگر ایمنی بدین معنی است که مقاومت سازه در
مقابل تکان بارها که احتمال وقوع آنها بر سازه می رود کافی باشد.

ب) قابلیت خدمت رسانی : عملکردی از ساختمان که

ساکنین را قادر به استفاده راحت از ساختمان می سازد یا از
احساس عدم راحتی سایر افراد در محدوده ساختمان جلوگیری می کند
و در ضمن سایر کارکردهای مورد نیاز ساختمان را به صورت مناسب
برآورده می سازد.

ج) قابلیت استفاده مجدد : عملکردی که تجدید کارکرد داده

(استفاده از ساختمان مورد افحلال را میسر می سازد).

د) مقاومت در برابر خرابی پیش رونده : خرابی پیش رونده

به صورت انتشار خرابی موضعی تولید لکریک الیاف الیاف
دیگر تعریف می شود. که در نهایت منجر به خرابی کل ساختمان یا
خرابی ناقصات بخش بزرگی از آن می گردد. این خرابی
می تواند ناشی از انفجار، آتش سوزی، تصادم وسایل نقلیه یا
زلزله باشد. مقاومت در برابر این خرابی با پوسته ای مناسب
آرماتورها، رعایت الزامات سازه های برشی و وصله های پوسته ای
در بتن ها، اتلاف انرژی مناسب به علت شکل پذیری
کامپی ساختمان، افزایش درجه نامعنی ساختمان و محیا نمودن سازه های
مناسب جاذب زلزله برای انتقال بار تا زمین می شود.

ه) دوام : عملکرد ساختمان در برابر عملکرد تخریبی و آسیب به

زمان به دلیل افحلال مواد ساختمانی ناشی از تخریب پدید
مورد انتظار می باشد.

۱-۱۲-۶) روش های طراحی :

مبحث عدم مقررات ملی ساختمان اجازه طراحی ساختمان

بر اساس سه روش زیر را داده است :

الف) طراحی براساس عملکرد: در این روش طراحی بر اساس یک سطح عملکرد و یک سطح خرابی از پیش تعیین شده تحت زلزله سطح خطر مورد نظر انجام می شود. سطح عملکرد و سطح خطر زلزله براساس مواظله مربوطه انتخاب شده و سپس با استفاده از روش های تحلیل سازه مبتنی بر محاسبه نیروهای داخلی، تغییر شکل و تغییر مکان اعضاء طراحی مقاطع اقدام می شود.

ب) طراحی براساس دوام: در مورد ساختمان های یک در شرایط محیطی نامساعد قرار می گیرند لازم است طراحی ساختمان براساس یک مجموعه معیارهای طراحی در منحنی یک سطح دوام قابل قبول است، انجام شود.

ج) طراحی در حالت های حدی: روش طراحی در سطح پنجم مقررات ملی ساختمان و همچنین آیین نامه بتن ایران براساس حالت های حدی است. حالت های حدی به شرحی است که در آخر تمام یا بخشی از اعضاء ساختمان به حرکت در آن حالات برسند، قادر به انجام وظایف خود نباشند و از حیز انتفاع خارج می شوند. حالت های حدی به پنج بخش اصلی به شرح زیر تقسیم می شوند:

۱) حالت های حدی خرابی: این حالت ها در ارتباط با ظرفیت باربری مدارک ساختمان تعیین شده که لذا از آنها باعث ناپایداری بخشی یا تمام اجزای ساختمان می شود. این حالت ها ممکن است در یکی از شرایط زیر مطرح شوند:

- از بین رفتن متعادل استاتیکی تمام یا قسمتی از ساختمان

- حصول شرایط استاتیکی یا تغییر شکل های بیش از حد (حد مقاومت مصالح) و یا تبدیل تمام یا بخشی از ساختمان به مکانیزم - از دست رفتن پایداری تمام یا بخشی از ساختمان

۲) حالت های حدی بهره برداری: این حالت ها به شرایط بهره برداری یا پایایی (دوام) ساختمان مرتبط شده و لذا از آنها قابلیت بهره برداری مناسب در بنا را از بین می برد و غالباً به یکی از اشکال زیر اتفاق می افتد:

- تغییر شکل بیش از حد اجزای سقف به نحوی که بر عملکرد مطلوب ساختمان اثر نامناسب نداشته و یا باعث آسیب به بقدها و اجزاء سکنی بر سقف شود.

- ترک خوردگی بیش از حد و خصوصاً باز شدن ترک ها به طوری که منجر ایجاد شرایط ظاهری نامناسب، خطر خوردگی میلگرد های فلزی را افزایش دهد.

- لرزش بیش از حد ساختمان تحت اثر بارهای بهره برداری، ماشین آلات و یا وسایل متحرک در این حالت لازم است میزان تغییر شکل و ترک خوردگی اعضاء ساختمان تحت اثر بارهای بهره برداری محسوسه کمتر از مقدار حدی مشخص شده باشد.

۱-۱۲-۷) طراحی در حالت های خرابی مقاوم:

کلید اجزای سازه ای باید در حالت های خرابی مقاوم محاسبه شوند و در هر مقطع رابطه عمومی زیر برقرار باشد:

$$S_u \leq S_r$$

در این رابطه S_u نیزه های خرابی ایجاد شده در مقطع است و S_r نیروی مقاوم عفو در مقطع مورد نظر است.

۱-۱۲-۷-۱) نیروی ایجاد شده در مقطع در حالت حدی نهایی

نیروی ایجاد شده در مقطع در حالت حدی نهایی (S_u) شامل نیروی محوری، نیروی برشی، لنگر خمشی و لنگر چسبی باید با توجه به تحلیل سازه تحت ترکیبات بارگذاری مختلف در حالت نهایی محاسبه شوند و ماکسیمم این ترکیب بارها به عنوان S_u در نظر گرفته می شود. برای تعیین بارهای نهایی، مقدار بارهای مشغول در ضرایب بار (ϕ) که معمولاً بزرگتر از یک هستند ضرب می شوند و با هم ترکیب می شوند.

* ترکیبات بارگذاری در حالت حدی نهایی:

بار مرده (D) + بار زنده (L) : $1.25D + 1.5L$
 بار مرده (D) + بار زنده (L) + بار زلزله (E) : $D + 1.2L \pm 0.84E$
 بار مرده (D) + بار زنده (L) + بار باد (W) : $D + 1.2L \pm 1.2W$
 بار مرده (D) + بار زنده (L) + بار یخبندان (H) : $1.25D + 1.5L + 1.5H$
 بار مرده (D) + بار زنده (L) + فشار مایع (F) : $1.25D + 1.5L + 1.26F$

ترکیب بارهای دیگری شامل بار سیل و بار یخ و بار ناشی از تغییر دما و ... ذکر نشده و ... وجود دارند که به دلیل کاربرد محدود آنها از ذکر آنها صرف نظر می شود (برای اطلاعات بیشتر می توانید به محبت ششم یا محبت هفتم مقررات ملی ساختمان در ویرایش ۱۳۹۲ مراجعه فرمایید) و حل مسائل پرکاربردترین ترکیب بار ترکیب بار $1.25D + 1.5L$ است. توصیه می شود به خاطر بیابارید.

در ترکیب بارهای فوق در شرایطی که اثر بار زنده کاهش رده

است، این آثار مطاول مقررات.

۱-۱۲-۷-۲) نیروی مقاوم (S_c)

نیروی مقاوم مقطع باید متناسب با مشخصات هندسی و مکانیکی مقطع عضو در برابر آن نیرو و با توجه به شرایط تعامل نیروها و سازگاری تغییر شکل ها محاسبه شود. در تعیین نیروهای مقاوم ضوابط و مراحل ذکر شده در فصول بعدی باید در نظر گرفته شود. برای محاسبه نیروهای مقاوم مقدار مشخصه بتن و فولاد در ضرایب ایمنی جزئی (ϕ) زیر ضرب می شوند:

ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات درجا: $\phi_c = 0.65$
 ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن در قطعات پیش ساخته: $\phi_c = 0.7$
 ضریب ایمنی جزئی مقاومت فولاد: $\phi_s = 0.85$

محتمل است در محبت اطمینان ضریب ایمنی جزئی مقاومت بتن (ϕ_c) برابر 0.65 فرض شود، همچنین روابط ارائه شده در محبت هفتم مقررات ملی ساختمان با فرض 55 درصد ϕ_c است.

۱-۱۲-۸) کنترل در حالت حدی بهره برداری:

کنترل اعضای مختلف سازه ای در دو حالت حدی تغییر شکل و ترک خوردگی و تحت اثر ترکیب بار حالت حدی بهره برداری انجام می شود. ضرایب ایمنی جزئی ترکیب بارهای بهره برداری برابر واحد هستند ($D + L$). مقدار تغییر شکل و ترک خوردگی تحت این ترکیب بارها باید کوچکتر از مقدار مجاز باشد.

* فصل دوم: طراحی اعضا تحت خمش *

(۱-۲) فرضیات محاسباتی:

طرح و محاسبه مقاطع بتن مسلح به روش مادی انجمنی مقادیر و با توجه به تیرهای داخلی ایجاد شده تحت ترکیبات بارهای مربوطه، با استفاده از فرضیات زیر انجام می‌گیرد:

۱- فرضیه ناپدید شدن مقطع و عمود بر بار بعد از تغییر شکل عضو نیز مقطع و عمود باقی می‌ماند. بر اساس این اصل در هر مقطع توزیع کرنش در ارتفاع مقطع، خطی در نظر گرفته می‌شود. این فرض در مقاطع خمشی با ارتفاع زیاد (تیرهای عمیق) که شامل تیرهای بالین ارتفاع مقطع به دهانه آزاد بزرگتر از ۵۰٪ می‌باشد، مورد قبول نیست.

۲- به گونه لگزش و جابه‌جایی بین تیرها و میلگردها ایجاد نمی‌شود. به عبارت دیگر تغییر شکل هر میلگرد فکری و غلاف بتنی در آن یکسان است.

۳- بعد از گذر تغییر شکل خمشی (کرنش) بتن در صورتین تا فشاری

(ϵ_{cu}) مطابق جدول زیر است:

C70 و بالاتر	C60	C55	C50 تا C42	رده بتن
0.0028	0.0030	0.0032	0.0035	ϵ_{cu}

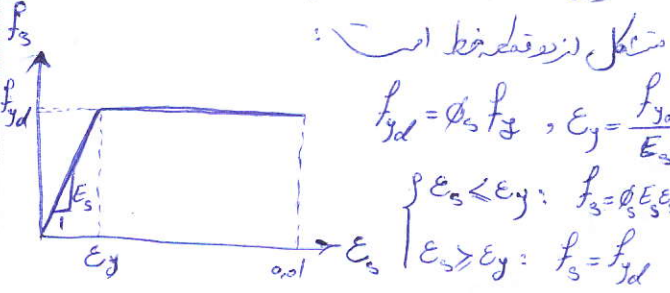
۴- به جای مجموعه میلگردهای موجود در قسمت کششی یا فشاری بتناج می‌توان یک میلگرد فرضی با سطح معادل مجموعه در مرکز نقل آنجا قرار داد و مشروط به آنکه آشیانه ایجاد شده در مورد تغییر شکل کمتر از

۱۵ درصد باشد.

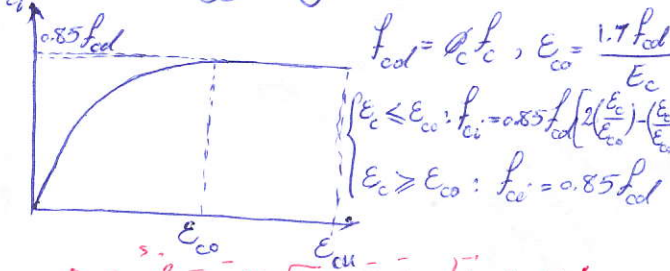
۵- نمودارهای تنش-کرنش واقعی بتن و فولاد با نمودارهای محاسبه جایگزین می‌آید.

(۲-۲) نمودارهای محاسبه:

(الف) فولاد: برای فولادهای نرمه و فولادهای که به طور طبیعی سخت بوده و با افزودن گرم سلفیدی شوند، از نمودار الاستوپلاستیک



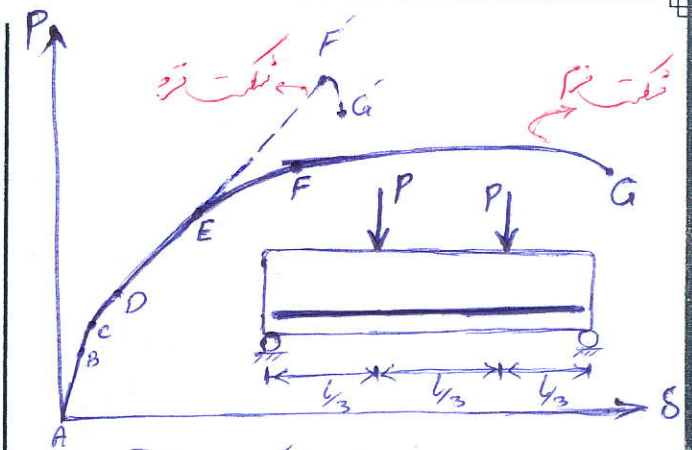
(ب) بتن: معنی تنش-کرنش واقعی برای بتن وجود ندارد و شکل آن بستگی به سرعت بارگذاری، مقاومت خمشی بتن و طرح اقطاع اتحالی و عوامل دیگر دارد. برای تحمیل در محاسبات می‌توان از نمودارهای تنش-کرنش محاسبه (اندر آل) استفاده کرد که نمونه‌ای از آن‌ها نمودار رسمی - مشکل است:



(۳-۲) بررسی رفتار تیر بتن آرمه تحت خمش:

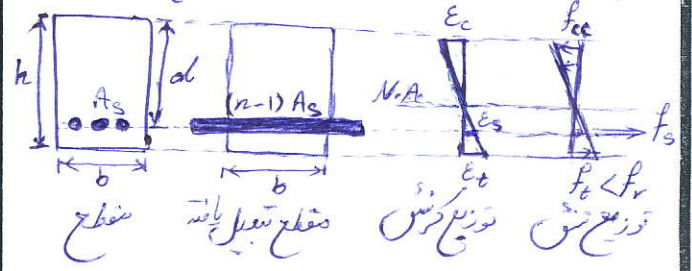
۱- تحت بررسی رفتار اعضا بتن آرمه تحت خمش، بررسی رفتار یک تیر بتنی دو سر ساده تحت دو بار متمرکز در یک سوم دهانه صاف است. توجه به نمودارهای لنگر خمشی و نیروی برشی این تیر نشان می‌دهد که تیر در یک سوم میانه طول خود تحت

خمش خالص قرار دارد.



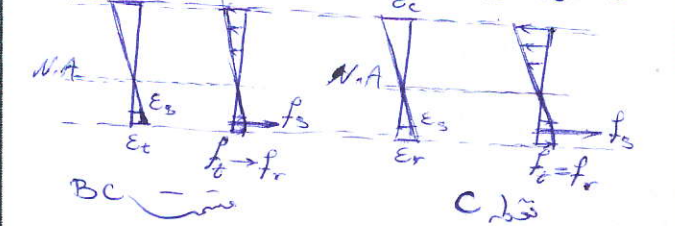
مختی باز تغییر مکان فوق مربوط به یک تیر است که بر اساس تجربیات در بارهای خاص رسم شده است. همان بود که از شکل مشاهده می شود این مختی دارای صفت های مختلفی است که در ادامه به توضیح رفتار اجزای این مختی پرداخته می شود:

الف) رفتار خطی مقطع در حالت ترک نخورده (A-B)
 این حالت در ابتدای بارگذاری رخ می آید، در این زمان به دلیل کم بودن حداکثر تنش در منطقه کشش بتن، در مقطع ترک خوردگی ایجاد شده و مقطع کاملاً به صورت خمی محل می لند. در این حالت می توان از روابط مقاومت مصالح و استناد از مقطع تبدیل یافته برای محاسبه تنش ها اقدام کنیم. برای تبدیل مقطع از مرتبه n در نسبت مدل الاستیک مصالح تبدیل شونده به مصالح خنای است استناد می شود.



توزیع تنش
 توزیع تنش
 مقطع تبدیل یافته
 مقطع

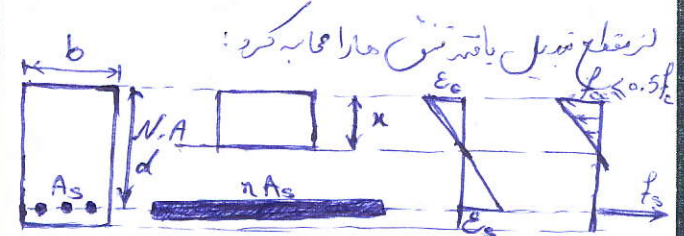
ب) ظهور تغییر شکل های پلاستیک در وقت کشش:
 سمت BC از مختی P-8 می آید و مختی است که در مقطع ترک نخورده است. اما تنش در درون بار کششی مقطع به مقاومت کشش بتن تحت کشش ناشی از تنش (مدول کششی، f_r) نزدیک می شود. نقطه C می آید آغاز ترک خوردگی مقطع تن آورده است. بارهای در آن ترک خوردگی مقطع اتفاق می افتد، بار ترک خوردگی (P_{cr}) و لنگر منظر با آن را لنگر ترک خوردگی (M_{cr}) نامیده می شود.



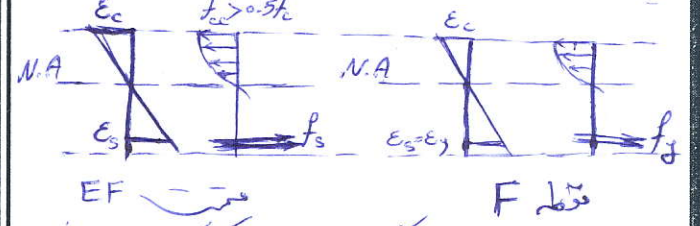
ج) افزایش ترک ها: سمت CD از مختی P-8 بیان کرده مختی است که در نقطه ترک ها در سمت میانی تیر افزایش می یابد. در حقیقت به محض وقوع اولین ترک خوردگی در مقطع، تنش کششی مقطع به فولاد منتقل می شود و با تغییر جزئی در بار، این وضعیت به سایر سمت ها گسیب سوم می آید. مشابه می لند و در نتیجه تحت افزایش کمی در میزان بار، تعداد ترک ها افزایش می یابد. افزایش مقدار ترک ها در مختی P-8 رفتار غیر خطی ایجاد می لند، به صورتی که نسبت مختی P-8 در سمت CD نسبتاً کاهش می یابد که این به سبب کاهش درختی کشش مقطع است.

د) باز شدن ترک ها و رفتار خطی مقطع در فاصله فشاری:
 سمت DE از مختی P-8 و مختی از رفتار تیر کششی تحت بار رانشان می دهد که با افزایش بار، دیگر تعداد

ترک ها افزایش یافته و فقط محکم ترک حاصل می شود
 در این حالت تقریباً تمام نیروی کششی مقطع به وسیله فولادها
 کششی تحمل می شود و فقط ناصیه بسیار محدودی از بتن مقطع در محاسبات
 تارفتنی صفت اندکی از نیروی کششی مقطع را تحمل می کند. در
 صفت شاری بتن، حداکثر تنش در محددترین تارفتاری هنوز
 به محدوده $f_{yk} \leq 0.5 f_{yk}$ (حد الاستیک بتن) فرسیده است و می توانیم
 رفتار بتن فشاری را با ترتیب خوبی خطی در نظر بگیریم. این رفتار
 معروف به رفتار الاستوپلاستیک برای مقطع بتن در این است
 در این حالت نیز می توان با صرف نظر از بتن کششی و استاده



فیدج کشش وینج کشش مقطع تبدیل یافته
 (ه) رفتار غیر خطی بتن در رفتار الاستیک فولاد؟
 صفت EF از صفتی P-S معروف و صفتی است که با
 نزدیکترین بار و دگرگشتی، تنش حداکثر در محددترین تارفتاری
 بتن $f_{yk} \leq 0.5 f_{yk}$ میسر شده و بنابراین رفتار بتن در این خطی نیست
 این در حالی است که تنش فولاد در ناصیه کششی هنوز به حد تسلیم نرسیده



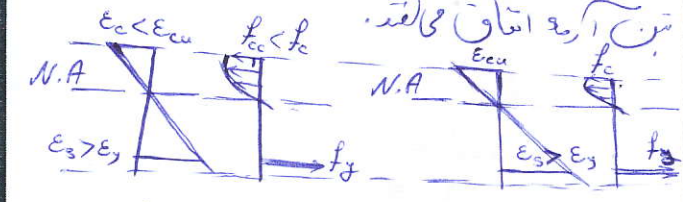
مقطع F از صفتی P-S میانه و صفتی است که در کشش تیر در ناصیه
 فولاد کششی به کشش تسلیم فولاد رسیده است و همچنین قسمت
 فشاری آن در ناصیه غیر خطی است. در این حالت به دلیل
 افزایش نیروی کششی سوتیت کارایی هر تارفتاری

بسیار بالا حرکت کرده است.

و) تشدید رفتار غیر خطی بتن و جاری شدن فولاد؟

صفت FG از صفتی P-S میان تر و صفتی است که با
 جاری شدن فولاد کشش در فولاد (افزایش می یابد ولی تنش
 کششی در نتیجه آن نیروی کششی ثابت است و به دلیل
 تعادل مقطع نیروی فشاری نیز ثابت است. فقط با
 افزایش کشش بتن رفتار فشاری بتن بیشتر غیر خطی می شود
 و به دلیل (افزایش تنش فشاری و ثابت ماندن نیروی فشاری
 تارفتنی به طرف بالا حرکت می کند. در ناصیه FG به دلیل تسلیم
 فولاد کششی تغییر مکان قابل ملاحظه ای در سرتین آرمه اتفاق
 می افتد ولی به دلیل ثابت بودن نیروی های کششی و فشاری
 در میزان بار یا دگرگشتی با آن تغییری پدید نمی آید.

سراخام در نقطه G از صفتی P-S بار سرتین کشش دورترین
 تارفتاری به کشش صفت بتن (ϵ_{cu}) رسید نقطه که بتن
 تحت حداکثر تنش فشاری (f_{yk}) است خرد می شود و با کاهش
 سطح مقطع بتن فشاری و ضعیف شدن حداکثر تارفتاری سرتین
 سرتین می کشد و با خرد شدن بتن فشاری کشش فشرده تیر



ممكن است رفتار دیگری برای مقاطع فشرده بتن آرمه تصور کرد
 که با صفتی غلط من نشان داده شده است در این حالت ممکن
 است بتن به حد جاری شدن فرسودگی از آن کشش سرتین

به ϵ_{cu} برسد. در این هنگام قسمتی از بتن خرد می شود و به

بیرون برتاب می شود و در لحظه کوتاهی کل بتن فشاری با فشاری بلند به صورت انفجاری متلاشی می شود و بدون اینکه رفتار شکل پذیری در تیر بتن اگر چه به وجود آید.

۲-۴) انواع گسستگی عضو خمشی:

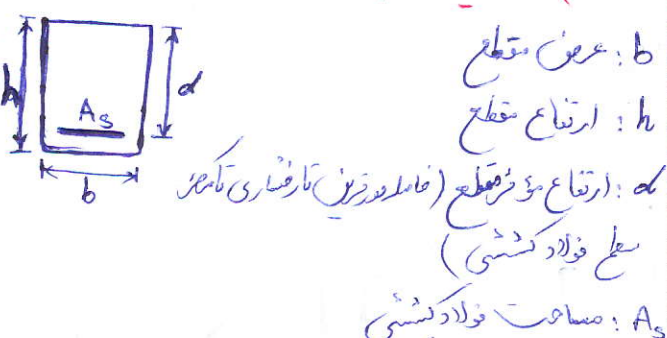
همان طور که مشاهده شد دو نوع شکست خمشی برای اعضا بتن آرمه اتفاق می افتد:

۱) شکست شکل پذیر یا نرم: در این نوع شکست ابتدا سازه های کششی به مزه جاری شدن می رسند و پس از آن بتن فشاری به حد گسستگی می رسد. به این نوع شکست شکست کششی نیز می گویند. در این نوع شکست با جاری شدن فولاد و افزایش تغییر مکان تیر و اندک ترک ها مهارتی برای شکست قریب الوقوع وجود دارد و فرصت کافی برای تحلیل سازه و جانمایی و جابه اندازی

۲) شکست غیر شکل پذیر یا ترد: در این نوع شکست ابتدا بتن ناچاره فشاری به حد σ_{cu} می رسد و بعد از آن (بدون جاری شدن فولاد) شکست تیر اتفاق می افتد. این نوع شکست ناگهانی و بدون هشدار قبلی است. به این شکست شکست فشاری نیز می گویند. فولاد کششی کم باشد جاری شدن فولادها با نیروی کمتری انجام می شود و شکست نرم اتفاق می افتد و آزمون فولاد کششی زیاد باشد جاری شدن فولادها با نیروی بیشتری انجام می شود و شکست نیز نوع ترد است. کم بودن و زیاد بودن فولادها بایک وضعیت مندی به نام فولاد متعادل (A_{sb}) منجر می شود که عبارت است از مقدار فولادی که اگر در یک مقطع مشخص قرار داده شود در همان لحظه ای که فولاد به حد جاری شدن می رسد

تن به حد گسستگی می رسد و شکست متعادل اتفاق می افتد. حال اگر مقدار فولاد یک مقطع کمتر از فولاد متعادل (بالا نشود) باشد شکست نرم و اگر بیشتر باشد شکست ترد اتفاق می افتد. به این دلیل به مقطعی که شکست نرم دارد بتن فولاد (تحت مسلح) و به مقطعی که شکست ترد دارد بتن فولاد (نوع مسلح) گویند.

۲-۵) تعاریف و بلوک فشاری متعادل:



هر نسبت سطح مقطع فولاد کششی به سطح مقطع مؤثر $(\rho = \frac{A_s}{b \cdot d})$

$f_c = \sigma_c$: مقاومت مشخصه طرح بتن

$f_y = \sigma_s$: مقاومت مشخصه طرح فولاد

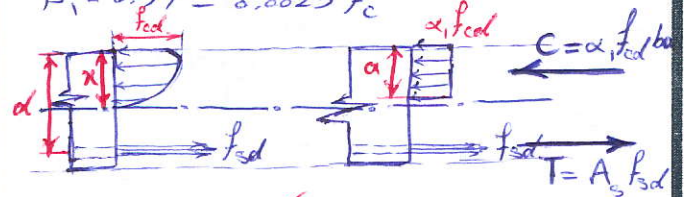
x : فاصله دورترین تار فشاری تا محور خنثی

در طراحی به روش حالات حدی گاهی مقاومت توزیع تنش در ارتفاع مقطع همانند شکل مربوط به نقطه شکست تیرینی (نقطه ۱) است. برای محاسبه گشتاور مقاوم مقطع نیاز داریم مقدار ضریبی فشاری و محل اثر آن در مقطع را بدست آوریم. برای این کار اگر از استرالایزاسی استفاده نماییم حل مسائل خیلی دشواری می شود به این دلیل از همان ابقای توسعه روش های محاسبه مقاومت گاهی سعی بر این بوده است که بلوک تنش سهمی را بایک شکل هندسی ساده تر که از لحاظ استاتیکی متعادل آن باشد جایگزین کنند (مهرت ها و مرکز سطح خنثی)

یکی از این اشکال ساده بزرگ تنش مستطیلی می باشد که اولین بار توسط ویتنی (Whitney) پیشنهاد شد. ارتفاع بزرگ تنش مستطیلی (a) به صورت نسبتی از ارتفاع تار کشی بیان می شود. $(a = \beta_1 x)$ و شدت تنش آن به صورت $f_{bc} = \alpha_1 f_{cd}$ بیان می شود. سبب عدم مقررات ملی ساختمان مقادیر α_1 و β_1 را به صورت زیر تعریف می کند:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c$$



۶-۲) نسبت فولاد و بتن با نسبت متعادل:

همان طور که گفته شد نسبت متعادل کلاسی است که با رسیدن کرنش تشاری در صورتی که تار کشی بتن به ϵ_{cu} کرنش مربوط به فولاد کششی به حد تسلیم (f_y) برسد.

گام اول: (محاسبه α_1 ، β_1 ، f_{cd} و f_{sd})

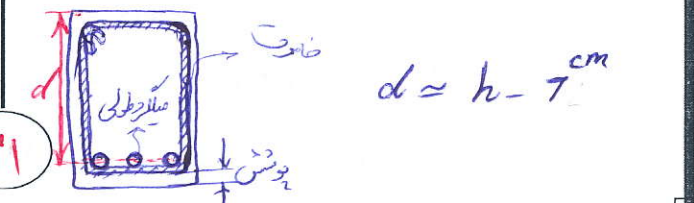
$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \\ \beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{cd} = \phi_c f_c = 0.65 f_c \\ f_{sd} = \phi_s f_y = 0.85 f_y \end{array} \right.$$

* معمولاً در این مسائل مشخصات مصالح (f_y و f_c) معلوم است

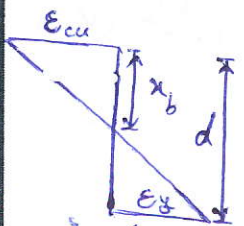
معین ابعاد مقطع متعادل است و اگر ارتفاع مؤثر مشخص نبود به صورت زیر در نظر می گیریم:

$$d = h - (\text{نصف قطر میلگرد}) - (\text{قطر ضروت}) - (\text{ضخامت پوشش})$$

$$\rightarrow d \approx h - 4.5 \text{ cm} - 1 \text{ cm} - 1.5 \text{ cm}$$



گام دوم: (تعیین محل تار کشی)



$$\frac{\epsilon_{cu}}{x_b} = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_g}{d}$$

$$\Rightarrow x_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \frac{f_y}{E_s}} d$$

توزیع کرنش در حالت متعادل

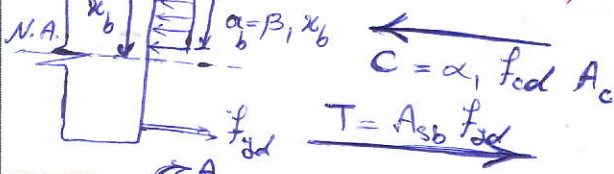
رابطه فوق برای تمام مقاطع و مقادیر های بتن مختلف صادق است. با فرض $E_s = 200 \text{ GPa}$ و اینکه در اکثر مسائل f_c کوچکتر از 50 MPa یا استقامت کم عملی نباشد ۱-۲ (معمولاً افزون)

$$\epsilon_{cu} = 0.0035 \text{ است. حال داریم:}$$

$$x_b = \frac{0.0035}{0.0035 + \frac{f_y}{2 \times 10^5}} d \rightarrow x_b = \frac{700}{700 + f_y} d$$

در اینجا فوق f_y در بر MPa است

گام سوم: (محاسبه مقدار فولاد متعادل)



$$C = T$$

$$\alpha_1 f_{cd} A_c = A_s f_{sd}$$

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_{cd}}{f_{sd}} A_c$$

مقطع متعادل

در اینجا فوق A_s سطح مقطع فولاد متعادل است و A_c سطح

مت تشاری بتن است که با محوری به مولدات تار کشی و به فاصله

مت تشاری بتن است که با محوری تار کشی قرار دارد، محصور شده است

$$A_c = b \beta_1 x_b$$

$$\rightarrow A_s = \frac{\alpha_1 \beta_1 f_{cd}}{f_{sd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right) b \cdot d$$

$$\rho_b = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{\alpha_1 \beta_1 f_{cd}}{f_{sd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right)$$

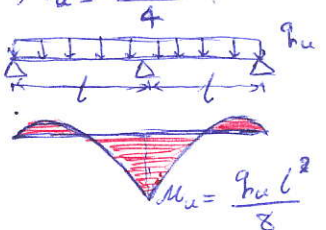
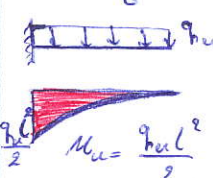
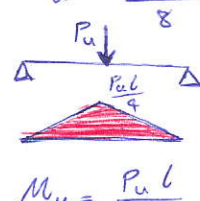
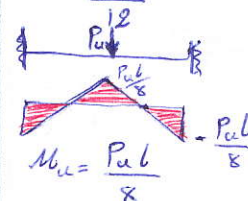
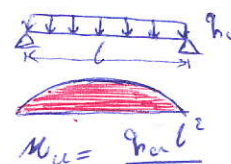
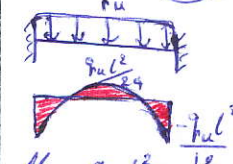
۷-۲) طراحی تیر مستطیلی با فولاد کششی تنه:

در این مسائل مقادیر مصالح (f_c و f_y) مشخص است و هدف پیدا کردن مقدار فولاد مورد نیاز است:

گام اول: (محاسبه M_u)

اگر در صورت سوال مقدار M_u معلوم نبود باید با توجه به بارگذاری داده شده مقدار M_u محاسبه شود. M_u حداکثر گشتاوری ایجاد شده در تیر تحت بارهای خاص است. (معمولاً بار مرده ای که در صورت سوال داده می شود بعین در نظر گرفته می شود و وزن تیر را هم باید با فرض چگالی بتن $24 \frac{Kw}{m^3}$ یا $25 \frac{Kw}{m^3}$ وزن تیر را هم صورت یک بار گسترده بر روی تیر در نظر بگیریم.

در زیر نمودار گشتاوری چند تیر پرکاربرد آمده است:



گام دوم: (تعیین ابعاد مقطع)

وقتی دست طراح برای انتخاب طویل باز باشد، بهترین ابعاد طوری انتخاب شوند که $\epsilon_s \geq 0.004$ شود. با این فرض در هنگام انتخاب فولاد کششی جاری شده است و نکته زیر اتفاق می افتد:

$$\epsilon_s \geq 0.004 \rightarrow \frac{x}{d} \leq 0.467$$

$$\Rightarrow b d^2 \geq \frac{M_u}{0.467 \alpha_1 \beta_1 f_{cd} (1 - 0.23 \beta_1)}$$

با فرض $\alpha_1 = 0.8$ و $\beta_1 = 0.9$ داریم:

$$b d^2 \geq \frac{M_u}{0.25 f_{cd}}$$

اگر به دلیل الزامات معماری مجبور به استفاده مصالح کوچکتر هستیم باید فولاد بیشتری در مقطع بگذاریم و برای ایند

شکل نرم حاصل شود حداکثر به اندازه فولاد حداقل

می توانیم در مقطع قرار دهیم. حال داریم:

$$P = P_b \rightarrow (b d^2)_{min} = \frac{M_u}{P_b f_{cd} (1 - 0.5 P_b \frac{f_{cd}}{\alpha_1 f_{cd}})}$$

با فرض $\alpha_1 = 0.8$ و $\beta_1 = 0.9$ و $f_y = 400$ داریم:

$$(b d^2)_{min} = \frac{M_u}{0.35 f_{cd}}$$

به شکلور عانت ضوابط مربوط به بجه برتری معیست معقرا

صلی ساختمان حداقل ارتفاع کل (h) را به صورت جدول زیر

ارائه کرده است:

تیر در سه سازه	تیر در سازه یک سازه یک طبقه	تیر در سازه یک طبقه	تیر در سازه یک طبقه
$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

در عمل با استفاده از جدول فوق مقدار h را حدت می زنیم و

مقدار b را تقریباً $0.5h$ در نظر می گیریم (بهتر است b کمتر

از 250 mm و بیشتر از 500 mm نباشد) پس روابط فوق را

چک می کنیم.

اگر در صورت سوال مقدار h معلوم بود با توجه به صفحه ۱۲ جزوه

مقدار b را تقریباً $b = 7 \text{ cm}$ فرض می کنیم.

کام سوم: محاسبه $(f_{cd}, \beta_1, \alpha_1)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \\ \beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \end{array} \right\} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{cd} = 0.65 f_c \\ f_{yd} = 0.85 f_y \end{array} \right.$$

اگر مقدار ρ_{min} و ρ_{max} باشد طراحی صحیح است و

A_s محاسبه شده مورد قبول است و اگر نه:

$$\text{if } \rho < \rho_{min} \rightarrow \rho^* = \min \{ \rho_{min}, 1.33 \rho \}$$

* در نهایت فولاد کششی است و باید بر مقطع قرار دهیم.

نیاز به فولاد فشاری $\rightarrow \rho \leq 0.025$ و $\rho > \rho_{max}$

مقطع کنافه نلرو و باید ابعاد تغییر کند $\rightarrow \rho > 0.025$

نکته ۱: اگر در هنگام محاسبه A_s زیر بار کامل منفی شود مقطع کنافه نلرو و باید ابعاد تغییر کند.

نکته ۲: اگر ابعاد مقطع در صورت سوال داده شده بود و طول

این هنگام مقطع کنافه نداشت می توانیم فولاد فشاری بگذاریم

ولی در طراحی واقعی که خودمان ابعاد را مشخص می کنیم باید

ابعاد بزرگتری انتخاب کنیم.

کام هفتم: انتخاب میلگرد و آرایش آن در مقطع

با توجه به A_s که محاسبه شده است و نمودار انتخاب کنیم

پوشش می توانیم مشخص و تعداد میلگرد مناسب را انتخاب کنیم

اگر مقطع تحت لنگر خمشی مثبت باشد میلگرد های کششی را در

پایین مقطع و اگر تحت لنگر خمشی منفی باشد در بالای مقطع

قرار می دهیم. قطر و تعداد میلگرد ها باید طوری باشد که بتوانیم با

قرار دادن آنها در مقطع علاوه بر حداقل پوشش لازم (45 mm)

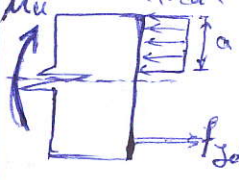
عوارض زیر نیز برآورده شود:

ناممکن کردن میلگرد های طولی بزرگ و منفی میلگرد ها $\rightarrow \max \{ \text{قطر میلگرد بزرگ}, 25 \text{ mm} \}$

ناممکن محور نا محور میلگرد های طولی $\leq 200 \text{ mm}$

آنها را باید در چند صنف قرار دهیم یا اینکه صنف میلگرد های دو یا سه تایی بکار ببریم.

کام چهارم: محاسبه مقدار فولاد کششی



$$\alpha_1 f_{cd} \cdot a \cdot b = A_s f_{yd} \Rightarrow a = \frac{A_s f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} \cdot b}$$

مقابل شد: $M_u = A_s f_{yd} (d - \frac{a}{2})$

نلرو: $M_u = A_s f_{yd} (d - \frac{0.5 A_s f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd} b})$

با حل معادله درجه دوم فوق A_s به صورت زیر محاسبه می شود:

$$A_s = \frac{\alpha_1 f_{cd} b \cdot d}{f_{yd}} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\alpha_1 f_{cd} b \cdot d^2}} \right)$$

کام نهم: محاسبه ρ_{min} و ρ_{max}

به منظور جلوگیری از شکست ترنسیت فولاد کششی باید کمتر از

$\rho_{max} = \min \{ \rho_b, 0.025 \}$ باشد و $\rho > 0.025$

$$\rho_b = \frac{\alpha_1 \beta_1 f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right)$$

اگر مقدار فولاد خیلی کم باشد به طوری که تفاوت خمشی نهایی مقطع

کمتر از لنگر ترک خوردگی باشد بایز اولین ترک خمشی کل

مقطع می شکند بدون دلیل صحیح عدم مقابله ملی ساختمان

مقابل فولاد کششی را به صورت زیر تعیین می کنند:

$$\rho_{min} = \max \left\{ \frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right\}$$

کام دهم: بررسی روابط آیین نامه

ایجاد مثبت فولاد کششی (ص) را محاسبه می کنیم: $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

۸-۲) محاسبه لنگر مقاوم مقطع مستطیل با فولاد کششی

در این مسائل مشمول مصالح (f_c و f_y) و ابعاد مقطع (b , h یا d) و مقدار فولاد کششی (A_s یا ρ) معلوم است و هدف پیدا کردن لنگر مقاوم مقطع (M_r) است.

کام اول: (محاسبه α_1 , β_1 , f_{cd} و f_{yd})

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \\ \beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{cd} = 0.65 f_c \\ f_{yd} = 0.85 f_y \end{array} \right.$$

کام دوم: (محاسبه ρ و تعیین نوع شکست)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \text{و} \quad \rho_b = \frac{\alpha_1 \beta_1 f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right)$$

اگر $\rho < \rho_b$ هر باشد شکست از نوع نرم است و فولاد کششی جاری می شود و اگر $\rho > \rho_b$ هر باشد شکست از نوع ترد است و فولاد کششی به حد جاری شدن نمی رسد.

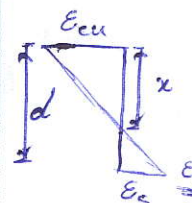
کام سوم: (محاسبه تنش در فولاد کششی)

اگر شکست نرم باشد $f_{sd} = f_{cd}$ است.

اگر شکست ترد باشد داریم:

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d-x}{x} \quad \text{و} \quad f_{sd} = \phi_s \epsilon_s \epsilon_s$$

$$\frac{\epsilon_{cu} = 0.0035}{\epsilon_s = 2 \times 10^{-3} MPa} \quad f_{sd} = 0.85 \times 700 \left(\frac{d-x}{x} \right)$$



حال بر اساس نوع شکست دو حالت مختلف داریم:

الف) شکست نرم: $c \leftarrow a$

کام چهارم: (محاسبه α)

$$c = T \rightarrow \alpha_1 f_{cd} b \cdot \alpha = A_s \cdot f_{sd}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{\alpha_1 f_{cd} \cdot b}$$

کام پنجم: (محاسبه M_r)

$$M_r = A_s f_{sd} \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)$$

ب) شکست ترد:

کام چهارم: (محاسبه α)

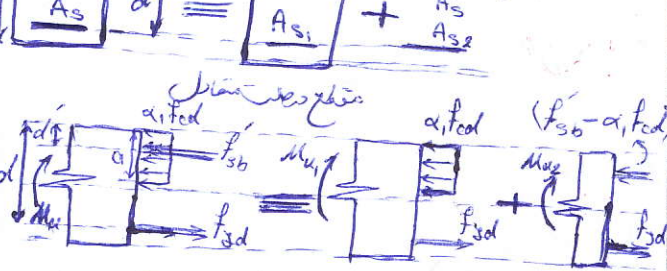
$$\alpha_1 f_{cd} b \cdot \alpha = A_s \cdot f_{sd} \rightarrow \alpha_1 \beta_1 f_{cd} b \cdot x = A_s \left[595 \left(\frac{d-x}{x} \right) \right]$$

و معادله فوق فقط x مجهول است که با محاسبه آن $\alpha = \beta_1 x$ بدست می آید:

کام پنجم: (محاسبه M_r)

$$M_r = A_s f_{sd} \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)$$

۹-۲) طراحی مقطع مستطیل با فولاد فشاری (مضامف):
اگر طبق کام ششم بند ۲-۷ (صفحه ۲۴ جزوه) نیاز به فولاد فشاری داشته باشیم (یا اینکه مقطع داده شده در سوال کفایت نداشته باشد) به صورت زیر فولاد کششی و فشاری را طراحی می کنیم:



کام اول: (تاسوم)

این مراحل همانند کام اول تاسوم بند ۲-۷ (صفحات ۲۲ و ۲۴ جزوه) محل می شود. معمولاً در این

مسائل ابعاد مقطع معلوم است و نیازی به کام دوم نیست

و d و d' را می توانیم به صورت زیر در نظر بگیریم:

$$d \approx h - 7 \text{ cm}, \quad d' \approx 7 \text{ cm}$$

کام چهارم: (محاسبه ρ)

$$\rho = \frac{\alpha_1 B_1 f_{cd}}{f_{sd}} \left(\frac{700}{700 + f_d} \right)$$

کام پنجم: (محاسبه M_{rb})

$$M_{rb} = \rho b d^2 f_{sd} \left(1 - \frac{\rho b f_{sd}}{2 \alpha_1 f_{cd}} \right)$$

کام ششم: (محاسبه A_{s1} و A_{s2})

$$A_{s1} = \rho b d \quad \text{و} \quad A_{s2} = \frac{M_{u2}}{f_{sd} (d - d')}$$

کام هفتم: (انتخاب فولاد کششی و محاسبه ΔA_s)

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

برای A_s محاسبه شده طبق کلمه هفتم بند ۲-۷ (مفرد ۲۴ فزود)

فولاد کششی انتخاب می کنیم و در مقطع طولی هم به همین طریقی برای شکت معادل انجام دادیم اگر مقدار فولاد کششی اندکی افزایش یابد شکت ترمیمی شود به این دلیل باید مقدار اضافی کششی از انتخاب فولاد داشت محاسبه کنیم و به فولاد فشاری اضافه کنیم تا شکت همبافت

شکت باقی مانده ناشی از محاسبات $\Delta A_s = A_{sprov} - A_s$
 ناشی از انتخاب میلگرد کششی

کام هشتم: (محاسبه f_{sb} و A'_s)

همین طریقی را در حالت معادل انجام داده ایم تنش میلگردهای فشاری در این حالت (f_{sb}) با استفاده از توزیع کرنش در

$$f_{sb} = 700 - \frac{d'}{d} (700 + f_d) \leq f_d$$

$$A'_s = (A_{s2} + \Delta A_s) \frac{f_d}{f_{sb}}$$

کام نهم: (انتخاب آرماتور فشاری و آرایش در مقطع)

با استفاده از A'_s محاسبه شده و همانند کام هفتم بند ۲-۷ (مفرد ۲۴ فزود) فولاد فشاری را انتخاب می کنیم و در مقطع قرار می دهیم با این تفاوت که اگر مقطع تحت کشش منفی بود میلگردها را در پایین قرار می دهیم و اگر تحت کشش مثبت بود میلگردها را بالا می نندازیم

کام دهم: (بررسی جاری شدن فولاد کششی)

برای اطمینان از جاری شدن فولاد کششی و شکت فشرده مقطع

$$\rho = \frac{A_{sprov}}{b d} \quad \text{و} \quad \rho' = \frac{A'_{sprov}}{b d}$$

$$0.01 \leq \rho + \rho' \leq 0.04 \quad \text{و} \quad \rho' \leq \rho$$

۱۰-۲ محاسبه لنگر مقاوم متعلق به فولاد کششی و فشاری

در این مسائل مشغول به محاسبه $(f_c \text{ و } f_d)$ و به عبارتی $(b \text{ و } h)$ و مقدار فولاد کششی و فشاری ($A_s \text{ و } A'_s$) معلوم است و هدف پیدا کردن لنگر مقاوم مقطع (M_r) است

کام اول: (محاسبه α_1 و B_1 و f_{cd} و f_{sd})

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \\ B_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{cd} = 0.65 f_c \\ f_{sd} = 0.85 f_d \end{array} \right.$$

کام دوم: (محاسبه ρ و ρ')

$$\rho = \frac{\alpha_1 B_1 f_{cd}}{f_{sd}} \left(\frac{700}{700 + f_d} \right) \quad \rho' = \frac{A_s}{b d} \quad \rho' = \frac{A'_s}{b d}$$

کام سوم: (بررسی تسلیم شدن فولاد کششی)

$$f_{sb} = 700 - \frac{d'}{d} (700 + f_d) \leq f_d$$

اگر رابطه زیر برقرار باشد فولاد کششی تسلیم می شود:

$$p \leq p_b + p' \frac{f_{sb}}{f_y}$$

کام پنجم: (بررسی تسلیم فولاد فشاری)

اگر رابطه زیر برقرار باشد فولاد فشاری تسلیم می شود:

$$p - p' \left(1 - \frac{\alpha_1 f_{cd}}{f_{sd}}\right) \geq \alpha_1 p_1 \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \left(\frac{T_{oo}}{T_{oo} - f_y}\right) \frac{d'}{d}$$

* با توجه به تسلیم شدن یا نشدن فولاد فشاری یا کششی ۴

حالت مختلف به وجود می آید که در زیر بررسی می شوند:

الف) فولاد کششی و فشاری هر دو تسلیم شوند:

کام پنجم: (محاسبه α)

معادله:

$$A_s f_{sd} = \alpha_1 f_{cd} b \cdot \alpha + A_s' (f_{sd} - \alpha_1 f_{cd})$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{A_s f_{sd} - A_s' (f_{sd} - \alpha_1 f_{cd})}{\alpha_1 f_{cd} \cdot b}$$

کام ششم: (محاسبه M_r)

معادله:

$$M_r = \alpha_1 f_{cd} b a \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' (f_{sd} - \alpha_1 f_{cd}) (d - d')$$

ب) فولاد کششی تسلیم شود و فشاری تسلیم نشود:

کام پنجم: (محاسبه تنش فولاد فشاری)

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{x - d'}{x}\right)$$

با فرض $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ و $E_{cu} = 0.0035$

$$f_{sd}' = 0.85 \times 700 \left(1 - \frac{d'}{x}\right)$$

کام ششم: (محاسبه α)

$$A_s f_{sd} = \alpha_1 p_1 f_{cd} b x + A_s' \left[595 \left(1 - \frac{d'}{x}\right) - \alpha_1 f_{cd}\right]$$

در رابطه فوق x مجهول است و به دست می آید و حال داریم:

$$\alpha = p_1 x \quad \text{و} \quad f_{sd}' = 595 \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \leq f_y$$

کام ششم: (محاسبه M_r)

$$M_r = \alpha_1 f_{cd} b a \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' (f_{sd}' - \alpha_1 f_{cd}) (d - d')$$

ج) فولاد کششی تسلیم نشود و فشاری تسلیم شود:

کام پنجم: (محاسبه تنش فولاد کششی)

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{\alpha d - x}{x}\right)$$

با فرض $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ و $E_{cu} = 0.0035$

$$f_{sd} = 0.85 \times 700 \left(\frac{\alpha d}{x} - 1\right)$$

کام ششم: (محاسبه α)

$$A_s \left[595 \left(\frac{\alpha d}{x} - 1\right)\right] = \alpha_1 p_1 f_{cd} b x + A_s' (f_{sd} - \alpha_1 f_{cd})$$

در رابطه فوق تنها x مجهول است و به دست می آید و حال داریم:

$$\alpha = p_1 x \quad \text{و} \quad f_{sd} = 595 \left(\frac{\alpha d}{x} - 1\right)$$

کام ششم: (محاسبه M_r)

$$M_r = \alpha_1 f_{cd} b a \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' (f_{sd} - \alpha_1 f_{cd}) (d - d')$$

د) فولاد کششی و فشاری هر دو تسلیم نشوند:

کام پنجم: (محاسبه تنش فولاد کششی و فشاری)

بر اساس کام پنجم نسبت های "ب" و "ج" داریم:

$$f_{sd} = 0.85 \times 700 \left(\frac{\alpha d}{x} - 1\right) \quad \text{و} \quad f_{sd}' = 0.85 \times 700 \left(1 - \frac{d'}{x}\right)$$

کام ششم: (محاسبه α)

$$A_s \left[595 \left(\frac{\alpha d}{x} - 1\right)\right] = \alpha_1 p_1 f_{cd} b x + A_s' \left[595 \left(1 - \frac{d'}{x}\right) - \alpha_1 f_{cd}\right]$$

کام ششم: (محاسبه M_r)

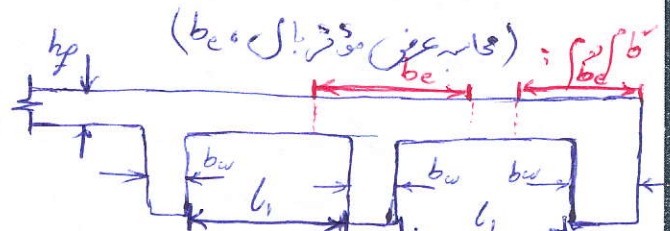
$$M_r = \alpha_1 f_{cd} b a \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' (f_{sd}' - \alpha_1 f_{cd}) (d - d')$$

۱۱-۲) طراحی مقاطع T شکل :

در شرایطی که پدشس با همان شکل از دال (ناو) بتن مسلح و تیرهای حماله باشد و فولادهای اتصال به نحو مناسب تعبیه شوند به طوری که تغییر شکل تیر با بخشی از دال یکسان باشد بخشی از دال در مقاومت بخشی شرکت نماید مقطع حاصله T شکل خواهد بود. در طراحی مقاطع T شکل می توانیم به روش زیر عمل کنیم :

گام اول : (محاسبه M_u)

برای این کار مانند گام اول بند ۷-۲ (صفحه ۲۲) جزوه عمل می کنیم



— برای تیرهای T شکل متقارن (تیرهای میانی) :

$$b_e = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.25 l_n \\ 0.4 l_n \end{array} \right\} \text{ برای تیرهای میانی } \left\{ \begin{array}{l} 6h_f + b_w \\ l_1 + b_w \end{array} \right.$$

l_n : فاصله آزاد تیر (بر تا بر تکیه جاه ها)

— برای تیرهای L شکل (تیرهای کناری) :

$$b_e = \min \left\{ 6h_f + b_w, \frac{l_1}{2} + b_w, \frac{l_n}{12} \right\}$$

— برای تیرهای T شکل مجزا :

در این تیرها اگر $h_f < \frac{b_w}{2}$ باشد بال بخشی

در تیرهای T شکل مجزا و اگر $h_f \geq \frac{b_w}{2}$ باشد قسمتی از دال با عرض مؤثر b_e به صورت زیر لنگر بخشی را تحمل می کنند.

$$b_e = \min \{ b, 4b_w \}$$

گام سوم : (تعیین محل تارخشی)

ابتدا مقدار لنگری که باعث می شود تارخشی تقریباً در محل اتصال بال به جان قرار گیرد محاسبه می کنیم :

$$M_{rf} = \alpha_1 f_{cd} b_e h_f \left(\alpha - \frac{h_f}{2} \right)$$

if $M_u > M_{rf}$ تارخشی در جان است

if $M_u < M_{rf}$ تارخشی در بال است

اگر تارخشی در بال قرار گیرد زیر تارخشی ترک می خورد

و عملکرد تیرها مانند تیر مستطیل با عرض b می شود و برای

طراحی طبق بند ۷-۲ (صفحه ۲۲ جزوه) انجام می شود (اگر نیاز

به فولاد فشاری باشد طبق بند ۹-۲ (صفحه ۲۴ جزوه) عمل می کنیم)

اگر تارخشی در جان قرار گیرد عملکرد تیر T شکل است و طبق

مراحل زیر طراحی را انجام می دهیم :



گام چهارم : (محاسبه A_{sf})

$$\alpha_1 f_{cd} h_f (b_e - b_w) = A_{sf} f_{cd}$$

$$\Rightarrow A_{sf} = \frac{\alpha_1 f_{cd} h_f (b_e - b_w)}{f_{cd}}$$

(محاسبه M_{rw} و M_{rf})

$$M_{rf} = A_{sf} f_{cd} \left(\alpha - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_{rw} = M_u - M_{rf}$$

گام پنجم : (طراحی مستطیل جان)

مستطیل $b_w \times d$ را در نظر می گیریم و تحت لنگر M_{rw} قرار دهیم و

طبق بند ۷-۲ (صفحه ۲۲ جزوه) مقدار فولاد کششی را بدست می آوریم

و آن را A_{sw} می نامیم. (اگر نیاز به فولاد فشاری باشد طبق بند ۲-۹ عمل می کنیم)

کام هفتم: (محاسبه ρ_w, ρ_f, ρ_b)

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d}, \quad \rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w \cdot d}, \quad \rho_b = \frac{A'_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_b = \frac{\alpha_1 B_1 f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right)$$

کام هشتم: (بررسی جاری شدن فولاد کششی)

$$\rho = \min \left\{ \frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25 \sqrt{f_c}}{f_y} \right\}$$

$$\bar{\rho}_{max} = \bar{\rho}_b = \rho_f + \rho_b$$

$$\text{if } \rho_{min} \leq \rho_w \leq \bar{\rho}_{max} \quad \text{O.K.}$$

$$\left(\begin{aligned} \text{اگر فولاد فشاری داشته باشیم:} \\ f'_{sb} = 700 - \frac{\alpha}{2} (700 + f_y) \leq f_y \\ \bar{\rho}_{max} = \rho_f + \rho_b + \rho \frac{f'_{sb}}{f_y} \end{aligned} \right)$$

کام نهم: (انتخاب فولاد و آرایش آن در مقطع)

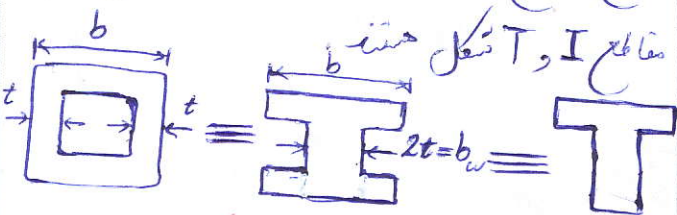
طبق کام هفتم بند ۲-۷ (صفحه ۲۷ جزوه) عملکردهای کششی (و در صورت لزوم فشاری) را انتخاب می کنیم و عملکردهای کششی در این مقطع و عملکردهای فشاری را در بالای مقطع قرار می دهیم.

نکته ۱: اگر مقطع T شکل تحت کشش کششی متقی باشد باید

بزرگترین ρ مورد و عملکرد مقطع همانند یک مقطع مستطیل با عرض b است و طبق بندهای ۲-۷ و ۲-۹ طراحی می شود.

نکته ۲: در تیرهای T شکل اگر مقدار فولاد محاسبه شده زیاد باشد و نتوانیم در یک سازه قرار دهیم مجبوریم در چند سازه تقسیم کنیم. با این کار ارتفاع مؤثر مقطع (d) کاهش می یابد و نیاز به فولاد بیشتری داریم برای مقابله با این مشکل باید عرض تیر (b_w) را افزایش دهیم که با این کار وزن تیر نیز افزایش می یابد و یا اینکه یک پاشنه در سمت خمایی تیر تعبیه کنیم که گاه تیر به شکل I درمی آید. از نظر طراحی محاسبه تیرهای I شکل نیز مشابه مقاطع T است اما تیرها پاشنه خمایی ترک می خورد و فقط فولاد آن در مقاومت شرکت می کند و ضربه مقطع T شکل می شود.

در رابطه اعمال بارهای نامتوازن مثل سوارهای موتر بر پل ها یا تیرهای کناری که کنگره های پهنی قابل ملاحظه ای تولید می شود می توان از مقاطع قوطی شکل استفاده کرد این مقاطع و مقاطع U شکل نیز به سادگی قابل تبدیل به



۲-۱۲) محاسبه کنگره مقاوم مقطع T با فولاد کششی تنها:

کام اول: (محاسبه $\alpha_1, B_1, \rho_{cd}, \rho_{fd}$)

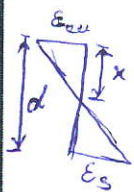
$$\left\{ \begin{aligned} \alpha_1 &= 0.85 - 0.0015 f_c & \rho_{cd} &= 0.65 f_c \\ B_1 &= 0.97 - 0.0025 f_c & \rho_{fd} &= 0.85 f_y \end{aligned} \right.$$

کام دوم: (محاسبه عرض مؤثر مقطع)

بر اساس کام دوم بند ۲-۱۱ (صفحه ۲۷ جزوه) عرض مؤثر

مقطع T شکل را محاسبه می کنیم

کام سوم: (محاسبه محل تار کشی)
کام پنجم: (محاسبه تنش فولاد کششی)



$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d-x}{x}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad \epsilon_{cu} = 0.0035$$

$$f_{sd} = 0.85 \times f_{cd} \left(\frac{d}{x} - 1 \right)$$

کام ششم: (محاسبه α)

$$A_s (595 \left(\frac{d}{x} - 1 \right)) = \alpha_1 f_{cd} [h_f (b_e - b_w) + b_w \beta_1 x]$$

در معادله فوق نقطه x مجهول است و محاسبه می نمود:

$$\alpha = \beta_1 x \quad , \quad f_{sd} = 595 \left(\frac{d}{x} - 1 \right) \leq f_y$$

کام هفتم: (محاسبه M_r)

$$M_r = \alpha_1 f_{cd} \left[h_f (b - b_w) \left(d - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \alpha \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) \right]$$

۱۳-۲) محاسبه گستره مقاومت مقطع T شکل با فولاد و مصالح:

نیازنی که فولاد و مصالح در کنار سازه سازه عمل تار کشی در جان قله زدند اگر تار کشی در جان قله زدند به دلیل کرنش اندک فولاد و مصالح تنش بسیار کمی در آنها به وجود می آید و می توانیم از آنها صرف نظر کنیم و مانند بند قبلی گستره مقاومت را بدست آوریم. مراحل زیر با فرض تار کشی در جان قله زدند تنظیم شده است:

کام اول: (محاسبه α_1 ، β_1 ، f_{cd} و f_{yd})

$$\begin{cases} \alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \\ \beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c \end{cases} \quad \begin{cases} f_{cd} = 0.65 f_c \\ f_{yd} = 0.85 f_y \end{cases}$$

کام دوم: (محاسبه عرض مؤثر بال)

بر اساس کام سوم بند ۲-۱۱ (صفحه ۲۷ جزوه) عرض مؤثر مقطع را محاسبه می کنیم.

$$A_{sf} = \frac{\alpha_1 f_{cd} h_f b_e}{f_{sd}}$$

if: $A_s \leq A_{sf} \rightarrow$ تار کشی در جان قله زدند

if: $A_s > A_{sf} \rightarrow$ تار کشی در جان قله زدند
 (الف) اگر تار کشی در جان باشد:

کام چهارم: (محاسبه α)

$$\alpha = \frac{A_s f_{sd}}{\alpha_1 f_{cd} b_e}$$

کام پنجم: (محاسبه M_r)

$$M_r = A_s f_{sd} \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)$$

ب) اگر تار کشی در جان باشد:

کام چهارم: (بررسی جاری شدن فولاد کششی)

$$A_{sf} = \frac{\alpha_1 f_{cd} h_f (b_e - b_w)}{f_{sd}} \quad , \quad f = \frac{A_s f}{b_w d}$$

$$\rho_b = \frac{\alpha_1 \beta_1 f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right) \quad , \quad \rho = \frac{A_s}{b_w d}$$

if: $\rho \leq \rho_b + \rho_f \rightarrow$ فولاد کششی جاری نمی شود

ب-۱) اگر فولاد کششی جاری شود:

کام پنجم: (محاسبه M_{rf})

$$M_{rf} = A_{sf} f_{sd} \left(d - \frac{h_f}{2} \right)$$

کام ششم: (محاسبه M_{rw})

$$A_{sw} = A_s - A_{sf} \quad , \quad \alpha = \frac{A_{sw} f_{sd}}{\alpha_1 f_{cd} b_w}$$

$$M_{rw} = A_{sw} f_{sd} \left(d - \frac{\alpha}{2} \right)$$

کام هفتم: (محاسبه M_r)

$$M_r = M_{rf} + M_{rw}$$

کام هشتم: (محاسبه α)

$$A_s f_{yd} = \alpha_1 f_{cd} [(b_e - b_w) h_f + b_w \beta_1 x] + A'_s [595 (1 - \frac{d'}{x}) - \alpha_1 f_{cd}]$$

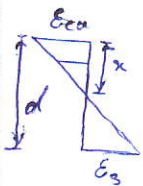
در رابطه فوق فقط x مجهول است و محاسبه می شود:

$$\alpha = \beta_1 x, \quad f'_{sd} = 595 (1 - \frac{d'}{x}) \leq f_y$$

$$A_{sf} = A_s - A'_s \quad (محاسبه M_r)$$

$$M_r = A_{sf} f_{yd} (d - \frac{h_f}{2}) + A_{sw} f_{yd} (d - \frac{a}{2}) + A'_s (f'_{sd} - \alpha_1 f_{cd}) (d - d')$$

ج) فولاد کششی تسلیم نشود و فشاری تسلیم شود:



کام نهم: (محاسبه تنش فولاد کششی)

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} (\frac{d - x}{x})$$

با فرض $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ و $\epsilon_{cu} = 0.0035$

$$f_{sd} = 0.85 \times 700 (\frac{d}{x} - 1)$$

کام دهم: (محاسبه α)

$$A_s [595 (\frac{d}{x} - 1)] = \alpha_1 f_{cd} [(b - b_w) h_f + b_w \beta_1 x] + A'_s (f'_{sd} - \alpha_1 f_{cd})$$

در رابطه فوق فقط x مجهول است و محاسبه می شود:

$$\alpha = \beta_1 x, \quad f'_{sd} = 595 (\frac{d}{x} - 1) \leq f_y$$

کام یازدهم: (محاسبه M_r)

$$M_r = \alpha_1 f_{cd} [(b - b_w) h_f (d - \frac{h_f}{2}) + b_w a (d - \frac{a}{2})] + A'_s (f'_{sd} - \alpha_1 f_{cd}) (d - d')$$

د) فولاد کششی و فشاری هر دو تسلیم شوند:

کام شانزدهم: (محاسبه تنش فولاد کششی و فشاری)

$$f_{sd} = 0.85 \times 700 (\frac{d}{x} - 1), \quad f'_{sd} = 0.85 \times 700 (1 - \frac{d'}{x})$$

کام هیجدهم: (محاسبه α)

$$A_s f_{sd} = \alpha_1 f_{cd} [(b - b_w) h_f + b_w \beta_1 x] + A'_s (f'_{sd} - \alpha_1 f_{cd})$$

در رابطه فوق f_{sd} و f'_{sd} را بر حسب x می توانیم در خواص مجهول قرار دهیم

$$\alpha = \beta_1 x$$

$$f_{sd} = 595 (\frac{d}{x} - 1) \leq f_y, \quad f'_{sd} = 595 (1 - \frac{d'}{x}) \leq f_y$$

کام نوزدهم: (محاسبه M_r)

$$M_r = \alpha_1 f_{cd} [(b - b_w) h_f (d - \frac{h_f}{2}) + b_w a (d - \frac{a}{2})] + A'_s (f'_{sd} - \alpha_1 f_{cd}) (d - d')$$

کام سیزدهم: (محاسبه p_b , p_r و p')

$$A_{sf} = \frac{\alpha_1 f_{cd} (b_e - b_w) h_f}{f_{sd}}, \quad p = \frac{A_{sf}}{b_w d}$$

$$p_b = \frac{\alpha_1 \beta_1 f_{cd}}{f_{yd}} (\frac{700}{700 + f_y}), \quad p_r = \frac{A_s}{b_w d}, \quad p' = \frac{A'_s}{b_w d}$$

کام چهارم: (بررسی جاری شدن فولاد کششی)

$$f_{sb} = 700 - \frac{d'}{d} (700 + f_y) \leq f_y$$

اگر رابطه زیر برقرار باشد فولاد کششی جاری می شود:

$$p \leq p_b + p_r + p' \frac{f_{sb}}{f_y}$$

کام بیستم: (بررسی تسلیم شدن فولاد فشاری)

اگر رابطه زیر برقرار باشد فولاد فشاری تسلیم می شود:

$$p - p_r - p' (1 - \frac{\alpha_1 f_{cd}}{f_{yd}}) \geq \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} (\frac{700}{700 + f_y}) \frac{d'}{d}$$

* با توجه به تسلیم شدن یا شدن فولاد فشاری یا کششی

۴ حالت اتفاق می افتد که در زیر بررسی می شوند:

الف) فولاد کششی و فشاری هر دو تسلیم شوند:

کام شانزدهم: (محاسبه α)

$$\alpha = \frac{(A_s - A_{sf}) f_{yd} - A'_s (f'_{sd} - \alpha_1 f_{cd})}{\alpha_1 f_{cd} b_w}$$

کام هجدهم: (محاسبه M_r)

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

$$M_r = A_{sf} f_{yd} (d - \frac{h_f}{2}) + A_{sw} f_{yd} (d - \frac{a}{2}) + A'_s (f'_{sd} - \alpha_1 f_{cd}) (d - d')$$

ب) فولاد کششی تسلیم نشود و فشاری تسلیم شود:

کام شانزدهم: (محاسبه تنش فولاد فشاری)

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} (\frac{x - d'}{x})$$

با فرض $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ و $\epsilon_{cu} = 0.0035$

$$f'_{sd} = 0.85 \times 700 (1 - \frac{d'}{x})$$

۱۴- تفاوت اسبب منقسم با آیین نامه بتن ایران: (محاسبه p و p' در حد مرز)

$$p = \frac{0.7975 \times 0.8825 \times 22.75}{340} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.03$$

$$d = 600 - 150 = 450 \text{ mm}$$

$$A_s = 8 \times \frac{\pi}{4} \times 32^2 = 6433.98 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 4 \times \frac{\pi}{4} \times 20^2 = 1256.64 \text{ mm}^2$$

$$p = \frac{6433.98}{300 \times 450} = 0.0476, \quad p' = \frac{1256.64}{300 \times 450} = 0.0093$$

کام منقسم: (بررسی تسلیم شدن فولاد کششی)

$$f_{sb} = 700 - \frac{65}{450} (700 + 400) = 541 > 400$$

$$\rightarrow f_{sb} = 400 \text{ MPa}$$

$$0.0476 \leq 0.03 + 0.0093 \times \frac{400}{400} = 0.0393$$

پس فولاد کششی تسلیم نمی شود.

کام همگام: (بررسی تسلیم شدن فولاد فشاری)

$$p - p' (1 - \frac{\alpha_c f_{cd}}{f_{yd}}) = 0.0476 - 0.0093 (1 - \frac{0.7975 \times 22.75}{340})$$

$$= 0.7975 \times 0.8825 \times \frac{22.75}{340} \times \frac{700}{700 + 400} \times \frac{65}{450}$$

$$0.0388 > 0.0043 \quad \text{فولاد فشاری تسلیم نمی شود.}$$

* چون کشش تسلیم نمی شود فشاری تسلیم می شود حالت "ج" است

کام منقسم: (محاسبه تنش فولاد کششی)

$$f_{sd} = 0.85 \times 700 \left(\frac{450}{x} - 1 \right)$$

کام منقسم: (محاسبه α)

$$6433.98 \left[595 \left(\frac{450}{x} - 1 \right) \right] = 0.7975 \times 0.8825 \times 22.75 \times 300 \times$$

$$+ 1256.64 (340 - 0.7975 \times 22.75)$$

$$\Rightarrow x = 302.89 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0.8825 \times 302.89 = 267.3 \text{ mm}$$

$$f_{sd} = 595 \left(\frac{450}{302.89} - 1 \right) = 288.72 \text{ MPa}$$

آیین نامه بتن ایران نامیده شده است (آیا) مربوط

به سال ۱۳۷۹ است که با معیار عس مقارن

علی ساختمان و پایش ۹۲ اندکی تفاوت دارد، در

زیر تفاوت های آبا با معیار عس در طراحی منشی

اعضا ذکر می شود:

- در آبا $\alpha_c = 0.6$ در نظر گرفته می شود.

- در آبا $\alpha_c = 0.85$ فرض می شود.

- در آبا مقطع B_1 به صورت زیر است:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & f_c \leq 30 \\ 0.85 - 0.008(f_c - 30) & 30 < f_c \leq 65 \\ 0.65 & f_c > 65 \end{cases}$$

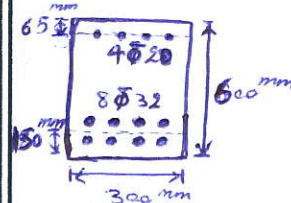
- در آبا حداکثر کشش فشاری بتن (ϵ_{cu}) برابر 0.003

(این فرض باعث می شود که در تمام روابط عدد 700 به 600 تبدیل شود)

- همچنین در آیین نامه بتن ایران حداکثر تنش فولاد

کششی را به 0.025 محدود کرده است.

مثال ۱: فکر مقاومت مقطع منطقی زیر را بدست آورید:



$$f_c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

حل: با توجه به بند ۲-۱۰ (صفحه ۲۵ جزوه) ماعل زیر

را انجام می دهیم:

کام اول: (محاسبه α_c , β_1 , f_{cd} و f_{sd})

$$\alpha_c = 0.85 - 0.0015 \times 35 = 0.7975$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 \times 35 = 0.8825$$

$$f_{cd} = 0.65 \times 35 = 22.75 \text{ MPa}$$

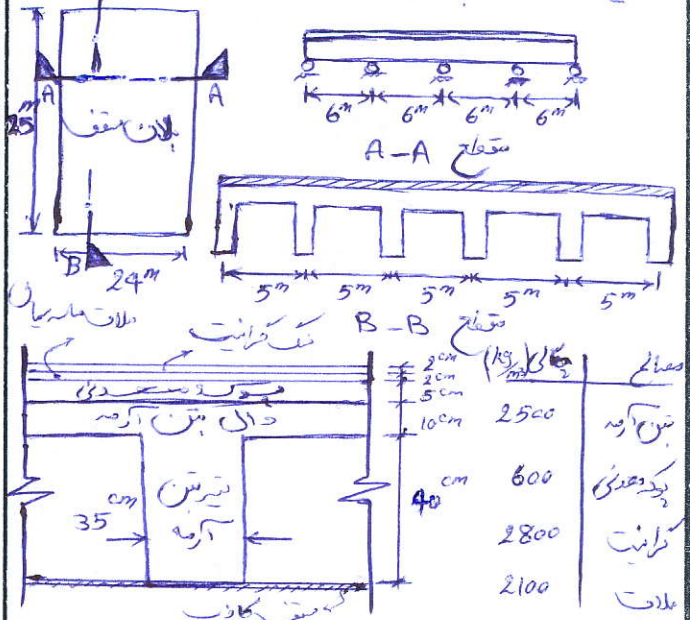
$$f_{sd} = 0.85 \times 400 = 340 \text{ MPa}$$

کام هفتم: (محاسبه لنگر معادل)

$$M_p = 0.7975 \times 22.75 \times 300 \times \frac{267.3}{2} (450 - \frac{267.3}{2}) + 1256.64 (340 - 0.7975 \times 22.75) (450 - 65)$$

$$\rightarrow M_p = 615.97 \times 10^6 \text{ N.m} = 615.97 \text{ kN.m}$$

مثال ۲: برطراحی سقف یک ساختمان اداری به ابعاد $24 \times 25 \text{ m}$ لژهای پیرامینی به دهانه 6 m و به فاصله محور تا محور 5 m از یکدیگر استفاده شده است (همانند شکل زیر) در صورتی که تیرها با دال سقف به صورت یکپارچه بین تیرها قرار می‌گیرند و جزئیات سقف به صورت زیر باشد مقدار فولاد مورد نیاز در تیرها را محاسبه کنید. ($f_c = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$)



بار معادل سقف کاذب به همراه طبقه بندی هارا 150 kg/m^2 در نظر بگیرید. همچنین مقدار سربار زنده را 300 kg/m^2 بپذیرد.

جواب: معادلی که در ادامه می‌شود تیرها را در عرض آن شکل گرفته پس برای طراحی کلی لژهای آن شکل می‌گیرد مطابق بند ۱۱-۲ (صفحه ۱۷ جزوه) عمل می‌کنیم.

کام اول: (محاسبه M_u)

ابتدا براساس جزئیات داده شده بارکننده خطی وارده برین تیر را محاسبه می‌کنیم و سپس با استفاده از روش بخش لنگر M_u را محاسبه می‌کنیم.

محل	وزن واحد سطح
دال بین آجر	$0.1 \times 2500 = 250 \text{ kg/m}^2$
پایه	$0.05 \times 600 = 30 \text{ kg/m}^2$
ملاقات	$0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$
کمر	$0.02 \times 2800 = 56 \text{ kg/m}^2$
بار معادل سقف کاذب و طبقه بندی هارا	150 kg/m^2
مجموع	$W_D = 528 \text{ kg/m}^2$

$$q_D = 0.35 \times 0.4 \times 2500 = 350 \text{ kg/m}$$

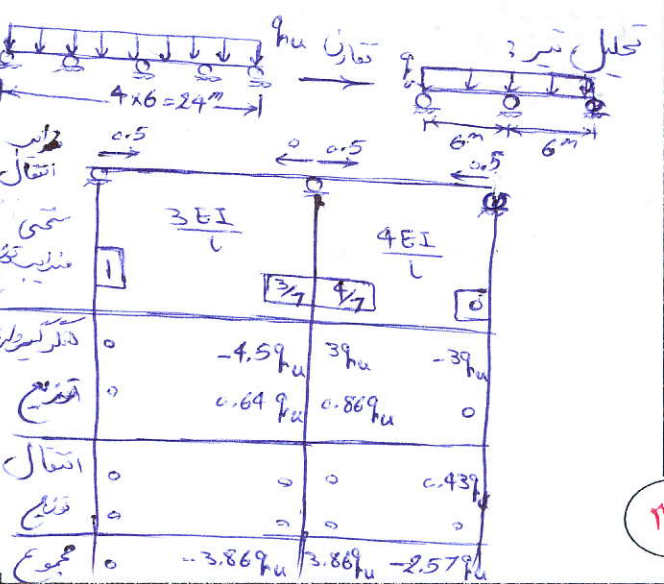
$$q_D = 528 \times 5 + 350 = 2990 \text{ kg} = 29.9 \text{ kN/m}$$

$$q_L = 300 \times 5 = 1500 \text{ kg} = 15 \text{ kN/m}$$

(* 5 متر عرض بارگیر هر تیر می‌باشد است.)

$$q_u = 1.25 q_D + 1.5 q_L = 1.25 \times 29.9 + 1.5 \times 15$$

$$\Rightarrow q_u = 59.875 \text{ kN/m}$$



کام دوم: (محاسبه b_e)

$$b_e = \min \left\{ \begin{aligned} &16 \times 100 + 350 = 1950 \text{ mm} \\ &b_1 + b_w = 5000 \text{ mm} \\ &0.25 l_n = 0.25 \times 6000 = 1500 \text{ mm} \end{aligned} \right\}$$

$$\Rightarrow b_e = 1500 \text{ mm}$$

$$d = 500 - 70 = 430 \text{ mm}$$

کام سوم: (محاسبه M_{rp})

$$M_{rp} = 0.805 \times 19.5 \times 1500 \times 100 (430 - 50) \times 10^{-6}$$

$$\Rightarrow M_{rp} = 894.76 \text{ kN.m}$$

$$M_u^+ < M_{rp} \rightarrow \text{تأثیرش در پل قابل فرورد است}$$

پس عملکرد تیر مستطیلی است و باید طبق بند ۲-۷ (صفحه ۲۲ جزوه)

اداره طراحی را انجام دهیم: کام چهارم: (محاسبه A_s)

$$A_s = \frac{0.805 \times 19.5 \times 1500 \times 430}{340} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 166.45 \times 10^6}{0.805 \times 19.5 \times 1500 \times 430}} \right)$$

$$\Rightarrow A_s = 1161.14 \text{ mm}^2$$

کام پنجم: (محاسبه ρ_{min} و ρ_{max})

$$\rho_b = \frac{0.805 \times 0.875 \times 19.5}{340} \left(\frac{700}{700 + 400} \right) = 0.0263$$

$$\rho_{max} = \min \{ 0.025, 0.0263 \} = 0.025$$

$$\rho_{min} = \max \left\{ \begin{aligned} &\frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035 \\ &\frac{0.25 \sqrt{30}}{400} = 0.0034 \end{aligned} \right\} = 0.0035$$

کام ششم: (بررسی ضوابط آیین نامه)

$$\rho = \frac{1161.14}{350 \times 430} = 0.00771$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \sim \text{o.k.}$$

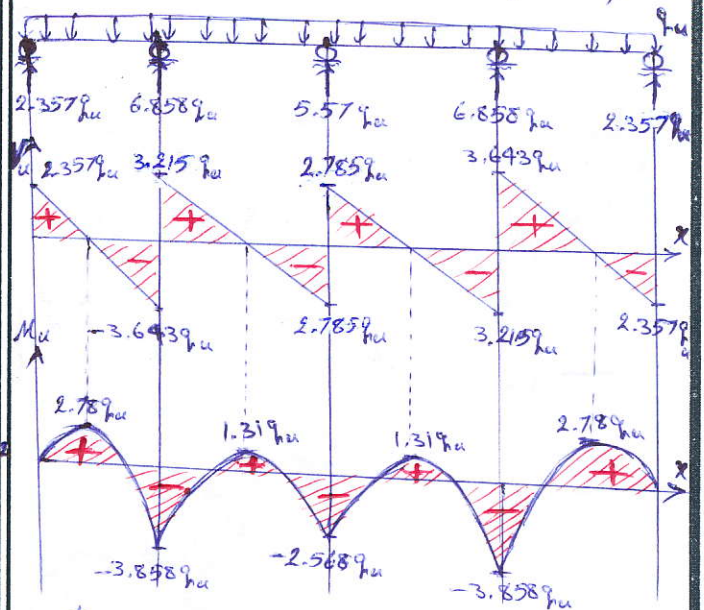
محاسبه عکس العمل برای تیرهای گانجی:

$$R_1 = \frac{1}{6} \left(q_u \times \frac{36}{2} - 3.86 q_u \right) = 2.357 q_u$$

$$R_3 = \frac{1}{6} \left(q_u \times \frac{36}{2} + 2.57 q_u - 3.86 q_u \right) = 2.785 q_u$$

$$R_2 = 6.858 q_u$$

رسم دیاگرام های نیروی برشی و لنگر خمشی:



$$M_u^+ = 2.78 q_u = 2.78 \times 59.875 = 166.45 \text{ kN.m}$$

$$M_u^- = 3.858 q_u = 3.858 \times 59.875 = 231.1 \text{ kN.m}$$

* در صورت گاهی که لنگر خمشی مثبت است عملکرد تیر T

شکل است و برای لنگر M_u^+ طراحی می کنیم در قسمت قائم

که لنگر خمشی منفی است عملکرد تیر مستطیلی است و طراحی طبق

بند ۲-۷ (صفحه ۲۲ جزوه) انجام می شود.

الف) طراحی برای لنگر خمشی مثبت (M_u^+)

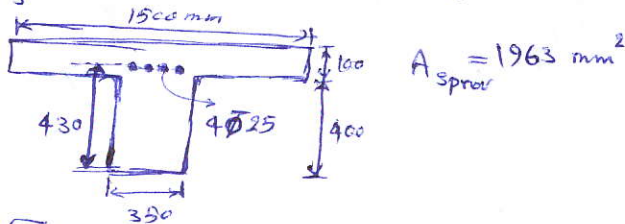
$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 \times 30 = 0.805$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 \times 30 = 0.895$$

$$f_{cd} = 0.65 \times 30 = 19.5 \text{ MPa}, \quad f_{yd} = 340 \text{ MPa}$$

کام هفتم: انتخاب میلگرد و آرایش آن در مقطع

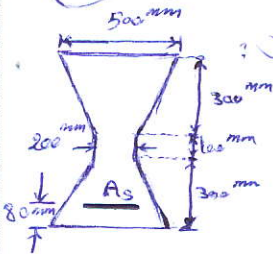
$A_s = 1817.81 \text{ mm}^2 \rightarrow \therefore \text{use } 4 \Phi 25$



فاصله آزاد بین میلگردها $= \frac{350 - 2(45 + 10) - 4 \times 25}{3} = 46.6 \text{ mm}$

$46.6 \text{ mm} > \max\{25, 25\} = 25 \text{ mm} \text{ o.k.}$

مثال ۳: برای کاهش وزن بتن مسلح از مقطع زیر



استفاده شده است. مطلوب است:

الف) محاسبه مقدار فولاد متعادل

ب) و لنگر مقاوم متناظر با این

میلگرد فولاد (M_{rb})



ج) اگر میلگرد کاهش بتن به شکل های بلند و پست

میزان نصف فولاد کششی محاسبه شده در صورت قبل فولاد

تزاری در مقطع قرار دهم ($d = 80 \text{ mm}$) میلگرد مقاوم مقطع

میلگرد مقاوم تزاری می باید و حداکثر میلگرد رزده متفرق در سطح

رعایت می توانم قرار دهم؟

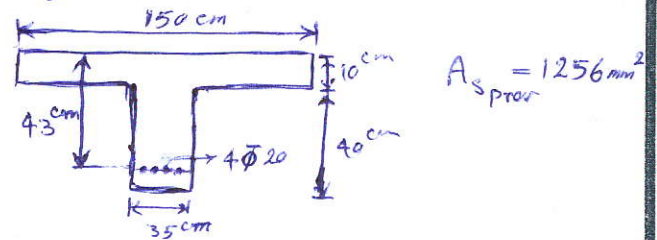
($f_c = 25 \text{ MPa}$, $f_y = 420 \text{ MPa}$)

جواب: چون شکل مقطع متبیلی یا T شکل نیست

می توانیم شرایط مربوط به آنها استفاده کنیم و باید با استفاده از

کام هشتم: انتخاب میلگرد و آرایش آن در مقطع

$A_s = 1161.14 \text{ mm}^2 \rightarrow \therefore \text{use } 4 \Phi 20$



فاصله آزاد بین میلگردها $= \frac{350 - 2(45 + 10) - 4 \times 20}{3} = 53.3 \text{ mm}$

$53.3 \text{ mm} > \max\{25, 20\} = 25 \text{ mm} \text{ o.k.}$

ب) طراحی برای لنگر خمشی منفی (M_u)

کام نهم: (M_u)

$M_u = 231 \text{ K.N.m}$

این مقدار قبل محاسبه شده اند

کام دهم: (تعیین ابعاد مقطع)

ابعاد مقطع در صورت سوال داده شده است و نیازی به این

کام نهم: (M_u)

این مقدار قبل محاسبه شده اند

کام چهارم: (محاسبه فولاد کششی)

$A_s = \frac{0.805 \times 19.5 \times 350 \times 430}{340} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 231 \times 10^6}{0.805 \times 19.5 \times 350 \times 430^2}} \right)$

$\rightarrow A_s = 1817.81 \text{ mm}^2$

کام پنجم: (محاسبه ρ_{min} و ρ_{max})

این مقدار قبل محاسبه شده اند

کام ششم: (بررسی ضوابط سیم کشی)

$\rho_{min} = 0.0035$ و $\rho_{max} = 0.025$

(الف) برای محاسبه A_{sb} براساس بند ۲-۶ (مختار ۲ الف)

عملی کنیم:

کار اول: (محاسبه α_1 و β_1 و f_{cd} و f_{sd})

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 \times 25 = 0.8125$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 \times 25 = 0.9075$$

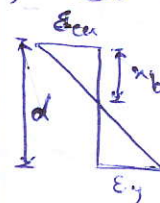
$$f_{cd} = 0.65 \times 25 = 16.25 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} = 0.85 \times 420 = 357 \text{ MPa}$$

کار دوم: (تعیین محل نازشی)

در حالت تعادل کرنش ضرایب ϵ_{cu} است و کرنش

فولاد کششی ϵ_s است پس این خطی برین کرنش ها داریم:

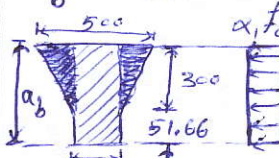


$$x_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} d$$

$$\Rightarrow x_b = \frac{700}{700 + 420} \times 620 = 387.5 \text{ mm}$$

کار سوم: (محاسبه متکامل فولاد متعادل)

$$a_b = 0.9075 \times 387.5 = 351.66 \text{ mm}$$



توازن: $C_1 + C_2 = T$

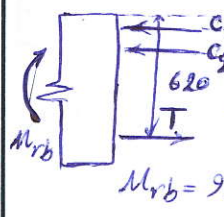
$$C_1 = 0.8125 \times 16.25 \times 200 \times 300 = 792.187 \times 10^3 \text{ N}$$

$$C_2 = 0.8125 \times 16.25 \times 200 \times 351.66 = 928.6 \times 10^3 \text{ N}$$

$$C_1 = 0.8125 \times 16.25 \times 150 \times 300 = 594.14 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\Rightarrow A_{sb} = \frac{C_1 + C_2}{f_{sd}} = \frac{1522.7 \times 10^3}{357} = 4265.36 \text{ mm}^2$$

کار چهارم: (محاسبه M_{rb})



$$M_{rb} = C_2 (620 - 175.83) + C_1 (620 - 100)$$

$$M_{rb} = 928.6 \times 10^3 \times 444.17 + 594.14 \times 10^3 \times 520$$

$$\Rightarrow M_{rb} = 721.4 \times 10^6 = 721.4 \text{ kN.m}$$

(ب)

کار اول: (محاسبه M_{u1})

وزن بار مرده

$$q_u = A_g \times \gamma_c = [2 \times 0.3 \times 0.35 + 0.2 \times 0.1] \times 25$$

$$= 5.75 \text{ kN/m}$$

$$q_u = 1.25 q_D + 1.5 q_L = 1.25 (12 + 5.75) + 1.5 \times 20$$

$$\Rightarrow q_u = 52.1875 \text{ kN/m}$$

تیر ساده است و

$$M_{u1} = q_u \frac{l^2}{8}$$

$$M_{u1} = 52.1875 \times \frac{8^2}{8} = 417.5 \text{ kN.m}$$

چون M_{u1} کوچکتر از M_{rb} است پس نیاز به فولاد ضرای

نظر نمی ده فولاد کششی جاری می شود.

کار دوم: (تعیین محل نازشی)

برای آنکه تعیین نازشی در سمت ذوزنچه ای است یا مستطیلی

ابتدا کرنش را باعث می شود نازشی تقریباً در محل اتصال آنها

باشد را پیدا می کنیم. (M_{r0})

$$C_1 = 594.14 \times 10^3 \text{ N}$$

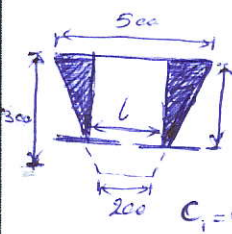
$$C_2 = 0.8125 \times 16.25 \times 200 \times 300 = 792.187 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_{r0} = (594.14 \times 10^3 \times 520 + 792.187 \times 10^3 \times 470) \times 10^{-6}$$

$$\Rightarrow M_{r0} = 681.28 \text{ kN.m}$$

چون M_{u1} کوچکتر از M_{r0} است پس نازشی در سمت

ذوزنچه ای قرار دارد.



کار سوم: (محاسبه A_s)

ماتریه

$$l = 500 - \frac{200a}{300}$$

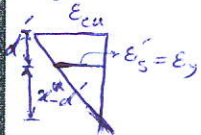
$$C_1 = 0.8125 \times 16.25 \times a \left(\frac{2}{3} a \right) = 8.8 a^2$$

$$C_2 = 0.8125 \times 16.25 \times a \left(500 - \frac{2}{3} a \right) = 13.2 a \left(500 - \frac{2}{3} a \right)$$

۲۵

کام دوم: (بررسی جاری شدن فولاد فشاری)

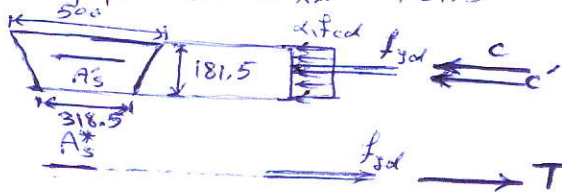
ابتدا حداقل فولاد کششی که باعث جاری شدن فولاد فشاری می شود محاسبه می کنیم و با A_s مقایسه می کنیم.



$$\epsilon_s = \epsilon_y = \frac{\epsilon_{cu}}{x/d} (d - x)$$

$$x^* = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} - \epsilon_y} d = \frac{700}{700 - 420} \times 80 = 200 \text{ mm}$$

$$\alpha^* = \beta_1 x^* = 0.9075 \times 200 = 181.5 \text{ mm}$$



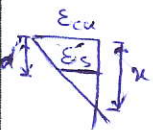
$$T = C + C' \quad \text{توازن}$$

$$A_s^* = \frac{0.8125 \times 16.25}{357} \left(181.5 \times \frac{900 + 318.5}{2} \right) + A_s' \left(1 - \frac{0.8125 \times 16.25}{357} \right)$$

$$\rightarrow A_s^* = 3069.25 \text{ mm}^2$$

چون A_s کمتر از A_s^* است پس فولاد فشاری جاری نمی شود.

کام سوم: (محاسبه تنش فولاد فشاری)



$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{x - d'}{x} \right)$$

$$\Rightarrow f_{sd} = 595 \left(1 - \frac{d'}{x} \right) \leq f_{yd}$$

کام چهارم: (محاسبه α)

طبق گام سوم سمت چپ داریم:

$$C_1 = 8.8 a^2 \quad \text{و} \quad C_2 = 13.2 a \left(500 - \frac{2}{3} a \right)$$

$$C = A_s' (f_{yd} - \alpha f_{sd}) = 1031.56 \times \left[595 \left(1 - \frac{0.9075 \times 80}{\alpha} \right) - 13.2 \right]$$

$$\rightarrow C = 613778.2 \left(1 - \frac{72.6}{\alpha} \right) - 13619.8$$

$$T = A_s f_{yd} = 2063.13 \times 357 = 736537.41$$

$$\text{توازن نیرو:} \quad T = C_1 + C_2 + C'$$

در معادله فوق فقط α مجهول است و داریم:

$$\alpha = 93.15 \text{ mm}$$

$$\text{توازن نیرو:} \quad C_1 + C_2 = T \rightarrow$$

$$8.8 a^2 + 13.2 a \left(500 - \frac{2}{3} a \right) = 357 A_s$$

$$\rightarrow \alpha = 0.0541 A_s \quad (1)$$

$$\text{توازن لنگر:} \quad M_u = C_1 \left(620 - \frac{a}{3} \right) + C_2 \left(620 - \frac{a}{2} \right)$$

$$417.5 \times 10^6 = 8.8 a^2 \left(620 - \frac{a}{3} \right) + 13.2 a \left(500 - \frac{2}{3} a \right) \left(620 - \frac{a}{2} \right)$$

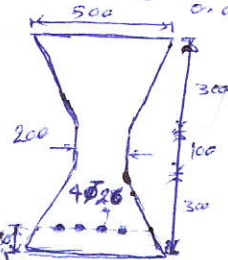
$$\alpha = 111.57 \text{ mm} \quad \text{در معادله فوق فقط } \alpha \text{ مجهول است و داریم:}$$

$$(1) \quad A_s = \frac{111.57}{0.0541} = 2063.13 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Use } 4 \Phi 26$$

$$A_{s \text{ prov}} = 2123.7 \text{ mm}^2$$

چون مقدار A_s کمتر از $A_{s \text{ prov}}$ است پس گشت تقاطع نرم است.



$$\text{فاصله از مرکز تا مرکز} = [420 - 2(45 + 10) - 4 \times 26] / 3 = 68.6 \text{ mm}$$

$$68.6 \text{ mm} > \max \{ 25, 26 \} = 26 \text{ mm} \quad \text{o.k.}$$

(ج)

کام اول: (بررسی جاری شدن فولاد کششی)

$$A_s = 2063.13 \text{ mm}^2 \quad \text{و} \quad A_s' = 1031.56 \text{ mm}^2$$

چون طراحی بر اساس گشت فکر انجام شده است و همچنین سمت فشاری تقویت شده است حتی فولاد کششی جاری می شود. حال برای اطمینان رابطه زیر را در خاک تقاطع قابل استفاده

هستند را بررسی می کنیم:

$$f_{sb} = 700 - \frac{d'}{\alpha} (700 + f_{yd}) \leq f_{yd} \rightarrow$$

$$f_{sb} = 700 - \frac{80}{620} (700 + 420) = 555 \sim f_{sb} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{فولاد کششی جاری می شود} \quad \text{if } A_s \leq A_{sb} + A_s' \frac{f_{sb}}{f_{yd}}$$

$$2063.3 < 4265.3 + 1031.56 \times \frac{420}{357} \quad \text{o.k.}$$

* فصل دوم: طراحی اعضا تحت برش *

۱-۳) مقدمه: یک تیر ساده با مقطع ثابت در تحت اثر یک بار متمرکز دلخواه

است مورد مطالعه قرار می گیرد. در مقطع دلخواه S، نیروی

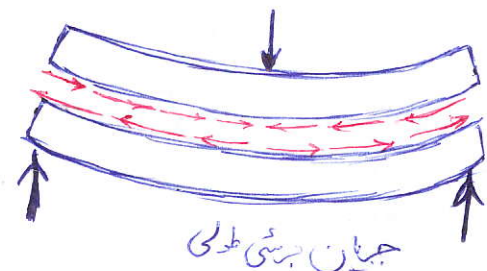
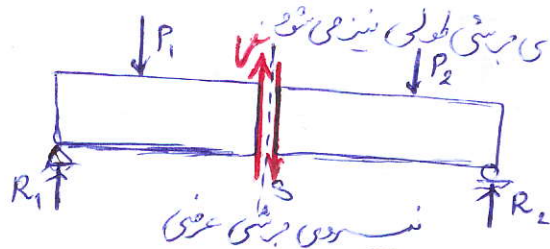
برشی V و گشت لنگر M تحت چپ تیر مثبت

گشت راست عمل می کند. این لغزش عرضی باعث

ایجاد تنش های محاسی (برشی) در مقطع فوق الذکر می شود

نیروی برشی علاوه بر تنش های برشی عرضی، باعث ایجاد

تنش های برشی طولی نیز می شود



جهان برشی طولی

آرمان واقع در محور قشری چنین شیبی می باشد طبق اصول

مقاومت مصالح تنش های کششی یا فشاری بر روی دیواره این

المان وجود ندارد و فقط بر روی دیواره ها همگرا می باشد

تغیلات نیروها تنش های برشی در خلاف جهت یکدیگر

به وجود می آید. آرد این تنش ها تنش های برشی این

المان باشند باعث لغزش آن می شوند پس باید

روی دیواره ایمنی نیز تنش های برشی خلاف جهت هم

وجود داشته باشند

وجود داشته باشند

کام پنجم: (محاسبه M_2)
پانزدهمین معادل گشت در محل فولاد کششی داریم:

$$M_{r2} = C_1(620 - \frac{a}{3}) + C_2(620 - \frac{a}{2}) + C'(620 - 80)$$

$$a = 93.15 \rightarrow M_{r2} = 419.48 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_{r1} = M_u = 417.5 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\frac{M_{r2}}{M_{r1}} = 1.005 \rightarrow \text{افزایش گشت لنگر} = 0.5\%$$

همان طور که ملاحظه می شود زمانی که فولاد کششی تسلیم می شود

فولاد فشاری (تنشی) در مقاومت خمشی مقطع ندارد و می توانیم

از فولاد فشاری صرف نظر کنیم.

کام ششم: (محاسبه مقدار بار زنده متمرکز)

در اثر بار متمرکز گشت خمشی در وسط تیر به انداز $\frac{P_u l}{4}$ افزایش

می یابد. حال داریم:

$$M_{r2} = M_u + \frac{P_u l}{4}$$

$$419.48 = 417.5 + \frac{P_u \times 8}{4} \rightarrow P_u = 0.99 \text{ kN}$$

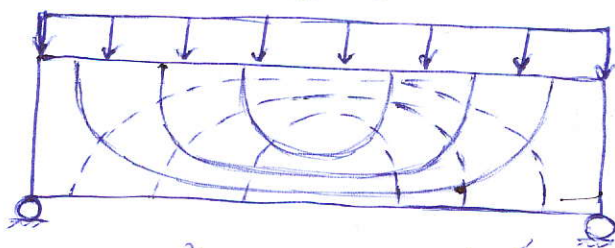
$$P_u = 1.5 P_L \rightarrow P_L = 0.66 \text{ kN} = 660 \text{ N}$$

همان طور که ملاحظه می شود با قرار دادن فولاد فشاری همگرا

به اندازه 660 نیوتن) بار زنده می توانیم در وسط دهانه قرار دهیم

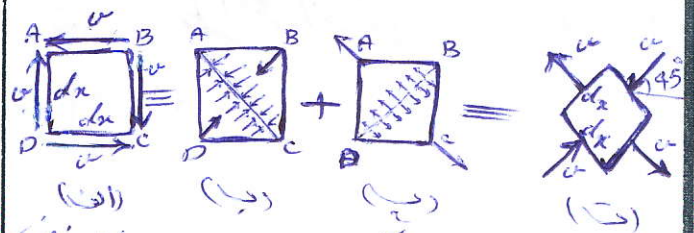
(تقریباً به اندازه وزن یک انسان معمولی (67 kg))

از آنجا که مقادیر تنش‌های برشی (م) و ضعیفی (ف) در محل تبدیل به تیرای متقاطع تغییر می‌کند. مقادیر استوار تنش‌های اصلی نیز از نقطه‌ای به نقطه دیگر متفاوت است. شکل زیر مسیر تنش‌های اصلی برای یک تیر تحت بار گزیده خطوط نشان می‌دهد. خط مماس بر منحنی‌های ضعیفی و در هر نقطه استوار تنش‌های اصلی کششی یا فشاری را نشان می‌دهد.



مسیرهای کششی ————— مسیرهای فشاری

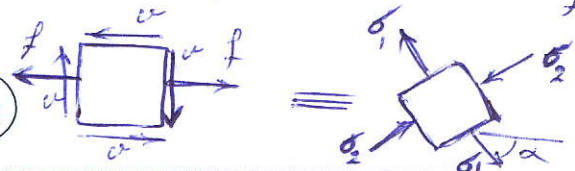
همان طوری که ملاحظه می‌شود در یک تیر تنش‌های کششی نقطه ناشی از خمش نیستند و در آنجا ترکیب تنش‌های برشی و خمشی با هم می‌ترکیب تنش‌های برشی (برشی محوری) نیستند. تنش‌های کششی به وجود می‌آیند که اگر به درستی با آنها برخورد نشود باعث خرابی تیری گردد. با توجه به تعریف بودن بتن در مقابل کشش ترک‌ها در مسیرهای عمود بر تنش‌های کششی (مسیرهای فشاری) به وجود می‌آیند که برای مقابله با آنها می‌توانیم از فولاد در مسیرهای کششی استفاده کنیم. اما به دلیل مشکلات اجرایی در محل از میلگرهای طولی و برشی برای مقابله با تنش‌های کششی استفاده می‌شود.



ما توجه به شکل "الف" اگر بعد عدد بر منتهی‌المان را در عرض منقسم می‌نویس برشی دارد بر وجه AB و BC با هم برابر و متساوی τ می‌باشد و مجموع این دو نیرو که در شکل "ب" نمایش داده شده است برابر $2\tau \sin 45^\circ$ می‌باشد حال اگر این نیرو فشاری را بر سطح فزوده از AC تقسیم کنیم مقدار تنش فشاری روی آن سطح برابر است با $\sigma = \frac{2\tau \sin 45^\circ}{\sin 45^\circ}$ همین ترتیب منفر عوری از BTD نیز تحت تنش کششی قرار دارد. همان طوری که ملاحظه شد در تیر ترکیب تنش‌های برشی و تنش‌های کششی و فشاری به عوری می‌آیند.

اگر یک المان دیگر انتخاب کنیم که نه برشی و نه برشی روی آن‌ها باشد خارج از تحت تنش باشد. علاوه بر تنش‌های برشی به وجود می‌آید تا هم آن تنش‌های کششی یا فشاری ناشی از خمش وجود دارد. طبق اصول مقاومت مصالح می‌دانیم این المان را به المانی که یک جهت تنش کششی و یک جهت تنش فشاری عمود بر هم که با تقاطع زاویه α می‌سازند تبدیل کرد. این تنش‌ها به تنش‌های اصلی معروف هستند که به کمک رابطه زیر مقادیر آنها به دست می‌آید:

$$\sigma = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + \tau^2}, \quad \alpha = \frac{1}{2} \tan^{-1} \frac{2\tau}{f}$$



۲-۳) رفتار تیرهای بتن مسلح تحت برش :

۱) فصل قبل مشاهده کردیم که وجود ترک در سطح کششی تیر بتن مسلح مجاز است و هیچ اثر منفی بر روی مقاومت ندارد. ممکن است چنین اندظاری را برای ترکهای قطری که عموداً توسط برش به وجود می آیند داشت ولی مشابه این در پیچیده شده است. ترک های خمشی نیز آن جهت منفی هستند که اگر رفتارهای طولی، کلافی و برشی مقابل به یکدیگر در تیر تقسیم شده است در صورتی که تیرهای مورد مطالعه در محبت کشش قطری فقط با آرماتورهای طولی مسلح شده اند هیچ رفتار و تیر و برشی مقابل به اثر کشش قطری در آنها تغییر نشده است. این سده باعث می شود که ترک های قطری اثر منفی تیری بر روی رفتار و مقاومت تیر تحت برش ترک های خمشی داشته باشد. بر طبق آزمایش های انجام شده در نوع رفتار مشاهده شده که در زیر شرح داده می شود:

۱) ترک های قطری پس از تسلیم، سریعاً و با افزایش خمشی کم بارگذاری، به عاقل ارتفاع تیر لغزش پیدا می کنند و تیر را به دو قطعه مجزا تقسیم کرده و باعث شکست آن می شوند. این فعل را انفلات نامیدنی و بدون هیچ هشدار قبلی می باشد و اکثر تیرهای کم ارتفاع (تیر دهانه به ارتفاع حدود ۸ یا بیشتر) رخی می دهند به همین علت توصیه می شود که همیشه مثلر حداقل میلر برشی، می

اگر حساب عدم اطمینان - آنها را نشان دهند در عضو تعبیه کرده، زیرا این میلر ها مانع رشد ترک های برشی و افزایش شکل پذیری تیر می شوند.

۲) ترک های قطری به سمت فاصله تساری لغزش می آیند ولی کمی قبل از رسیدن به بار آگاهی تساری متوقف می شوند. در این حالت خرابی ناگهانی رخ نمی دهد و تیری خرابی ممکن است بسیار بزرگتر از تیری باشد که باعث ایجاد ترک قطری اولیه می گردد. این رفتار اکثر تیرهای بتنی با مت دهانه برابر تمام کوبه رخی می دهند. مقاومت برشی تیر بتن آرمه به وسیله چهار عامل زیر تأمین می گردد:

- ۱) مقاومت برشی بتن در محبت تساری ترک نخورده
- ۲) مقاومت برشی ناشی از فعل و محبت تسلط در ها
- ۳) مقاومت برشی ناشی از فعل ساقهای میلر های طولی
- ۴) مقاومت میلر های برشی تیر

اندازه تیری ها نشان می دهد که اگر تیرهای برشی قبل از تسلیم ترک های قطری، عملاً جاری لغزش هستند و بعد از تسلیم ترک های قطری میلر های برشی به صورت زیر مقاومت برشی تسلیم را افزایش می دهند:

۱) آرماتورهای برشی که ترک های قطری را قطع می کنند مانع از لغزش ترک های می شوند و سمت تساری ترک نخورده بتن افزایش می یابد و مقاومت برشی این ناحیه افزایش می یابد.

(۲) میلرهای برشی مانع افزایش عرض ترک‌های شوند
و قفل و حبس بین دانه‌ها شرایط بهتری دارند و مقاومت
برشی آنها افزایش می‌یابد
(۳) اگر مایه‌های برشی باعث اتصال بیشتر میلرهای طولی به
توده لعلی‌تین می‌شوند و مقاومت در برابر شکافتن در
راستای طولی میلرهای طولی را افزایش می‌دهند و مقاومت
ساخته‌ای این میلرها را بهبود می‌بخشند.

(۴) همچنین قسمی از نیروی برشی توسط آرایش‌های
برشی تحمل می‌شود. جهت تسلیم اگر مایه‌های برشی در آنها
مقاومت خود آنها از این می‌نوردد بلکه با کمترین ترک‌ها و
باز شدن عرض ترک‌ها اثرات سودمند به‌دست‌آید قبل از
لزمین می‌رود و خرابی فوری خواهد بود.

صحت علم مقدمات علمی ساختمان انواع آرایش‌های برشی
را به شرح زیر دسته‌بندی می‌کنند:

(۱) فولاد عرضی مورب: خاصیت آن که باز آلوده ۴۵
با بیشتر نسبت به میلرهای طولی کششی به نحوی که ترک‌های
قطری احتمالی را قطع کنند. از نظر اجزای تسلیم فاصله و نسبت
آنها دسولر است و صحت علم استفاده از این خصوصیات
را در عمل ماکه که اتصال تقویت‌شده ترک در اثر تغییر
بازگشتی و مورد درجه مجاز می‌دانند.

(۲) فولاد عرضی قائم: این خاصیت را عمدتاً در محور طولی عضو
نورده و تقویت آنها را است ترک و معمولاً فاصله آنها
در طول تیر متغیر است.

(۳) فولاد طولی خم شده (اوجاً): در شکل‌هایی که میلرهای
طولی می‌باشد و فاصله محدودی مورد نیاز باشد می‌توانند در تیر
تک‌محورهای کششی‌های برشی قابل توجه هستند این میلرها را
باز آلوده ۳۵ و بیشتر نسبت به میلرهای طولی خم نمود
محوری که ترک‌های برشی احتمالی را تقریباً به صورت عمودی
در دو طرف قطع نمایند. معمولاً در چهارم طول تیر مورب است
به سوز، صحت علم صحت به عنوان فولاد برشی در چهارم تیر

(۴) فولاد طولی نخش شده: در تیرهای عین معمولاً در تیر
میلرها در جبهه مقطع تغییر می‌شوند که در خواصی تک‌محورهای ترک
برشی را قطع می‌کنند به عنوان فولاد دوخت (برشی) خوب
(۵) ترکیبی از فولاد عرضی (قاصد) و میلرهای طولی خم شده

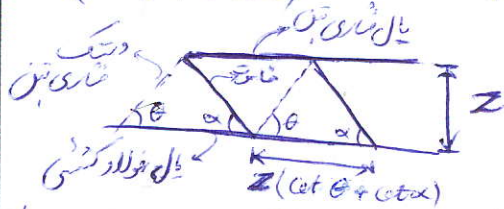
(۶) دور سطح: معمولاً در سوزن‌های دایره‌ای استفاده می‌شوند

۳-۳ تحلیل برش در تیرهای بتن مسلح با میل خراب:

در صحت برش را سه سازهای اجزای تیر از اغلب بر تیرهای
آرایش‌های مکانیکی هستند تا به اصطلاح نظری در سال‌های اخیر
برای این و نتایج در تیرهای تئوری جدیدی بر مبنای اصل
خراب به‌دستی بیان رفتار و طراحی تیرهای بتن مسلح چهار
گرمیده است که در تیرهای جایگاهی در این نام‌های طراحی
می‌تواند. در این خرابی مسلح شکل‌های فوقانی به صورت
تین کششی و تیرهای فولاد کششی است و اعصاب
مورب فشاری سنگ‌های ششی تحت فشار بوده و اعصاب

مورب کششی میلرهای برشی مورب هستند.

به منظور محاسبه مقدار فولاد منبری اثر زاویه استک های شاری
(اخذ کرنک ها) با لغز را θ و زاویه خاموش شایا
اثر را α بنامیم مطابق شکل زیر نامهای که مجموعه
خاموش های مؤثر که یک ترک قطری را قطع می کنند
در برابر با $Z(\cot \theta + \cot \alpha)$



اگر خاموشین خاموش ها را S فرض کنیم مقدار خاموش های
مؤثر برابر می شود با $\frac{Z}{S}(\cot \theta + \cot \alpha)$. اگر سطح مجموع سطح
خاموش مقطع را A_v بنامیم می توانیم که خاموش های مؤثر
تجزیه کنند در برابر با:

$A_v f_{yd} \cdot \frac{Z}{S}(\cot \theta + \cot \alpha)$ و $f_{yd} = \sigma_s f_{yk}$
لذا فرض می شود که بر خاموش های مؤثر اثر می کند
در برابر با $\frac{V_s}{\sin \alpha}$ با فرض برقرار فرض می شود
باشیم متادام مقطع داریم:

$$\frac{V_s}{\sin \alpha} = A_v f_{yd} \frac{Z}{S} (\cot \theta + \cot \alpha)$$

$$\Rightarrow V_s = A_v f_{yd} \frac{Z}{S} (\cot \theta \sin \alpha + \cos \alpha)$$

در عمل معمولاً مقدار Z را برابر d در نظر می گیرند و $\theta = 45^\circ$
فرض می شود:

$$V_s = A_v f_{yd} \frac{d}{S} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

را به عنوان نیروی مقاوم خاموش های مؤثر است حال
اگر $\alpha = 90^\circ$ باشد رابطه نیروی مقاوم خاموش های

قائم به صورت زیر است:

$$V_s = f_{yd} A_v \frac{d}{S}$$

۴-۳) طراحی منبری مقاطع بتن آرمه:

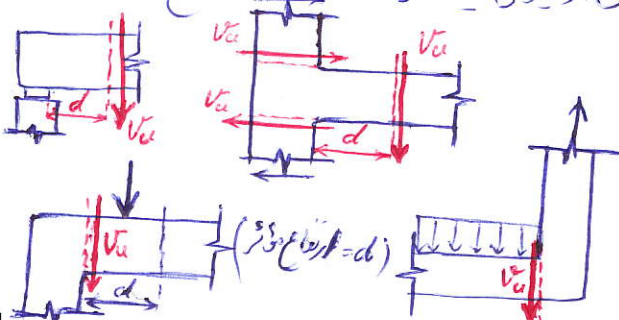
همانگونه بیان شد نیروی منبری مقاوم مقطع ناشی از
سلک های منبری و σ_s عامل دیگر است که منبری طبقه مقطع بتنی
است اگر سادست سلک های منبری را با σ_s و بدین عوامل
سادست را با σ_s نمایش دهیم در روش طراحی به روش
حالات حدی نمای باید رابطه زیر برقرار باشد:

$$V_u \leq V_r = V_c + V_s$$

در ادامه مراحل تمام به تمام طراحی به روش حالات حدی
نمای بر اساس محبت محبت مقررات ملی ساختمان ارائه
می شود:

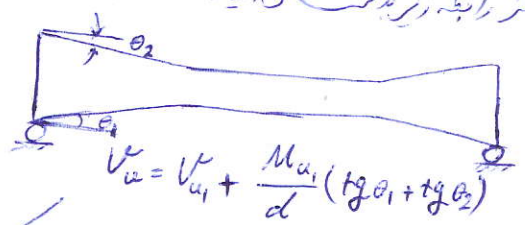
کام اول: (رسم نمودار نیروی منبری)

باید با توجه به بارگذاری داده شده در کلیات بار $(1.25 D + 1.5 L)$
سلک ها و نمودار نیروی منبری را تعیین کنیم. V_u مقدار
نیروی منبری در مقطع بحرانی است. اگر عکس العمل
تکیه گاهی را متادام نیروی منبری در انتهای عضو ایجاد می کند و در
خامنه که در تکیه گاه نیروی منبری کمتر می شود. باید در مقطع بحرانی
برای منبری را محاسبه کنیم به عامل d که در تکیه گاه، منظره کنیم.
ولی اگر نیروی تکیه گاهی ایجاد کننده مقطع بحرانی در تکیه گاه آ



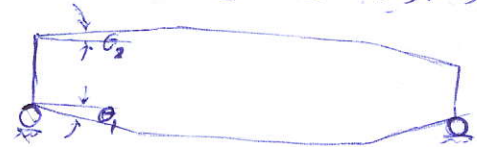
نکته: اگر ارتفاع مقطع تغییر باشد مقدار μ را در رابطه زیر بدست می آید: (μ یا M_u مقدار برش و گنگر در مقطع مجزا هستند)

اگر گنگر خمشی همزمان با کاهش مقطع، افزایش پیدا کند مقدار μ را در رابطه زیر بدست می آید:



$$\mu = \mu_1 + \frac{M_{u1}}{d} (\theta_1 + \theta_2)$$

اگر گنگر خمشی همزمان با افزایش ارتفاع مقطع، افزایش پیدا کند مقدار μ را در رابطه زیر بدست می آید:



$$\mu = \mu_1 - \frac{M_{u1}}{d} (\theta_1 + \theta_2)$$

کام دوم: (بررسی لغایت مقطع)

$$V_{rmax} = 0.25 f_{cd} b_w d \quad \text{و} \quad f_{cd} = \phi_c f_c$$

در رابطه فوق b_w عرض همان مقطع است و d ارتفاع مؤثر مقطع است. اگر μ ها کوچکتر از V_{rmax} باشد مقطع لغایت ندارد و گرنه باید ایجاد مقطع با مقادیر من افزایش پیدا کند. $\mu \leq V_{rmax}$ o.k.

کام سوم: (محاسبه مقاومت برشی تنج، V_c)

صحت عدم مقررات ملی اجازه محاسبه μ ها به صورت تقریبی و تقریبی (محافظه کارانه) داده است و در حل مسائل معمولاً از روش تقریبی استفاده می شود:

$$V_c = 0.2 \phi_c f_c$$

الف) تقریبی:

- تیر تحت خمش و برش: $V_c = \mu b_w d$

- تیر تحت خمش و برش و نیروی فشاری: $V_c = \mu (1 + \frac{M_u}{12 A_g}) b_w d$

- تیر تحت خمش و برش و نیروی کششی: $V_c = \mu (1 + \frac{M_u}{3 A_g}) b_w d$

در رابطه فوق A_g مساحت کل مقطع است و M_u مقدار نیروی محوری است که اگر کششی باشد با علامت منفی در رابطه قرار می گیرد.

ب) دقیق:

- تیر تحت خمش و برش: $V_c = (0.95 \mu + 12 \frac{A_g V_u}{b_w M_u}) b_w d \leq 1.75 \mu b_w d$

- تیر تحت خمش و برش و نیروی فشاری:

$$M_m = M_u - N_u (\frac{4h-d}{8}) \geq 0$$

$$V_c = (0.95 \mu + 12 \frac{A_g V_u}{b_w M_m}) b_w d \leq 1.75 \mu \sqrt{1 + \frac{M_u}{3 A_g}} b_w d$$

اگر M_m از رابطه فوق منفی شود طریقی:

$$V_c = 1.75 \mu \sqrt{1 + \frac{M_u}{3 A_g}} b_w d$$

کام چهارم: (تقسیم محل های V_c ها)

صحت عدم مقررات ملی ساختمان اجازه می دهند

به جای که نیروی برشی کمتر از $\frac{V_c}{2}$ است فولاد

برشی قرار ندهیم (توصیه می شود در این محل ها فولاد حداقل

را برای شکل پذیری بیشتر قرار داده شود.) همچنین در محل ها که

نیروی برشی بین $\frac{V_c}{2}$ و μ ها است باید فولاد حداقل را بگذاریم

پس باید محلی که نیروی برشی برابر μ یا $\frac{V_c}{2}$ می شود مشخص

شود. فولاد حداقل برابر مقدار زیر است.

کام دوم: (محاسبه نیروی برشی متناظر با S_{max})

همان لحظه که در محاسبه V_c مورد استفاده را $\Phi 10$

انتخاب می کنیم $A_v = n \frac{\pi}{4} \times 10^2$

$A_v = 157 \text{ mm}^2$ (تعداد ساق های برشی) $n=2$

خاصیت قائم: $V_{s1} = A_v f_{yd} \cdot \frac{d}{S_{max}}$

خاصیت مایل: $V_{s1} = A_v f_{yd} \cdot \frac{d}{S_{max}} (\sin \alpha + \cos \alpha)$

در روابط فوق α زاویه خاصیت مایل با محور طولی عضو است و

$\mu_{sd} = \mu_s \mu_{sv} = 0.85$ است.

$V_1 = V_c + V_{s1}$ $V(x_1) = V_1$

اگر V_1 کوچکتر از $\frac{V_{rmax}}{2}$ باشد در قسمتی که

نیروی برشی بزرگتر از $\frac{V_c}{2}$ است از فولاد برشی با سطح مقطع

A_v و به فاصله S_{max} استفاده می کنیم. اگر V_1 بزرگتر از

$\frac{V_c}{2}$ و $\frac{V_{rmax}}{2}$ باشد در قسمتی که نیروی برشی بین $\frac{V_c}{2}$ و

$\frac{V_{rmax}}{2}$ است از فولاد برشی به سطح مقطع A_v و به

فاصله S_{max} استفاده می کنیم و برای بقیه تیر بر اساس کام

های زیر عمل می کنیم.

کام ششم: (محاسبه نیروی برشی متناظر با $S_2 \approx \frac{d}{4}$)

$S_2 = \left\{ \begin{array}{l} \text{بزرگترین عدد مضرب 25 که کوچکتر از } \frac{d}{4} \text{ است} \end{array} \right\}$

$A_v = n \frac{\pi}{4} \times 10^2$ $n=2$ $A_v = 157 \text{ mm}^2$

خاصیت قائم: $V_{s2} = A_v f_{yd} \cdot \frac{d}{S_2}$

خاصیت مایل: $V_{s2} = A_v f_{yd} \cdot \frac{d}{S_2} (\sin \alpha + \cos \alpha)$

$V_2 = V_c + V_{s2}$ $V(x_2) = V_2$

$A_{vmin} = 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b_w S}{f_{yv}}$

در رابطه فوق S فاصله بین خاصیت های برشی است

و f_{yv} تنش تسلیم این خاصیت مایل به سطح مقطع

هم معزات ملی ساختمان باید کوچکتر یا مساوی 400 MPa

باشد. از طرفی S حداقل به $\frac{d}{2}$ محدود می شود. طبق مبحث

هم حداقل قطر خاصیت 8 mm (برای جوش ها تا 6 mm مجاز است)

و برای کمترین راحت تر حداقل 12 mm در نظر گرفته می شود و در عمل

معمولاً از سگله 10 mm ($\Phi 10$) استفاده می شود.

حالت S_{max} را بزرگترین عدد مضرب 25 که کوچکتر از

$\frac{d}{2}$ است در نظر می گیریم و از خاصیت ها با دو ساق برشی

استفاده کنیم باید رابطه زیر برقرار باشد: $A_v = 2 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2 \geq 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b_w S_{max}}{f_{yv}}$

اگر رابطه فوق برقرار نبود معادله ساق ها را افزایش می دهیم



اگر V_1 کوچکتر از $\frac{V_c}{2}$ باشد نیاز به خاصیت برشی نیست

و اگر V_1 کوچکتر یا مساوی V_c باشد در قسمتی که نیروی

برشی بیشتر از $\frac{V_c}{2}$ است خاصیت برشی حداقل

به فاصله S_{max} فکری می گیریم. اگر V_1 بزرگتر از

V_c باشد نیاز به خاصیت محاسبه می کنیم در طبق مبحث بعدی

انجام می شود.

(*) تفاوت نکته برای S_{max} و S_2 مربوط به خاصیت های قائم است برای خاصیت های مایل باید طبق نکته ۴

مضرب ۴ جزو عمل کنیم. معادله گفته شده به بزرگترین عدد مضرب 25 که کوچکتر از $\frac{d}{4}$ است

اگر V_a کوچکتر از V_2 باشد برای قسمتی از تیر نیروی برشی
بزرگتر از $\frac{V_{max}}{2}$ و $\min\{V_1, \frac{V_{max}}{2}\}$ است از خاصیت با سطح مقطع A_v
و حامله S_2 استفاده می کنیم و اگر V_a بزرگتر از V_2 باشد
برای قسمتی از تیر که نیروی برشی بین $\min\{V_1, \frac{V_{max}}{2}\}$
و V_2 است میکلر برشی با سطح مقطع A_v و حامله S_2
قرار می دهیم و برای بقیه تیر بر اساس محاسبه بعدی عمل می کنیم

گام هشتم: (محاسبه S متناظر با V_a)

$$V_s = V_a - V_c$$

$$A_v = n \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 \xrightarrow{n=2} A_v = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v f_{yd} d}{V_s} \quad \text{خاموش قائم}$$

$$S = \frac{A_v f_{yd} d}{V_s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{خاموش مایل}$$

S که از رابطه فوق بدست می آید به بزرگترین عدد منتهی
25 mm که کوچکتر از S است گرفته می کنیم

در قسمتی از تیر که نیروی برشی بیشتر از V_2 است از
میکلر برشی با سطح مقطع A_v و حامله S استفاده می کنیم

نکته ۱: اگر مقدار S که بدین محاسبه شده است با S_2

خیلی متفاوت باشد می توانیم حامله های S در بین S_2

است و منتهی S_2 منتهی انتخاب کنیم و حامله های

قبلی ستر نیروی برشی متناظر با آنها را محاسبه کنیم و حامله خاموش

را به استثنای آن انتخاب کرده و در مقطع بگذاریم

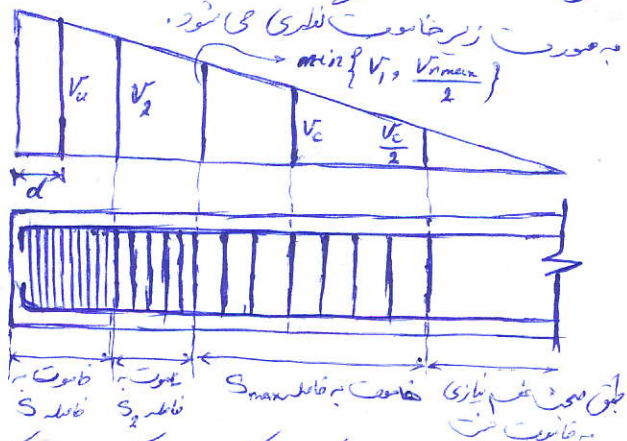
نکته ۲: در حل مسائل می توانیم محاسبه های پنجم و ششم را

انجام ندهیم و در قسمتی که نیروی برشی بیشتر از V_a

است از میکلر برشی با سطح مقطع A_v و S که از گام
هفتم محاسبه شده است قرار دهیم و بدین حالت
طراحی منتهی غیر اقتصادی می شود

گام نهم: (آرایش خاموش ها در طول تیر)

با توجه به عواملی که در گام های قبلی محاسبه شده است
خاموش ها را در طول تیر بخش می کنیم به عنوان
مثال تیر در سه سازه در تحت بار گسترده بدو انت
به صورت زیر خاموش گذاری می شود



نکته ۲: وقتی که اگر ما در برشی یک میکلر مقرر یا یک روین میکلر های

مولدی باشند هلی و حامله بدین از تیر گاه چشم نه اند و منتهی نیروی

که این اگر ما در های برشی تحمل می کنند برابر است با

$$V_s = A_v f_{yd} \sin \alpha \leq 1.5 b_w d$$

$$f_{yd} = 0.85 f_{yk} \quad \text{و} \quad \sin \alpha = 0.2 \quad \text{و} \quad \cos \alpha = 0.98$$

اگر میکلر های چشم شده به عوامل مختلف از تیر گاه چشم شوند
و منتهی من آنها S باشد داریم

$$V_s = 0.75 A_v f_{yd} \frac{d}{S} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

همانند حامله میکلر های چشم شده برابر است با $\frac{3d}{8} (1 + \cos \alpha)$

و اگر $V_a > \frac{V_{max}}{2}$ باشد همانند حامله برابر است با $\frac{3d}{16} (1 + \cos \alpha)$

نکته ۳: همانند حامله خطوط های مایل برابر است با $\frac{d}{2} (1 + \cos \alpha)$

و اگر $V_a > \frac{V_{max}}{2}$ باشد همانند حامله برابر است با $\frac{d}{4} (1 + \cos \alpha)$

نکته ۵: آلودگی صوتی مثال بارگذاری تیر یا بولدر منتهی برشی
 معلوم نبود و فقط یکا مشخص شده بود و مطلوب مثال A_v با
 S یا هر دو بود؛ به صورت زیر عمل می‌کنیم:

کار اول: (محاسبه V_c و V_u)

$V_c = 0.25 \phi_c f_c b_w d$ و $V_u = 0.2 \phi_c f_c b_w d$

اگر $V_u \leq V_c$ نیاز به آرماتور برشی نیست $\rightarrow V_s = \frac{V_u}{2}$

اگر $V_c < V_u \leq 2V_c$ نیاز به آرماتور برشی داریم $\rightarrow V_s = V_u - V_c$

اگر $V_u > 2V_c$ نیاز به آرماتور برشی حاسه است $\rightarrow V_s = V_u - V_c$

$(\frac{A_v}{s})_{min} = 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yv}}$ $(V_s = V_u - V_c)$

اگر نیاز به آرماتور برشی حاصل بود طبق رابطه فوق S یا A_v را محاسبه
 می‌کنیم و اگر در محمول بودند فرقی می‌کنیم از خاموش با قطر ۱۵
 استفاده شده است و $A_v = 157^{mm}$ است و S را محاسبه می‌کنیم

کار دوم: (محاسبه آرماتور برشی حاسه)

خاموش قائم: $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd} \cdot d} \geq (\frac{A_v}{s})_{min}$

خاموش مایل: $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yd} \cdot d (\sin \alpha + \cos \alpha)} \geq (\frac{A_v}{s})_{min}$

$A_v = \frac{V_s}{f_{yd} \sin \alpha}$ میلگر طولی غیر شده در
 یک نقطه لنگر؟

$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{0.75 f_{yd} d (\sin \alpha + \cos \alpha)}$ میلگر طولی غیر شده در
 چند نقطه لنگر به فاصله S ؟

با استفاده از روابط فوق A_v یا S هر کدام محمول است به دست می‌آید
 و اگر در محمول هستند فرقی می‌کنیم از خاموش با قطر ۱۵ استفاده شده
 است و $A_v = 157^{mm}$ می‌گیریم و S را محاسبه می‌کنیم.

کار سوم: (کنترل فاصلین خاموش ها)

$V_{rmax} = 0.25 \phi_c f_c b_w d$

اگر $V_u \leq \frac{V_{rmax}}{2}$ $\rightarrow S \leq \frac{d}{2}$ خاموش قائم؛
 $\rightarrow S \leq \frac{d}{2} (1 + \cot \alpha)$ خاموش مایل؛
 $\rightarrow S \leq \frac{3d}{8} (1 + \cot \alpha)$ میلگر طولی غیر شده در
 چند نقطه لنگر؟

اگر $V_u > \frac{V_{rmax}}{2}$ $\rightarrow S \leq \frac{d}{4}$ خاموش قائم؛
 $\rightarrow S \leq \frac{d}{4} (1 + \cot \alpha)$ خاموش مایل؛
 $\rightarrow S \leq \frac{3d}{16} (1 + \cot \alpha)$ میلگر طولی غیر شده در
 چند نقطه لنگر؟

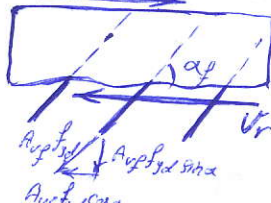
۳-۵) برش اصطکاکي؟

اتصال نیروی برشی در مولد زیر توسط عملکرد برشی - اصطکاکي
 معدوم می‌گردد؛
 (الف) وجود ترک یا استهلاک در محمل بین سطح مانند محل اتصال
 بال به جان برشی‌های آ شکل

(ب) در سطح ساقه شده با مصالح غیره تشابه مانند تیرهای کامپوزیت
 (ج) در سطح بتن ریزی شده در جان‌های متعاقب مانند محل
 اتصال ستون بتنی به پی

به منظور جلوگیری از لغزش و اتصال مناسب باید مولد

برش اصطکاکي مناسب پیش بینی شود V_{br}



کار اول: (بررسی کنایه متلع)

ابتدا از تحلیل سازه میلگر منبری

برش خالص - محل اتصال در

سطح برش می‌آوریم (V_u) و این نیرو باید در رابطه زیر

محقق کنند: $V_u \leq \phi A_v \sin \alpha$ و $V_u \leq \phi A_v \cos \alpha$

در رابطه فوق A_v سطح بتنی مقاوم در برابر برش است.

نکته ۱: (محاسبه سطح مقطع میلگرد برین اصطلاحی)

$$V_u \leq V_r = \phi A_{vf} f_{yd} (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)$$

$$\Rightarrow A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_{yd} (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)}$$

در رابطه فوق اگر ضریب اصطکاک و ضریب بتن یک باشد
که به شرح زیر در نظر گرفته می شود:

- ضریب بتن:**
- برای بتنی که به صورت یکپارچه ریخته می شود: $\mu = 1.25$
 - برای بتنی که در محاوره بتن سخت شده که سطح تماس با خرابی های بتن 5٪ زیر شده است: $\mu = 0.9$
 - برای بتنی که در محاوره بتن سخت شده که سطح تماس با خرابی ها 1٪ به عنوان کنترل 5٪ زیر شده است: $\mu = 0.5$
 - برای بتنی که با گل مینغ یا میلگرد به پرده نیل فولادی گار شده: $\mu = 0.6$

ضریب λ :

- برای بتن معمولی: $\lambda = 1$
- برای بتن با شن سنگ: $\lambda = 0.85$ تا 1
- برای بتن با شن سنگ: $\lambda = 0.75$ تا 0.85
- برای بتن با شن سنگ: $\lambda = 0.75$

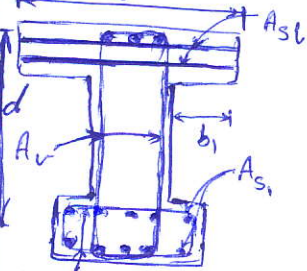
* برای A_{vf} که از رابطه فوق محاسبه می شود باید میلگرد انتخاب شود و سطح مشترک دو مقطع (A_{ov}) به طور مناسب پخش شود. محبت غنم مقررات ملی ساختمان اجازه استفاده از میلگرد ها با بخش تسلیم بزرگتر از 400 مگا پاسکال را نمی دهد.

* اگر نیروی کششی در سطح برین عمل کند باید اگر مایلر اضافی

برای تحمل نیروی کششی به صورت جداگانه آهار داده شود

و اگر نیروی فشاری دائمی در سطح برین عمل کند می توانست مستقل میلگرد محاسبه شده را به میزان $\frac{P_u}{f_{yd}}$ کاهش دهیم که در این رابطه P_u مقدار نیروی فشاری دائمی وارد بر سطح برین است.

نکته ۲: برای اتصال مناسب بال به جان و پاشنه به جان در تیرهای T شکل باید روابط زیر برقرار شود:



$$A_{s1} \geq \frac{1.04 V_u b_f}{b_e d f_y}$$

$$\frac{A_{sv}}{A_v} \geq \frac{A_{s1}}{A_s}$$

در روابط فوق A_{s1} سطح مقطع فولاد طولی بال در واحد طول است (mm^2/mm) و A_{sv} مجموع سطح مقطع خماتوب پاشنه است و A_v مجموع سطح مقطع خماتوب جان است و A_{s2} مجموع سطح مقطع فولاد طولی پاشنه در یک طرف جان است و A_s مجموع سطح مقطع کل فولاد طولی در پاشنه است.

۳-۶) تقاد محبت غنم با آبار محبت برین:

- در آبار محبت $V_{max} = 5V_c = 5\phi_c$ است

- در آبار $A_{vmin} = 0.35 \frac{b_w s}{f_{sv}}$ است

بقیه روابط آیین نامه بتن ایران (آبار) در محبت برین منطبق با محبت غنم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ است.

کام اول: (محاسبه V_c)

$$V_c = 0.2 \times 0.65 \sqrt{25} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0.65 \times 300 \times 430 \times 10^{-3} = 83.85 \text{ kN}$$

کام چهارم: (تعیین محل مای V_c و $\frac{V_c}{2}$)

$$112 - 56\left(\frac{x}{2} - 2.5\right) = \frac{V_c}{2} = 41.925 \Rightarrow x = 3.75 \text{ m}$$

$$112 - 56(x - 2.5) = V_c = 83.85 \Rightarrow x = 3 \text{ m}$$

در فاصله 3.75 تا 5.25 متری نیروی برشی کمتر از $\frac{V_c}{2}$ است

و نیاز به فولاد برشی نیست. در فاصله 3 تا 3.75 و 5.25 تا 6

نیروی برشی بین V_c و $\frac{V_c}{2}$ است و نیاز به فولاد حداقل است

$$S_{max} \approx \frac{d}{2} = 215 \Rightarrow S_{max} = 200 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times \frac{\pi}{4} \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.06 \sqrt{25} \times \frac{300 \times 200}{340} = 52.9 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 157 \text{ mm}^2 > A_{vmin} = 52.9 \text{ mm}^2 \text{ O.K.}$$

کام پنجم: (محاسبه نیروی برشی منطبق با S_{max})

$$V_{s1} = 157 \times 0.85 \times 340 \times \frac{430}{200} \times 10^{-3} = 97.552 \text{ kN}$$

$$V_1 = 83.85 + 97.552 = 181.402 \text{ kN}$$

نیروی برشی V_1 در محل اثر بار متمرکز است پس می توانیم در

فاصله 2.5 تا 3.75 و 5.25 تا 6.5 متری از فواصل به فاصله

200 استفاده کنیم.

کام ششم: (محاسبه نیروی برشی منطبق با $S_2 = \frac{d}{4}$)

$$S_2 = 100 \text{ mm}$$

$$A_v = 157 \text{ mm}^2$$

$$V_{s2} = 157 \times 0.85 \times 340 \times \frac{430}{100} \times 10^{-3} = 195.104 \text{ kN}$$

$$V_{u2} = 83.85 + 195.104 = 278.954 \text{ kN}$$

$$367 - 56x_2 = 278.954 \Rightarrow x_2 \approx 1.6 \text{ m}$$

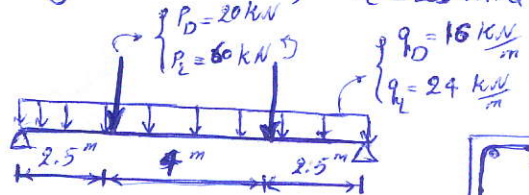
در فاصله 1.6 تا 2.5 و 6.5 تا 7.4 متری از فواصل به فاصله 100 استفاده می کنیم.

مثال ۱: با توجه به بارگذاری و مشخصات مصالح مصرفی و

با فرض استفاده از میلگرد به قطر 10 mm به عنوان فولاد برشی و

فاصله عملی جابجایی قائم را در طول تیر تعیین کنید.

$$f_y = 340 \text{ MPa}, f_c = 25 \text{ MPa}$$



جواب ۳: با توجه به بند ۳-۴ (معماری ۴ جزو) فاصله بین

جابجایی ها را تعیین می کنیم.

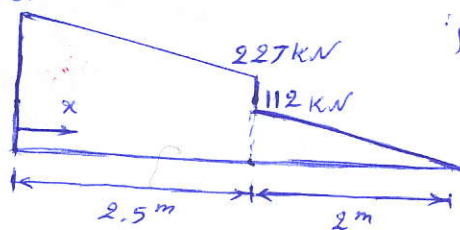
کام اول: (رسم نمودار نیروی برشی)

$$P_u = 1.25 \times 20 + 1.5 \times 60 = 115 \text{ kN}$$

$$q_{uL} = 1.25 \times 16 + 1.5 \times 24 = 56 \text{ kN/m}$$

با توجه به تعاریف تیر و بارگذاری محاسبات را برای نصف تیر

$$367 \text{ kN}$$



انجام می دهیم.

$$V(x) = \begin{cases} 367 - 56x & 0 \leq x \leq 2.5 \text{ m} \\ 112 - 56(x - 2.5) & 2.5 \leq x \leq 4.5 \text{ m} \end{cases}$$

$$d = h - 70 = 430 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$V_u = V(x=d) = 367 - 56 \times 0.43 = 342.92 \text{ kN}$$

کام دوم: (بررسی کفایت متلع)

$$V_{rmax} = 0.25 \times 0.65 \times 25 \times 300 \times 430 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow V_{rmax} = 524.0625 \text{ kN} > V_u \text{ O.K.}$$

۴۷

* فصل چهارم: طراحی اعضا تحت بیخشی *

(۱-۴) مقدمه:

در مصدق که بتوان مجموعه نیروهای مؤثر در یک طرف مقطع را
از تیر یا کابین لنگر مؤثر در سطح و حول محور طولی تیر یا کابین
غور، آن مقطع تحت بیخشی قلمداد شود. در مقاطع بتن مسلح
بدیده بیخشی خالص به ندرت اتفاق می افتد و غالباً تحت
بارهای ولرد، تنش های بیخشی با تنش ویرش همراه خواهند بود.
اثر بیخشی بر سازه های مختلف را می توان از نظر استاتیکی
به دو گروه تقاطعی و سازگاری تقسیم کرد. در بیخشی تقاطعی نیروهای
داخلی با استفاده از تعادلات تعادل به سادگی محاسبه می شوند.
اما در بیخشی سازگاری علاوه بر تعادلات تعادل باید از روابط
سازگاری تغییر شکل ها استفاده کرد و متذکر بیخشی به طبیعت
بیخشی اعضا استاتیکی طور

الترک قلمه یعنی غیر مسلح تحت اثر یک لنگر بیخشی محدود قرار گیرد
به طوری که تقوین های ایجاد شده از مقاومت کششی بتن فراتر نرود
قلمه به طور الکتیک تغییر شکل داده و با افزایش لنگر ترک های
ناهمبج بارز به تقریبی 45 روی دیواره قلمه شکل می شود. تجربه
انجام شده روی مصالح سنگینی بتنی نشان می دهد که در مقاطع روی
یک سطح ضربه بارز به تقریبی 45 اتفاق می افتد. لنگر که
باعث ترک خوردن تیر سنگینی بتن غیر مسلح می شود از رابطه
متابیل به بحث می آید:

$$T_{cr} = 0.5 \sqrt{f_c} \frac{b^2}{3}$$

وقار عضو بتن مسلح در مقابل بیخشی در غولر $T - \theta$ زیر بار

است در این غولر تا لنگر بیخشی T_{cr} رابطه بین T و

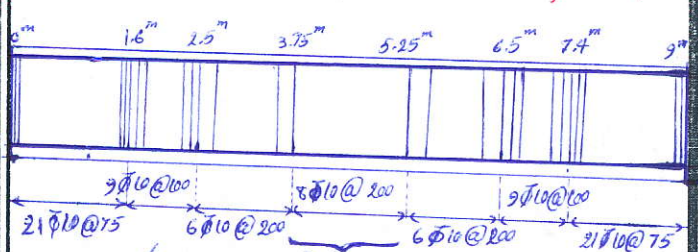
تمام مقسم: (محاسبه مستطیل با $h = 1.6$)

$$V_u = 342.92 - 83.85 = 259.07 \text{ kN}$$

$$S = \frac{157 \times 0.85 \times 340 \times 430}{259.07 \times 10^3} = 75.3 \text{ mm}$$

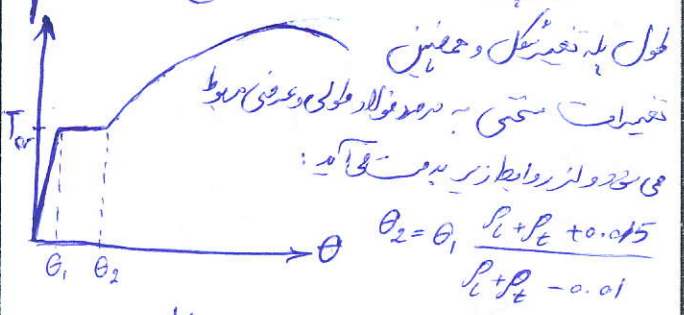
در فاصله بین ابتدا تیر تا 1.6 مین 7.4 تا انتهای تیر از فاصله
با فاصله 75 mm استفاده می کنیم.

تمام مقسم: (اگر این ضلعت ها در طول تیر)



در این نامه می توانیم ضلعت های تقوین و نیروهای شکل پذیری
تیر را مشاهده نمود.

خطی است و در $T = T_{er}$ من ترک می خورد و در این هنگام با بخش محدودش ها و در اثر تکریم بخشی ثابت تغییر شکل لغزایش می باید تا اینکه آهسته آهسته به کار می افتد و تکریم بخشی لغزایشی را جذب می کنند. همانطور که مشاهده می شود تغییر شکل عضو تنی بعد از ترک خوردن به صورت تقریباً خطی ادامه می یابد و طی سگی بخشی آن به مراتب کمتر از مقطع ترک نخورده است

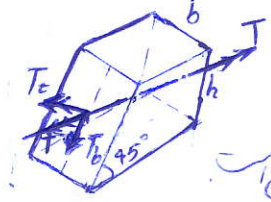


$$K_2 = 2.1 (p_e + p_c) K_1$$

در روابط فوق چر و چر به ترتیب در محلولات عرضی و طولی است و K_1 و K_2 به ترتیب سگی بخشی قبل و بعد از ترک خوردن است.

برای محاسبه تنش های کششی و فشاری در مقاطع بتن مسلح تحت بخشی بودن های مختلفی شیخا و سنده اند که متداول ترین آنها تئوری خمش کج و خرابی فضا است که روابط این نامه ها نیز عموماً بر اساس آنها ارائه کرده اند.

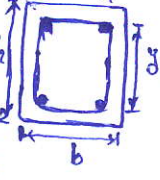
در تئوری خمش کج تکریم بخشی در طول عضو است در صفحه عمودی در آنای عمود بر صفحه و مولزی صفحه عمودی جنبه می کشد. تکریم که در آنای عمود بر صفحه است باعث بخشی صفحه (T_e) و تکریم که درون صفحه است باعث بخشی صفحه (T_b) می شود.



آزمایش ها نشان می دهند که روی این سطح شکست یتر ناشی از بخش است.

در این روش مقاومت بتن در مقابل بخشی را بعد از ترک خوردن تقریباً نصف تکریم خوردن در نظر می گیرند و مقاومت بخشی میلگرد ها به صورت زیر است:

$$T_s = (0.66 + 0.33 \frac{d_1}{x_1}) \frac{x_1 d_1}{s} A_s f_{sd}$$



در این رابطه x_1 و d_1 فاصله بین محورهای مقاومت سته سیر می است و A_s سطح مقطع میل گده صورت s فاصله بین محاورهای مقاومت

روش دیگر برای تعیین تکریم بخشی تقویم فولادها، تئوری خرابی فضا است که در آن عضو تنی پس از ایجاد ترک بخشی به یک خرابی فضا تبدیل می شود که خاصیت هائش اعفاء نامر کششی و میلگرد های طولی تنش طولی های کششی و در تن های فشاری بتن تنش اعفاء فشاری را بازی می کنند. در این تئوری از مقاومت بخشی بتن صرف نظر می شود و مقاومت بخشی

$$T_s = 2 \frac{x_2 d_2}{s} A_s f_{sd}$$

در رابطه فوق x_2 و d_2 فاصله بین محورهای جبران بتن ناشی از بخشی در خرابی فضا است که می توان تقریباً $x_2 = d_2$ را معادل $0.85 x_1 d_1$ در نظر بگیریم. همان طور که ملاحظه می شود برای بتن تقریباً 3 تنایج در تئوری با هم برابر می شوند.

با توجه به تطبیق خوب تنایج حاصل از تئوری خرابی فضا با تنایج آزمایشگاهی اکثر این نامه های طراحی از جمله این نامه بتن ایران و سبب عدم تفاوت ملی ایران در تعیین مقاومت بخشی مقطع از این تئوری استفاده کرده اند. در ادامه روش های قائم به طام طراحی اعفاء تحت بخشی و اعفاء تحت بخشی در برش و بخش ارائه می گردد.

۴-۲) طراحی مقاطع تحت بکشی خالص:

گام اول: (رسم نمودار لنگر بکشی و محاسبه T_u)

در اثر بارگذاری و شرایط تکیهگاهی در صورت مسئله داده شده و با استفاده از ترکیبات بار حالات محتمل برای نمودار لنگر بکشی تهیه می شود.

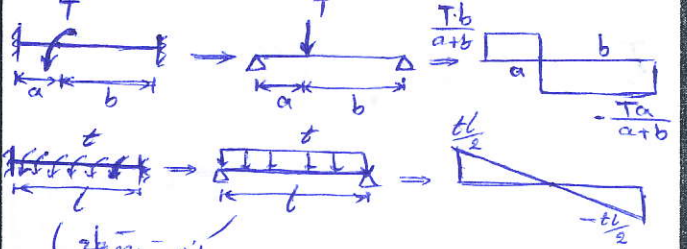
رسم می کنیم و T_u برابر بزرگترین لنگر بکشی است که در طول تیر به وجود می آید. همچنین اجازه داده است که در عرض

لنگر بکشی در مرتبه گاه لنگر بکشی به فاصله $l/4$ از مرتبه گاه را به عنوان T_u در نظر بگیریم به شرط آنکه در این فاصله (از مرتبه گاه تا مقطع مجری)

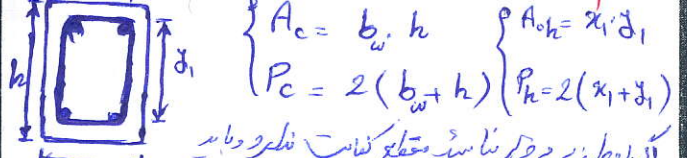
لنگر بکشی صفر نشود.

نکته: نمودار لنگر بکشی تیر دو سر گیره تحت بارگذاری یکنواخت

همانند نیروی تیر دو سر ساده تحت بارگذاری قائم است.



گام دوم: (محاسبه پارامترهای هندسی و بررسی لغایت مقطع)



آنها را زیر مرتبه گاه نباشد مقطع لغایت نگیرد و باید

اعتبار داده شود که:

گام سوم: (محاسبه T_{cr})

$T_{cr} = 1.9 \lambda \left(\frac{A_e^2}{P_c} \right) \leq \phi_c$ و $\phi_c = 0.25 \phi_c$

فرضیه ۱:

- برای بتن معمولی:
- برای بتن با سبب:
- برای بتن با سبب:
- برای بتن با سبب و سبب:

اگر $T_u \leq 0.25 T_{cr}$ باشد نیاز به محاسبه بکشی نیست

ولی توصیه می شود خاصیت حمل در تیر لحاظ شود.

اگر $T_u > 0.25 T_{cr}$ بود با استفاده از ضرایب لنگر بکشی محلی زیر

لنگر بکشی برابر $0.25 T_{cr}$ را مشخص می کنیم و به کار می آوریم.

گام چهارم: (محاسبه S_{max} و بررسی نزاد حمل)

$$S_{max} = 25 \text{ mm} \leq \min \left\{ \frac{P_h}{8}, 3 \phi_c \right\}$$

$$A_{tmin} = 0.03 \sqrt{f_c} \frac{b_w S_{max}}{f_{yt}}$$

فرض می کنیم از میلگرد به قطر 10 mm به عنوان ضابطه استفاده

می شود و سطح مقطع یک سانتی متر مربع است با $A_t = 78 \text{ mm}^2$

آنها را زیر مرتبه گاه نباشد این میلگرد مناسب است $A_t \geq A_{tmin}$

گام پنجم: (محاسبه لنگر بکشی و فولاد طولی متناظر با S_{max})

$$T_{s1} = 2 A_o \left(\frac{A_t}{S_{max}} \right) f_{yd} \quad A_o = 0.85 A_{ok}$$

$$A_{l1} = \left(\frac{A_t}{S_{max}} \right) P_h \left(\frac{f_{yd}}{f_{yl}} \right) \geq \pi \left(\frac{S_{max}}{16} \right)^2$$

در روابط فوق $f_{yd} = 0.85 f_{yk}$ است و f_{yl} و f_{yk} به ترتیب تنش

تکمیل ضابطه ها و میلگرد طولی است.

اگر $T_u \leq T_{s1}$ بود در صورتی که ضابطه به قطر 10 mm

فاصله S_{max} و همچنین از میلگردهای طولی به سطح مقطع A_{l1} استفاده

می کنیم. اگر $T_u > T_{s1}$ بود در صورتی که تیر گیره لنگر بکشی کوچکتر از

T_{s1} است از ضابطه به قطر 10 mm و فاصله S_{max} و

همچنین میلگرد طولی به سطح مقطع A_{l1} استفاده می کنیم و در

نتیجه تیر به اساس T_{s1} کار می کنیم.

گام ششم: (محاسبه S و فولاد طولی متناظر با T_u)

$$S = \frac{2 A_o A_t f_{yd}}{T_u} \quad A_o = 0.85 A_{ok}$$

$$A_{l1} = \left(\frac{A_t}{S} \right) P_h \left(\frac{f_{yd}}{f_{yl}} \right) \geq \pi \left(\frac{S}{16} \right)^2$$

نکته ۱: اگر S که از رابطه فوق بدست آمده است به بزرگترین عدد صندب 25^{mm} گرد می کنیم و در قسمتی از تیر که لنگر بزرگتر از T_{s1} است از خاموت به قطر 10^{mm} و فاصله S در همپس فولاد طولی با سطح مقطع A_l استفاده می کنیم.

نکته ۲: فولاد طولی که در روابط محاسبه می شود باید در محیط مقطع خمیش شود و حداقل قطر این سله ها در درجه خاموت ها باید $\frac{S}{16}$ باشد. برای اجرای راحت تر می توانیم در تمام سله ها طولی را محاسبه نکنیم و در سراسر تیر مقدار فولادی که بر اساس محاسبه شمر محاسبه می شود لحاظ کنیم.

نکته ۳: فولاد طولی که از روابط محاسبه می آید باید با فولاد طولی ناشی از خمیش جمع شود برای این کار می توانیم به صورت زیر عمل کنیم:

$$A_s = A_s + \frac{A_l}{3} - \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

فولاد مثبت

$$A_s = A_s + \frac{A_l}{3}$$

فولاد منفی

در روابط فوق A_s به قیمت فولاد طولی کششی و فشاری ناشی از خمیش هستند و A_l فولاد طولی ناشی از خمیش است و M لنگر خمیش در محلی است که محاسبات خمیش انجام می شود و $f_{yd} = 0.85 f_y$ است. در جهت اطمینان می توانیم از عبارت

$$\frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

صورت نظر کنیم.

همچنین حداقل فاصله سله ها طولی برابر 30^{mm} است.

نکته ۴: اگر در صورت سوال بارگذاری تیر یا غوطه لنگر بزرگتر معلوم نبود و فقط لنگر بزرگتر T_u داده شده بود به صورت زیر عمل می کنیم:

گام اول و دوم: (محاسبه پارامترهای هندسی و T_{er})

این مراحل همانند گام های سوم و دوم صفحه ۵۰ جزوه انجام می شود

گام سوم: (محاسبه $(\frac{A_t}{S})_{min}$ و $A_o = 0.85 A_{oh}$)

$$(\frac{A_t}{S})_{min} = \frac{T_u}{2 A_o \phi_s f_{yv}}$$

$$(\frac{A_t}{S})_{min} = 0.03 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yv}}$$

if $(\frac{A_t}{S}) < (\frac{A_t}{S})_{min} \rightarrow (\frac{A_t}{S}) = (\frac{A_t}{S})_{min}$

گام چهارم: (محاسبه S و S_{max})

اگر در صورت سوال قطر سله ها مشخص نباشد فرض می کنیم از خاموت با قطر 10^{mm} استفاده می شود و داریم:

$$S = \frac{A_t}{(\frac{A_t}{S})} \leq S_{max} = \min \left\{ \frac{P_h}{8}, 300^{mm} \right\}$$

گام پنجم: (محاسبه فولاد طولی A_l)

$$A_l = \left(\frac{A_t}{S} \right) P_h \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \geq \pi \left(\frac{S}{16} \right)^2$$

۳-۴) طراحی مقاطع تحت خمیش و فشار و کشش:

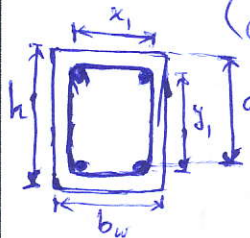
گام اول: (رسم غوطه نیروی کششی و فشاری و لنگر بزرگتر)

برای رسم غوطه نیروی کششی و فشاری در بخش ۳-۴ (صفحه ۴۱ جزوه) و برای رسم غوطه لنگر بزرگتر در بخش ۳-۴ (صفحه ۵۰ جزوه) عمل می کنیم.

گام دوم: (محاسبه پارامترهای هندسی)

$$A_c = b_w h, \quad P_c = 2(b_w + h)d$$

$$A_{oh} = x_1 \cdot d_1, \quad P_h = 2(x_1 + d_1)$$

$$A_o = 0.85 A_{oh}, \quad d \approx h - 70^{mm}$$


کام سوم: (بررسی کفایت مقطع)

اگر رابطه زیر برقرار باشد مقطع کفایت دارد و گرنه باید ابعاد مقطع یا فاصله مشخصات افزایش یابد:

برای مقطع فولادی: $\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq 0.25 f_{cd}$

برای مقطع بتنی: $\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq 0.25 f_{cd}$

کام چهارم: (محاسبه V_c و T_{cr})

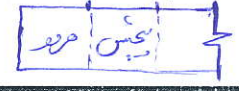
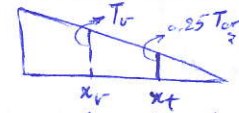
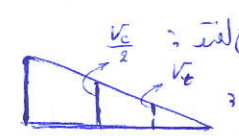
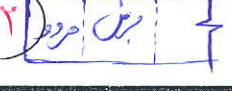
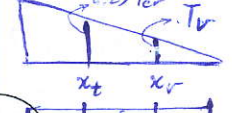
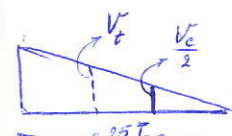
$V_c = \eta_c b_w d$, $\eta_c = 0.2 f_c$

$T_{cr} = 1.9 \lambda \left(\frac{A_c^2}{P_c}\right) \eta_c$

ضریب λ :

- برای بتن معمولی: $\lambda = 1$
- برای بتن با شن سبک: $\lambda = 0.85$ تا 0.75
- برای بتن با شن سنگین: $\lambda = 0.75$
- برای بتن با شن رملی: $\lambda = 0.75$

اگر $\frac{V_c}{2} \leq V_u$ بود طراحی برای برش ضرورت ندارد و با استفاده از بند ۳-۲ (ماده ۵۰ جزوه) ادامه طراحی را برای برش انجام می دهیم و اگر $T_u \leq 0.25 T_{cr}$ بود طراحی برای پیچش ضرورت ندارد و ادامه طراحی را با استفاده از بند ۳-۴ (ماده ۴۱) برای پیچش انجام می دهیم. در غیر این صورت محلی که نبودی برشی برابر $\frac{V_u}{2}$ می شود (ماده ۴۲) و محلی که کمتر پیچشی برابر $0.25 T_{cr}$ می شود (ماده ۴۳) در طول تیر مشخص می کنیم. در این زمان دو حالت



کام پنجم: (بررسی عوامل (پیچش و برش))

می پردازیم:

(محاسبه $\frac{A_v}{s}$ و $\frac{A_t}{s}$): $\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \frac{A_v}{s}$ و $\frac{A_t}{s}$

$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi f_{sd}}$, $V_s = V_u - V_c$

$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2 A_o f_{sd}}$, $f_{sd} = 0.85 f_{sv}$

$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = \left\{ \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \right\}$ و $0.06 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{sv}}$

در روابط فوق f_{sv} تنش تسلیم فولاد ضوابط هائیت:

(تغییر فاصله بین ضوابط هائیت):

$S_{\max} = \min \left\{ \frac{d}{2}, \frac{P_h}{8}, 300 \text{ mm} \right\}$

حال قطاعات را انتخاب می کنیم و مجموع ضوابط هائیت های برشی را محاسبه می کنیم (A_v) به عنوان مثال اگر از ضوابط هائیت بسته به قطر 10 mm استفاده کنیم، داریم:

$A_v = 157 \text{ mm}^2 \rightarrow S = \min \left\{ \frac{A_v}{\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min}}, S_{\max} \right\}$

کام ششم: (محاسبه سطح مقطع فولاد طولی)

$A_k = \left(\frac{A_t}{s}\right) P_h \left(\frac{f_{sv}}{f_{sk}}\right) \geq \pi \left(\frac{s}{16}\right)^2$

با توجه به نکته های ۲ و ۳ صفحه ۵۵ جزوه فولاد طولی محاسبه شده را با فولاد خمشی ترکیب می کنیم و در ستابا سیر قرار می دهیم. نکته: اگر در صورت سوال طراحی خمشی نیز مطلوب بود بر

اساس بند های ۲-۷ و ۲-۹ و ۲-۱۱ (صفحات ۲۲، ۲۴ و ۲۷ جزوه) طراحی خمشی را انجام می دهیم.

کام هفتم: (بررسی اینکه در حالت "الف" یا "ب" قرار بگیریم)

در صورت های زیر که یکی از عوامل (پیچش یا برش) اثر می کنند به طراحی می پردازیم:

(حالت الف) (حالت ب) (*) اگر $\frac{V_{rmax}}{2} > \frac{V_u}{2}$ باشد به جای $\frac{d}{2}$ باید از $\frac{d}{4}$

استفاده کنیم. $V_{rmax} = 0.25 f_{cd} b_w d$

حالت الف (۱)

کام تستر: (محاسبه S_t)

$$\frac{A_t}{s} = \max \left\{ \frac{T_w}{2A_o f_{yd}}, 0.03 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yv}} \right\}$$

$$A_t = 78 \text{ mm}^2 \rightarrow S_t = \min \left\{ \frac{A_t}{\left(\frac{A_t}{s}\right)}, \frac{P_h}{8}, 300 \text{ mm} \right\}$$

حال در فاصله ای که بیش خالص داریم از خاصیت بسته به قطر 10 mm

و فاصله S_t می گذاریم.

حالت ب (۲)

کام تستر: (محاسبه S_v)

$$\frac{A_v}{s} = \max \left\{ \frac{V_t - V_c}{d f_{yd}}, 0.06 \sqrt{f_c} \frac{b_w}{f_{yv}} \right\}$$

$$A_v = 157 \text{ mm}^2 \rightarrow S_v = \min \left\{ \frac{A_v}{\left(\frac{A_v}{s}\right)}, \frac{d}{2} \right\}$$

حال در فاصله ای که بیش خالص داریم از خاصیت با دو ساق برشی

به قطر 10 mm و فاصله S_v می گذاریم.

نکته ۱: روابطی که برای بیش مقاطع توپر گشته اند برای

مقاطع توخالی نیز صادق است به شرط آنکه فاصله محور خالص

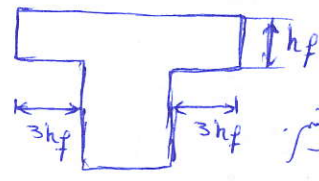
ناقص از $0.5 \frac{A_{oh}}{P_h}$ باشد.

نکته ۲: در مقاطع T شکل برای محاسبه T_{or} می توانیم از محیط (P)

و مساحت (A_c) مقطع زیر استفاده کنیم.

همچنین می توانیم می توانیم از

مقاومت بیش خالص صرف نظر کنیم.



مثال ۱: مقطع تیرکمانی سایلان در زیر غایش داده شده است

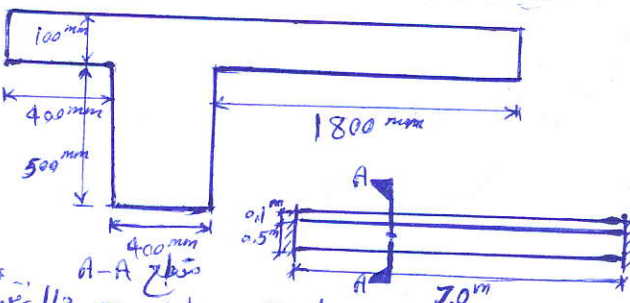
آلوار بریده و بار برین سایلان $5 \frac{kN}{m^2}$ (به جز وزن تیر)

و سیم بارزنده و بار برین $15 \frac{kN}{m^2}$ باشد. مقدار فولاد طولی

و عرضی را برای مقاومت این تیر در مقابل غیش، برش و

پیچش محاسبه کنید. فرض کنید مقاومت مشخصه بتن برابر

30 MPa و تنش تسلیم فولاد طولی و عرضی 400 MPa است.



پاسخ: چون $\frac{b_w}{2} = 200 \text{ mm} < h_p = 100 \text{ mm}$ است خالص

در محل غیش طبق بند ۲-۷ (ماده ۲۲ جزوه) طراحی

انجام می شود:

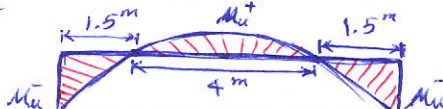
کام اول: (محاسبه M_u)

توزیع بار	دال سمت راست	تیرین بار دال	دال سمت چپ
وزن بتن ($\gamma_c = 24$)	$1.8 \times 0.1 \times 24 = 4.32$	$0.4 \times 0.6 \times 24 = 5.76$	$0.4 \times 0.1 \times 24 = 0.96$
بار بریده	$1.8 \times 5 + 4.32 = 13.32$	$5 \times 0.4 + 5.76 = 7.76$	$5 \times 0.4 + 0.96 = 2.96$
بارزنده	$15 \times 1.8 = 27$	$15 \times 0.4 = 6$	$15 \times 0.4 = 6$
بار غشایی	$13.32 + 27 = 40.32$	$7.76 + 6 = 13.76$	$2.96 + 6 = 8.96$

$$q_u = 8.96 + 13.76 + 40.32 = 63.04 \frac{kN}{m}$$

$$M_u^+ = \frac{q_u l^2}{24} = \frac{63.04 \times 7^2}{24} = 128.7 \text{ kN.m}$$

$$M_u^- = \frac{q_u l^2}{12} = 257.41 \text{ kN.m}$$



۵۳

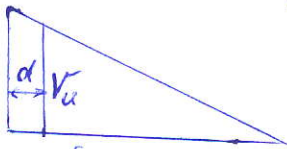
$$q_u = 40.32 + 13.76 + 8.96 = 63.04 \text{ kN/m}$$

$$t_u = 44.352 - 3.584 = 40.768 \text{ kN.m}$$

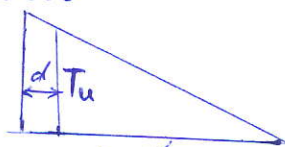
تیر و تیرچه تحت نیرو و لنگر گسترده q_u و t_u تحلیل می شود. بازه به عنوان تیر و تیرچه برای آن محاسبات را برای نصف تیر انجام می دهیم.

$$220.64$$

$$142.688$$



تیر و تیرچه



تیر و تیرچه

$$V = 220.64 - 63.04x \quad T = 142.688 - 40.768x$$

$$V_u = 220.64 - 63.04 \times 0.53 = 187.23 \text{ kN}$$

$$T_u = 142.688 - 40.768 \times 0.53 = 121.081 \text{ kN.m}$$

کار دوم: (محاسبه پارامترهای هندسی)

از تقارن بخشی تال صرف نظری کنیم.

$$A_c = 400 \times 600 = 2.4 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$P_c = 2(400 + 600) = 2 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$x_1 = 400 - 2(45 + 5) = 300 \text{ mm}$$

$$d_1 = 600 - 2(45 + 5) = 500 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = x_1 \cdot d_1 = 300 \times 500 = 1.5 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2(300 + 500) = 1.6 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$A_o = 0.85 \times 1.5 \times 10^5 = 1.275 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

کار سوم: (بررسی کنایت مقطع)

$$\sqrt{\left(\frac{187.23 \times 10^3}{400 \times 530}\right)^2 + \left(\frac{121.081 \times 10^5 \times 1.6 \times 10^3}{1.7 \times (1.5 \times 10^5)^2}\right)^2}$$

$$= 1.02 \text{ MPa} < 0.25 \times 19.5 = 4.875 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

کار دوم و سوم: (محاسبه α_1 , β_1 , f_{cd} , f_{yd} و α)

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 \times 30 = 0.805$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 \times 30 = 0.895$$

$$f_{cd} = 0.65 \times 30 = 19.5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 0.85 \times 400 = 340 \text{ MPa}$$

$$d = 600 - 70 = 530 \text{ mm}$$

کار چهارم: (محاسبه متدیر فولاد کششی)

$$A_s^+ = \frac{0.805 \times 19.5 \times 400 \times 530}{340} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 128.7 \times 10^6}{0.805 \times 19.5 \times 400 \times 530^2}}\right)$$

$$\Rightarrow A_s^+ = 742.36 \text{ mm}^2$$

$$A_s^- = \frac{0.805 \times 19.5 \times 400 \times 530}{340} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 257.41 \times 10^6}{0.805 \times 19.5 \times 400 \times 530^2}}\right)$$

$$\Rightarrow A_s^- = 1551.4 \text{ mm}^2$$

کار پنجم: (محاسبه ρ_{min} و ρ_{max})

$$\rho_b = \frac{0.805 \times 0.895 \times 19.5}{340} \left(\frac{f_{co}}{f_{co} + 400}\right) = 0.026$$

$$\rho_{max} = \min\{0.026, 0.025\} = 0.025$$

$$\rho_{min} = \max\left\{\frac{1.4}{400}, \frac{0.25 \sqrt{30}}{400}\right\} = 0.0035$$

کار ششم: (بررسی روابط مقدماتی ملل ساختمان)

$$\rho^+ = \frac{742.36}{400 \times 530} = 0.003501 \quad \rho^- = 0.00732$$

$$\rho_{min} \leq \rho^+, \rho^- \leq \rho_{max} \rightarrow \text{O.K.}$$

* حال طبق بند ۳-۴ (مهره مجزوه) طرای برای برش و

چکش را انجام می دهیم:

کار اول: (رسم نمودار نیروی برشی و لنگر)

دال مت راست	تیر بین دال و دال	دال مت چپ	
40.32	13.76	8.96	نیروی گسترده
1.1	0	-0.4	بازو لنگر
44.352	0	-3.584	لنگر بخشی

$$S = \min \left\{ \frac{157}{2.99} = 52 \text{ mm}, 200 \text{ mm} \right\} = 52 \text{ mm}$$

باقی به ایند فاعله S تا S_{max} خیلی زیاد است اعتبار

تقریباً $A_{cr} = 307.87 \text{ mm}^2$: 14 mm باقری استاده از فاعله باقری

$$\Rightarrow S = \min \left\{ \frac{307.87}{2.99} = 103 \text{ mm}, 200 \text{ mm} \right\} = 100 \text{ mm}$$

من و فاعله ای که نیوی بیشترین $\frac{V_c}{2}$ است از فاعله باقری 14 و فاعله 100 استفاده می کنیم.

کام هشتم: (محاسبه سطح مقطع فولاد طولی)

$$A_L = 1.396 \times 1600 \times \frac{400}{400} = 2233.6 \text{ mm}^2$$

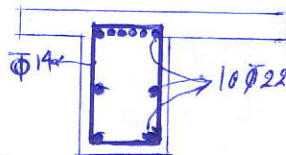
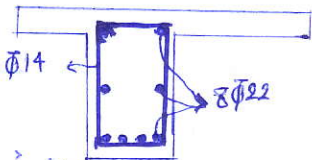
$$A_L = 2233.6 > \pi \left(\frac{16}{16} \right)^2 = 122.7 \text{ o.k.}$$

حال این فولاد را با فولاد منشی ترکیب می کنیم.

$$\frac{A_L}{3} = 744.53 \rightarrow \therefore \text{Use } 2 \text{ } \Phi 22$$

$$A_s^+ + \frac{A_L}{3} = 1486.89 \rightarrow \therefore \text{Use } 4 \text{ } \Phi 22$$

$$A_s^- + \frac{A_L}{3} = 2295.93 \rightarrow \therefore \text{Use } 6 \text{ } \Phi 22$$



مقطع نیروی مثبت طولی منشی

مقطع نیروی منفی طولی منشی

کام هشتم: (محاسبه S_t)

$$\frac{A_t}{s} = \max \left\{ \frac{48.92 \times 10^6}{2 \times 1.275 \times 10^5 \times 340} = 0.56, 0.03 \sqrt{30} \times \frac{400}{400} = 0.16 \right\} = 0.56$$

$$A_t = 153.9 \text{ mm}^2; 14 \text{ mm باقری استاده از فاعله باقری}$$

$$S_t = \min \left\{ \frac{153.9}{0.56} = 275 \text{ mm}, 200, 300 \right\} = 200 \text{ mm}$$

حال در منشی که نیوی بیشترین $\frac{V_c}{2}$ است

کام چهارم: (محاسبه V_c و T_{cr})

$$V_c = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{30} = 0.71 \text{ MPa}$$

منشی که نیوی بیشترین $\frac{V_c}{2}$ است استفاده شود و $\lambda = 1$

$$V_c = 0.71 \times 400 \times 530 \times 10^{-3} = 150.95 \text{ kN}$$

$$T_{cr} = 1.9 \times \left(\frac{2.4 \times 10^5}{2000} \right)^2 \times 0.71 \times 10^{-6} = 38.85 \text{ kN.m}$$

$$T_u > 0.25 T_{cr} \text{ و } V_u > \frac{V_c}{2} \Rightarrow$$

طراحی برای بیشترین درجه بندی انجام می شود.

$$0.25 \times 38.85 = 142.688 - 40.768 x_t$$

$$\Rightarrow x_t = 3.26 \text{ m}$$

$$0.5 \times 150.95 = 220.64 - 63.04 x_v$$

$$\Rightarrow x_v = 2.30 \text{ m}$$

$$V_t = 220.64 - 63.04 \times 3.26 = 15.13 \text{ kN}$$

$$T_v = 142.688 - 40.768 \times 2.3 = 48.92 \text{ kN.m}$$

باقی به محاسبات انجام شده حالت "الف" رفع شود

کام نهم: (محاسبه $\frac{A_v}{s}$ و $\frac{A_t}{s}$ و $\frac{A_{cr}}{s}$)

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(187.23 - 150.95) \times 10^3}{530 \times 0.85 \times 400} = 0.201 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{121.081 \times 10^6}{2 \times 1.275 \times 10^5 \times 0.85 \times 400} = 1.396 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\left(\frac{A_v}{s} \right)_f = \max \left\{ 0.201 + 2 \times 1.396 = 2.99, 0.06 \sqrt{30} \times \frac{400}{400} = 0.33 \right\} = 2.99 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

کام دهم: (تعیین فاصله بین تیرهای S)

$$\frac{V_{rmax}}{2} = 0.125 \times 19.5 \times 400 \times 530 \times 10^{-3} = 516.75 \text{ kN}$$

$$V_u < \frac{V_{rmax}}{2} \Rightarrow S_{max} = \min \left\{ \frac{d}{2}, \frac{P_h}{8}, 300 \right\}$$

$$S_{max} = \min \left\{ \frac{530}{2}, \frac{1600}{8}, 300 \right\} = 200 \text{ mm}$$

$$A_v = 157 \text{ mm}^2; 10 \text{ mm باقری استاده از فاعله باقری}$$

۵۵

* فصل پنجم: طراحی اعضا تحت کشش *

۵-۱) مقدمه

در صورتی که بتوان مجموعه نیروهای مؤثر بر یک طرف را قطع و از مرکز را با یک نیروی کششی که مولفه‌ی محور طولی عضو است و از مرکز سطح آن نیز می‌گذرد جایگزین کرد؛ آن مقطع تحت کشش محوری قرار دارد. لوله‌های بتنی، منابع ذخیره سیالات مثل آب و نفت، کش‌های مهارها، شازرها و بعضی اعضا خرابه‌ها و تیرهای از ستاره‌های تحت کشش هستند. همچنین ستون‌های پوشه‌ساقان و درشایرهای جانبی تحت نیروی کشش و خمش (همش‌میل) قرار دارند که طراحی آنها در فصل آینده بیان می‌شود.

باقی‌مانده متادست نامیزه‌ترین حد کشش طراحی به طول می‌خاستی کل نیروی وارده را میلگرهای طولی که به صورت ستارن در مقطع قرار می‌گیرند تحمل می‌کنند. فکشن بتن به عنوان بخش میلگرها و طول‌گیری آنها از ضرورتی و جهت آب بندی منابع و لوله‌ها و عامل اتصال بار به میلگرها است. که بر اساس حالات صی جرم مولی ابعاد مقطع بتنی مشخص می‌شود.

۵-۲) طراحی اعضا کششی

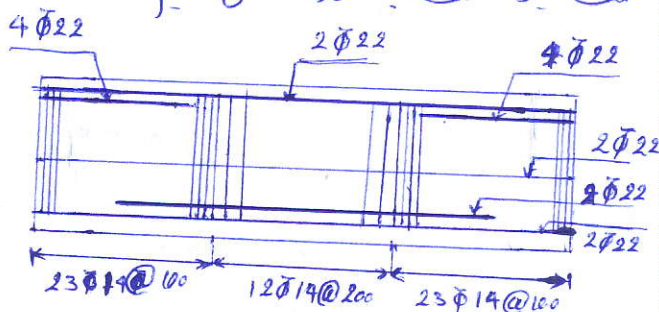
کام‌ل: (محاسبه و انتخاب میلگر طولی و عرضی)

ابتدا با تحلیل سازه و ترکیب بارهای صی‌های N_u را محاسبه می‌کنیم و داریم:

$$A_s = \frac{N_u}{f_y} \quad \text{و} \quad f_y = 0.85 f_c$$

حال میلگرهای طولی درین محاسبه را تأمین می‌کنند انتخاب می‌کنیم و همچنین از ضوابط حایا نورسج با قطر یک سوم قطر میلگرهای طولی و نیز کمتر از ۶ استفاده می‌کنیم و فاصله آنها را به اندازه کوچکترین بعد مقطع انتخاب می‌کنیم. عبارت فاصله بین خاموت‌ها کمتر از 250^{mm} در نظر گرفته شود.

از خاموت بسته به قطر 14^{mm} و فاصله 200^{mm} استفاده می‌کنیم. در صورتی که کمتر از 25^{mm} است می‌توانیم از خاموت استفاده کنیم ولی برای کل پذیری تیر در این سمت نیز خاموت به فاصله 200^{mm} می‌گذاریم.



۴-۴) تفاوت آب با سیم در محاسبه

- در آب ضرایب مربوط به بتن و سیم در نظر گرفته نمی‌شود و کمتر ترک خوردگی از رابطه مقابل بدست می‌آید $T_{cr} = 2 \left(\frac{A_c}{P_c} \right)$

- معادل فولاد عرضی طرح‌های تراکم بتن و سیم از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$(A_v + 2A_t)_{min} = 0.35 \frac{b_w s}{f_{yv}}$$

- در آب برای تعیین کفایت مقطع توپر باید رابطه زیر برقرار شود:

$$\frac{V_u}{b_w d} + \frac{T_u P_h}{1.7 A_{oh}^2} \leq 0.25 f_{cd}$$

- در محاسبه مقادیر طولی ساقان بیان می‌شود که تمام

میلگرهای بتنی (فولادهای طولی به علاوه خاموت‌های بسته و دایورسج‌ها)

معادل در طولی برابر با برترین بعد عضو از نقطه‌ای که دیگر نیاز به مقاومت

بتنی نیست ادامه یافته و به صورت مناسب مهار شوند ولی در

آیین نامه‌های اخیر (آب) گفته می‌شود حداقل در طولی برابر با $d + d$

(d عرض و d ارتفاع مؤثر) ادامه یابد.

کام دوم: (تعیین ابعاد مقطع)

برای جلوگیری از ترک خوردگی و عدم شکستگی تنش کششی ناشی از بارهای مجزیه درونی باید کمتر از حد کشش باشد. ابتدا با تحلیل ساده و تقریب بارهای مجزیه درونی تنش را

$$N = N_D + N_L, \quad N \approx \frac{N_u}{1.35}$$

$$A_g \geq \frac{N}{f_t} + A_s(1-n), \quad f_t = 0.6 \sqrt{f_c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}, \quad E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}, \quad E_c = 5000 \sqrt{f_c} \text{ (آیین نامه بتن ایران)}$$

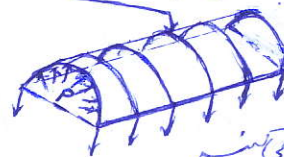
$$E_c = (3300 \sqrt{f_c} + 6900) \left(\frac{f_c}{23} \right)^{1.5} \text{ (مبحث ۸)}$$

در روابط فوق A_g سطح مقطع کل، f_t مقاومت کششی بتن، f_c مقاومت منشی فشاری بتن و ϵ_c و ϵ_s کرنش مقبول بتن (mm/mm) است. ابعادی را انتخاب کنی کمتر تا رابطه فوق برقرار شود.

مثال ۱: اگر فشار ناشی از سایل در یک لوله بتنی 0.83 MPa باشد و قطر متوسط لوله یک متر باشد. ضخامت لوله و سایل فولاد مورد نیاز در یک متر طول لوله را بدست آورید. مقاومت منشی بتن 25 MPa و تنش تسلیم فولاد 400 MPa است.

جواب:

کام اول: (تعیین ابعاد و انتخاب سایل)



ابتدای برش عرضی در لوله میزنیم و با استفاده از تعادل نیروها متدله N_L و N_D را محاسبه می کنیم.

$$\sum F_x = 0 \rightarrow N = \int_0^\pi P \sin \theta \times R d\theta \times l = 2PRl$$

$$R = 500 \text{ mm}, \quad l = 1000 \text{ mm} \rightarrow N = 2 \times 0.83 \times 500 \times 1000 = 8.3 \times 10^5 \text{ N}$$

طبق ترکیبات بارگذاری در حالت عرضی (مبحث ۸ جزء ۲)

$$N_u = 1.26 N = 10.458 \times 10^5 \text{ N}$$

حال اگر سایل فولادی که در یک سمت برش قرار دارد A_s

$$N_u = 2 A_s f_{yd} \Rightarrow A_s = \frac{N_u}{2 f_{yd}}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{10.458 \times 10^5}{2 \times 0.85 \times 400} = 1537.9 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Use } 10 \text{ } \Phi 14, \quad A_{s \text{ provided}} = 1539 \text{ mm}^2$$

پس در هر یک متر طول لوله از ۱۰ عدد حلقه به قطر ۱۴ و فاصله ۱۰۰ mm استفاده می کنیم. متدله فولاد طولی که باید در سایل طول لوله قرار دهیم در محیط آن بخش کنیم بر اساس بخش ناشی از وزن لوله و محتویات آن محاسبه می شود.

کام دوم: (تعیین ضخامت لوله)

$$f_c = (3300 \sqrt{25} + 6900) \left(\frac{24}{23} \right)^{1.5} = 24943 \text{ MPa}$$

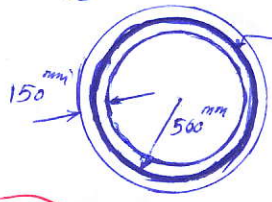
$$n = \frac{2 \times 10^5}{24943} = 8 \quad (\epsilon_c = 24 \frac{\text{mm}}{\text{mm}})$$

$$f_t = 0.6 \sqrt{25} = 3 \text{ MPa}$$

$$A_g = 2 \times 1000 t \geq \frac{8.3 \times 10^5}{3} + 1539(1-8)$$

$$\Rightarrow t \geq 133 \text{ mm} \rightarrow t = 150 \text{ mm}$$

پس ضخامت لوله بتنی را ۱۵۰ mm در نظر می گیریم.



فصل ششم : محار و وصله میلر و ها *

(۱-۶) مقدمه :

در اغلب افعای بن سطح بارهای ولره مستقیماً بر سطح بنی اعمال شده و لذا میلرهای موجود در عضو به واسطه اتصال و یوستکی بن بن و تولد تحت تنش قرار می گیرند . مسئله ناسن یوستکی بن بن و تولد از مضایات اساسی و مهم در طراحی سازه های بن آرمه است چرا که این پدیده عامل عدم لغزش و انتقال نیزه بن در حال اصط در صورت بروز لغزش ، پایداری اجزا و مقاومت در برابر تنش های ایجاد شده حاصل نخواهد شد .

عوامل مؤثر بر یوستکی بن و تولد به شرح زیر است :

الف) شرایط سطح میلر : سطح زیر میلر ها اصططاک و یوستکی بن بن و تولد را افزایش می دهد . لذا استفاده از فولاد آجدار به سبب مؤثر تر از فولاد صاف می باشد . به این دلیل موجب عدم لغزش ملل ساقمان اجازه استفاده از میلر های آجدار (خرد در دو سطح ها) می دهد و آیین نامه بن ایران تنش یوستکی میلر آجدار را دو برابر میلر صاف در نظر می گیرد .

ب) قطر میلر : بر اساس تجربیات موجود ، با کاهش قطر میلر ها مقاومت یوستکی افزایش می یابد .

ج) موقعیت میلر ها : در تیرهای بن مسلح میلر های تحتانی و محبت محبتی از نظر یوستکی ولره چون با افزایش نیروی قائم که ناشی از وزن بن روی میلر ها است نیروی اصططاک نیز افزایش می یابد . همچنین میلر های فوقانی به دلیل جمع شدن

بن و محبتی وجود مضاف بر این میلر ها یوستکی کمتری ولره .

د) شرایط محصور شدن : با کاهش عامله بن خاموت ها محصور شدن بن و میلر ها لغزش می یابد و با افزایش نیروی فشاری ناسن از محصور شدن یوستکی افزایش می یابد .

هـ) عامله بن میلر ها و سطح بن : افزایش عامله بن میلر ها باعث کاهش تداخل ناصیه یوستکی میلر ها می شود و شرایط یوستکی افزایش می یابد . همچنین در صورت استفاده از فولاد آجدار در میلر ها محیط مؤثر کاهش می یابد و یوستکی بن بن و میلر کاهش می یابد .

آز میلر های کششی به جانب کاملاً محار در بن باقی میماند به علت وجود خاموت های دور گردیده ، تنش های یوستکی منتهی بش لزوم باعث تسهیل یوستکی می شوند ، تأثیر مهمی در باربری عضو محبتی نخواهند گذاشت . بنابه همین دلیل آیین نامه بن ایران و محبت عدم لغزش ملل ساقمان کنترل تنش های یوستکی را هدف نموده و نقطه همکار کامل میلر ها در داخل بن را تعیین کرده بدین معنی که اگر ملل محاری کامی در هر دو طرف مقطع وجود داشته باشد حتی اگر تنش یوستکی موجود در مقطع بالا باشد تا وقتی که میلر ها در پای خود تلفزند ، یکپارچگی سازه با رها است . طبق محبت عدم لغزش ملل ساقمان و آبا محار را مانده ها در بن باقی انداختن های زیر بار کشش آنها انجام می شود :

- طول برداری مستقیم با استفاده از یوستکی موجود بن بن و تولد

- ایجاد قلاب در انتها اگر قلاب

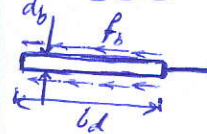
- به کار گیری وسایل مکانیکی در طول ارماتور

(۲) طول تیرهای مستقیم میلگردهای کششی:

طول تیرهای طولی است که در امتداد آن میلگردی در تاشش

تسلیز و یک جهت تاشش قرار گرفته است، تیرهای خود را از طریق اصطکاک جدار به بتن منتقل می نماید به عبارت دیگر طول

لازم بین خط جدا کردن تاشش در میلگرد (قطعی که باور نمای مودر برابر متادمت متعادل است) و انتهای میلگرد، طول تیرهای نامیده می شود

$$A_s f_s = \frac{\pi}{4} d_b^2 f_s = \pi d_b f_b \Rightarrow d_b = \frac{f_s}{4 f_b} d_b$$


در رابطه فوق d_b با طول تیرهای در تاشش و d_b قطر میلگرد و f_s و f_b تسلیز آن و f_s و f_b تسلیز بین بتن و فولاد است. با توجه

به این رابطه و انتخاب مناسب f_b و همچنین طول تیرهای میلگرد کششی بر اساس محاسبه مقررات ملی ساختمان به صورت زیر انجام می شود:

مقام اول: α (معین α, β, γ)

ضریب α (ضریب موافقت):

$\alpha = 1.3$ اگر تیر میلگرد حداقل 300 mm بتن باشد

$\alpha = 1$ اگر تیر میلگرد کمتر از 300 mm بتن باشد

ضریب β (ضریب انود):

$\beta = 1.5$ اگر انود اپوکسی داشته باشد و عامله آلوده باشد

لر $d_b \leq 6$ و عامله پوشش آن کمتر از $3d_b$ باشد

$\beta = 1.2$ اگر انود اپوکسی داشته باشد ولی شرایط فوق برقرار نباشد

$\beta = 1$ اگر انود اپوکسی نداشته باشد

اپوکسی نوعی رزین است که به منظره جوئی تیرهای از خودگی

بر روی سطح میلگرد اندود می کنند در اکثر مواقع لزوم اندود استاره نمی شود و $\beta = 1$ فرض می شود.

ضریب γ (ضریب قطر):

$\gamma = 0.8$ اگر $d_b \leq 20 \text{ mm}$

$\gamma = 1$ اگر $d_b > 20 \text{ mm}$

ضریب λ (ضریب نوع بتن):

$\lambda = 1$ برای بتن های معمولی

$\lambda = 1.3$ برای بتن های سبک

مقام دوم: $\frac{C + k_{tr}}{d_b}$ (محاسبه ضریب)

$C = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{فاصله مگر تا نزدیک ترین} \\ \text{تیر به بتن در سطح یا در} \\ \text{در درون محل تقاطع با دیگر تیرها} \end{array} \right\}$

$$k_{tr} = \frac{0.12 A_{tr} f_{sd}}{S_n} \Rightarrow \frac{C + k_{tr}}{d_b} \leq 2.5$$

در رابطه فوق A_{tr} سطح مقطع کل فولاد عرضی است که به عامله S

لازم قرار دارند در امتداد محور بر سر تیر میلگردها که در چهار یا و سه می شوند هستند

همچنین n تعداد میلگردها است که در درون محل چهار یا و سه می شوند

توضیح می شود برای اطمینان شدن طرح این ضریب محاسبه شود

ولی برای سیمپلر در محاسبات می توانیم به صورت زیر عمل کنیم:

$$\frac{C + k_{tr}}{d_b} = 1.5 \left\{ \begin{array}{l} \text{فاصله آلوده میلگردها} \\ \text{و پوشش های میلگردها} \\ \text{و حداقل آلوده میتری به کار رود} \end{array} \right.$$

$$\frac{C + k_{tr}}{d_b} = 1.5 \left\{ \begin{array}{l} \text{فاصله آلوده میلگردها} \\ \text{و پوشش های میلگردها} \end{array} \right.$$

$$\frac{C + k_{tr}}{d_b} = 1 \leftarrow \text{در سایر موارد}$$

$$\frac{C + k_{tr}}{d_b} \text{ همواره باید کوچکتر از } 2.5 \text{ باشد}$$

کام سوم: محاسبه طول تیرهای کشش

$$d_{ld} = \max \left\{ \left[\frac{0.86 f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \times \frac{\alpha B \gamma_l}{(c + k_{tr})} \right] d_b, 300 \text{ mm} \right\}$$

$$f_{cd} = \phi_c f_c \quad , \quad f_{yd} = \phi_s f_y$$

اگر آرماتور به کار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم بر اساس محاسبات باشد می توانیم به کار در فترت زیر فترت کمتر و طول تیر به راکا هفتی دیم: مقدار آرماتور مصرفی / مقدار آرماتور

۶-۲) طول تیرهای مستقیم میلگردهای فشاری:

محاسبه طول فولاد فشاری به دلیل اثر پواسون باعث انقباض عرضی میلگرد می شود و این موضوع باعث چسبندگی و انتقال مستقیم فولادوتش می گردد. به این دلیل طول تیرهای میلگرد در فشار کمتر کشش است. محاسبه مقررات ملی ساختمان حداقل طول تیرهای میلگرد ها در فشار را به صورت زیر

$$d_{dc} = \max \left\{ 0.24 \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} d_b, 0.05 f_{yd} d_b, 200 \text{ mm} \right\}$$

اگر آرماتور به کار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم بر اساس محاسبات باشد می توانیم به کار در فترت زیر فترت کمتر و طول تیر به راکا هفتی دیم: دلی طول تیرهای در فشار زیاد کمتر از 200 mm در نظر گرفته شود مقدار آرماتور لازم = فترت افتاده آرماتور / مقدار آرماتور مصرفی

نکته (نمره میلگرد): طول تیرهای نمره میلگرد های معمولی و

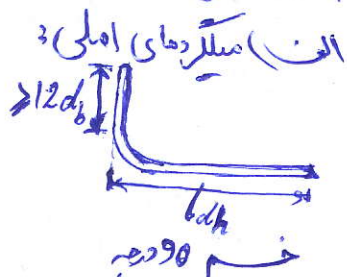
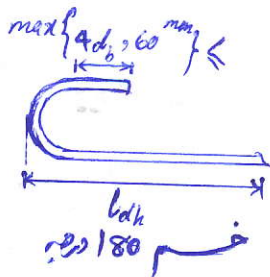
چهار تایی باید به ترتیب 1.2 و 1.33 برابر طول تیرهای

یک میلگرد تنها در نظر گرفته شود و برای نمره های دریایی نیازی به افزایش طول تیرهای نیست. باید به این نکته

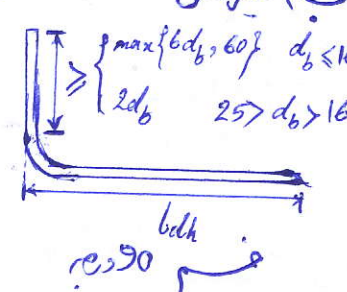
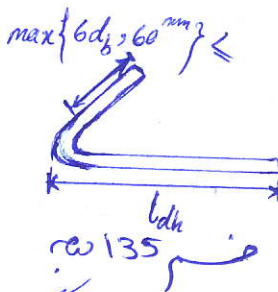
توجه کرد که در تعیین فترت $\frac{c + k_{tr}}{d_b}$ باید به جای d_b از $d_b \sqrt{N}$ استفاده شود که N تعداد میلگرد ها در گروه میلگرد است.

۶-۳) طول تیرهای میلگردهای تکیه بر کشش:

وقتی توان طول تیرهای مستقیم در کشش را تأمین نمود، لازم است که در انتهای میلگرد یک قلاب که به صورت ۱۸۰ درجه (نیم طریقه یا قلاب انتهای)، ۱۳۵ درجه (چنگ) یا ۹۰ درجه (کونا) است، تأمین نمود. استفاده از قلاب در میلگرد های فشاری بی اثر است و طبق محاسبه مقررات ملی ساختمان قلاب ها به صورت زیر استاندارد می شوند:



ب) میلگرد های خاموت و تقسیم:



حاصل قطر داخلی خم جا جری میلگرد های افقی و عمودی های با قطر برابر یا کمتر از 16 mm به صورت زیر است:

- $r_{min} = 6d_b \leftarrow d_b < 28$
- $r_{min} = 8d_b \leftarrow 28 \leq d_b \leq 34$
- $r_{min} = 10d_b \leftarrow 36 \leq d_b \leq 55$
- $r_{min} = 4d_b \leftarrow$ خاموت های با قطر کمتر از 16 mm

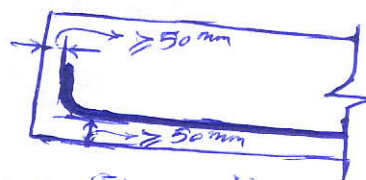
برای محاسبه طول تیرهای میلگردی قلاب دار استاندارد و کشش صورت زیر عمل می کنیم:

کام اول: (تعیین ضرایب k_1, k_2, β و λ)
ضرایب β و λ براساس کام اول بند ۶-۲ (مقرره ۵۹ جزء ۵)

تعیین می شود.
ضرایب k_1 : همیشه برابر یک است فقط در حالت زیر می توانیم ۰.۷ در نظر بگیریم:

— قلاب ۱۸۰ درجه که پوشش بتنی در انشای عمود بر محور قلاب حداقل ۶۵ mm باشد.

— قلاب ۹۰ درجه که پوشش بتنی در انشای عمود بر محور قلاب حداقل ۶۵ mm در انشای عمود بر قلاب حداقل ۵۰ mm باشد.



پوشش عمود بر محور قلاب

پوشش عمود بر قلاب

ضرایب k_2 : همیشه برابر یک است و فقط در حالت زیر می توانیم ۰.۸ در نظر بگیریم:

— زمانی که میلگردها در طول تیرهای با خاصیت تقاطع به فاصله کوپلر یا مسدود ۳d یا کمتر شده باشند.

کام دوم: (محاسبه طول تیرهای قلاب)

$$l_d = \max \left\{ 15d, 8d, \frac{f_y}{\sqrt{f_{cd}}} d, 0.24 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_y d}{\sqrt{f_{cd}}} \right\}$$

آر آرماتور به کار رفته در مقطع بیشتر از آرماتور لازم براساس محاسبات باشد می توانیم l_d را در ضرایب زیر ضرایب کشش و طول

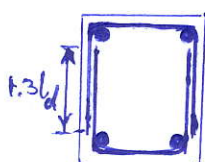
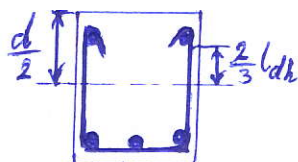
گیرایی را کاهش دهیم:
مقدار آرماتور لازم = ضرایب
مقدار آرماتور مصرفی

۶-۵) ضابطه محاسبه آرماتورهای برشی در تیرها:

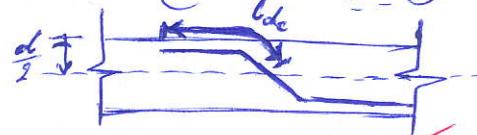
* آرماتورهای برشی جان ضابطه ها و میلگردهای فشرده باید طوری محاسبه شوند که حدوداً در وسط ارتفاع مقطع ضرایب کامل کششی آنها قابل استفاده باشد بدین منظور می توانیم و با بیان می کنند که آرماتورهای در جان مقاطع کششی باید تا حدی که پوشش بتنی و یا فاصله بین سایر میلگردها (مجازی) نباشد، نزدیک به حدوده کششی و کششی عضو در مقطع قرار دارند. همچنین در انتهای آرماتور عرضی تک شاخه ای (منحرفی) و تک تکی و یا هر دو باید به یکی از طرف تیر محاسب شوند:

(۱) برای میلگردهای با قطر کوپلر از ۱۶ میل میسر و برای میلگردهای با قطر ۱۶ تا ۲۵ میل میسر لزرده ۳۳۹۰ یا پایین تر باید از قلاب استاندارد استفاده شود، قلاب باید حداقل یک میلگرد طولی را درگیر کند.
(۲) برای میلگردهای با قطر ۱۶ تا ۲۵ میل میسر لزرده ۳۹۰۰ و بالاتر باید علاوه بر استفاده از قلاب استاندارد که حداقل یک میلگرد طولی را درگیر کرده طول تیرهای به اضافه دو سوم طول تیرهای میلگرد قلاب دار (طول l_d) نیز تأمین شود. طول تیرهای لزرده ارتفاع و در مقطع انفرنگ تیری می شود.

* در جایی که می توان از ضابطه سببه استفاده کرد لزرده جابجایی اما شکل که با و جمله پوششی به هم متصل می شوند استاندارد می شود در این حالت باید طول پوشش حداقل ۱.۳d باشد اگر میلگرد l_d و A_s هر شانه کمتر از ۴۰k و ارتفاع مقطع بیشتر از ۴۵۰ mm باشد می توان طول پوشش را کمتر از ۱.۳d در نظر گرفت مشروط به آنکه هر شانه از آن تا وجه مقابل را در برده شود.



* میلگردهای طولی حتماً باید به عنوان آرماتور مرتب مورد استفاده قرار گیرد. اگر به ناحیه بین گششی میوند باید به صورت آرماتور گششی مورد استفاده قرار گیرد. اگر به ناحیه فشاری میوند باید بر طبق عیار میلگردهای فشار در این میلگردها عمل گششی از محله وسط ارتفاع مؤثر اندازد. (نری می شود)



۶-۶ میلگردها:

به علت محدودیت طول میلگردهای باردار (معمولاً ۲ متر) و یا به خاطر جلوگیری از دور ریز میلگردها باید در میلگردها به یکدیگر به یکی از چهار روش زیر یا ترکیبی از آنها انجام شود:

الف) وصله پوششی: که با محاور هم قرار دادن دو میلگردهای در هم قرار دادن عملی می شود. طولی که دو میلگردها باید در محاور هم قرار داده شوند، طول پوششی نامیده می شود.

ب) وصله پوششی: در با جوش دادن دو میلگردها به یکدیگر انجام می شود. جوش های متداول برای وصله های جوشی عبارت اند از: اتصال جوشی قوس به قوس خمیری (جوش الکتریکی عادی) و اتصال جوشی زنی با الکترود (جوش با قوس الکتریکی).

ج) وصله مکانیکی: که با به کار گیری وسایل مکانیکی خاص حاصل می شود.

د) وصله اتصالی: که با بر روی هم قرار دادن دو اتصالی میلگردها فشاری عملی می شود. این وصله فقط در میلگردهای تحت فشار و با قطر بیشتر یا مساوی ۲۵^{mm} مجاز است.

چون در بیشتر مواقع لزوم وصله های پوششی استفاده می شود در ادامه ضوابط مربوط به این وصله ها ارائه می شود.

۶-۶-۱ وصله پوششی میلگردهای گششی:

طول پوششی در این حالت برابر با ۱.۳^h است که در طول گششی میلگردها در گشش است و طبق بند ۶-۲ (مهر ۵۹ جزء) محاسبه می شود. اگر در شرط زیر به صورت همزمان برقرار باشد می توان طول پوششی را به انداز ۱.۵^h در نظر گرفت.

- مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوششی حداقل به انداز دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.

- حداقل نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوششی وصله شوند.

۶-۶-۲ وصله پوششی میلگردهای فشاری:

$$d_b \leq 0.08 f_y \rightarrow \text{طول پوششی} \sim 400 \text{ MPa} \quad \text{if } f_y \leq 400 \text{ MPa}$$

$$d_b \leq (24 - 0.15 f_y) \rightarrow \text{طول پوششی} \sim 400 \text{ MPa} \quad \text{if } f_y > 400 \text{ MPa}$$

* طول پوششی در هر حال باید بزرگتر از ۳۰۰^{mm} باشد.

* طول پوششی برای وصله کردن دو میلگردها با قطر متفاوت از رابطه زیر بدست می آید:

$$\text{طول پوششی} = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{طول برای میلگردهای بزرگتر} \\ \text{میلگردهای کوچکتر} \end{array} \right.$$

نکته ۱: طول پوششی در هیچ جا به صورت زیر است:

- میلگردها آجدار $48 d_b$
- میلگردها ساده $72 d_b$
- میلگردها آجدار با لنگرد $72 d_b$
- میلگردها ساده و آجدار با قلاب استاندارد اتصالی $48 d_b$

نکته ۲: محاسبه حجم مقدار ملی ساختمان و آیین نامه بتن

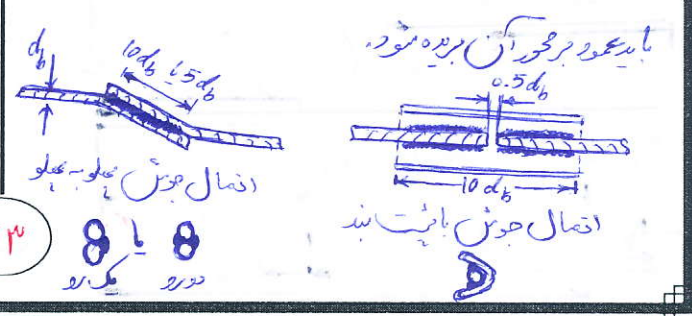
این اجازت استفاده از وصله های پوششی زمانی که قطر

میلگرد ها بیشتر یا مساوی 36 باشد یا آنکه واصله برای اتصال میلگرد های مقاطع تحت کشش خالص انجام شود، نمی دهد در این سوله باید از واصله های جوشی و مکانیکی استفاده کنیم. اتصال جوشی در لب با آلتورود به طور معمول به جوش های زیر انجام می شود:

(1) اتصال جوشی به جلا با جوش از لب به دور و که قط برای میلگرد های گرم نورد شده با قطر 6 تا 36 مجاز است. در این روش طول فوار جوش از لب به نباید از 10 برابر قطر میلگرد کوچکتر کمتر باشد و طول فوار جوش دور نباید از 5 برابر قطر میلگرد کوچکتر باشد.

(2) اتصال جوشی با واصله یا واصله های جانبی اضافی با جوش از لب به دور و که قط برای میلگرد های گرم نورد شده مجاز است.

(3) اتصال جوشی نوک به نوک با ریت بند یا مارپی یا بدین مارپی سر میلگرد ها که طول ریت بند نباید کمتر از 3 برابر قطر میلگرد جانبی و فوار گرم نورد شده یا 8 برابر قطر میلگرد برای فوار سرد املل شده اعتبار شود. فاصله دو سر میلگرد های واصله شوند نیز هم در حالت با امارگی 3 و در حالت بدون امارگی باید معادل 0.5 باشد. در مورد میلگرد های سرد املل شده آماده کردن سر میلگرد ها الزامی است. در صورتی که میلگرد های واصله شوند در وضعیت قائم یا نزدیک به قائم باشند آماده کردن انتهای میلگرد فوقانی الزامی است و انتهای میلگرد تحتانی



6-7) ضوابط قطع آرماتورهای خمشی:

وجه روی غوطه لنگر خمشی تیر نشان می دهد که لازم نیست در تمام نقاط میلگرد های عداکثر ادامه یابند بلکه می توان با کاهش لنگر خمشی تعدادی از میلگرد ها را قطع کرد. معیست هم مقرا ملی ساختمان و آیین نامه بتن ایران ضوابط خاصی برای قطع میلگرد ها دارند که در ادامه شرح داده می شود:

6-7-1) ضوابط کلی قطع میلگرد ها برای لنگر خمشی مثبت و منفی:

(1) میلگرد ها باید از محل منقطع می که در جوشان شده برای تحمل خمش لازم نیست (محل قطع تنوری) به انداز 12d یا 12d (هر کدام بزرگترند) ادامه داده شوند. (محل قطع محلی) رعایت این ضابطه در انتهای عضو یا تکیه گاه سازه و یا انتهای عضو طره ای الزامی نیست.

(2) در میلگردی حتما باید به انداز طول تکیه گاه (به دایره) بعد از نقطه بحرانی ادامه پیدا کند. نقطه بحرانی، نقطه ای است که لنگر خمشی موجود در تیر برابر لنگر مقاوم مقطع می باشد مثل نقاط ماکسیمم مثبت و منفی لنگر خمشی یا نقاط قطع تنوری میلگرد ها.

(3) برای قطع آرماتورهای کششی باید کلی از شرایط زیر را این شود: (الف) در محل قطع آرماتور مقدار منفرجه جوشی برشی مقاوم مقطع حداقل 50٪ بیشتر از منفرجه جوشی برشی موجود در تیر باشد.

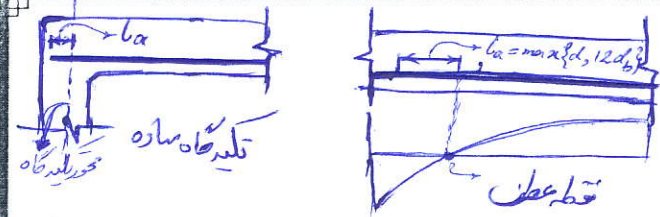
(ب) در انتهای میلگرد های قطع شده در تکیه گاه به طول 0.75d. (ج) آرماتورهای منفرجه به سطح مقطع بزرگتر یا مساوی $\frac{5}{8} d_b$ علاوه بر آنچه برای جوش در بخش لازم است قرار داده شود. فاصله این

میلگرد ها در این فاصله بیشتر از $\frac{d}{8\beta_0}$ نباشد. در موارد فوق

P_b نسبت سطح مقطع میلگردهای مقطع شده به سطح مقطع کل میلگردهای
 کششی مقطع است و d و d_b به ترتیب ارتفاع مؤثر و عرض
 مقطع است و d_b گشتن تسلیم طرح میلگردهای عرضی است
 ($d_b = 0.85 d$) همچنین S فاصله بین تسمه‌های افقی است
 ج) میلگردهای توری که ادامه می‌دهند حداقل در برابر مقدار مورد نیاز در
 مقطع باشند و مقدار نیروی برشی مقاوم مقطع حداقل به اندازه 33%
 بیشتر از مقدار نیروی برشی موجود در مقطع باشند

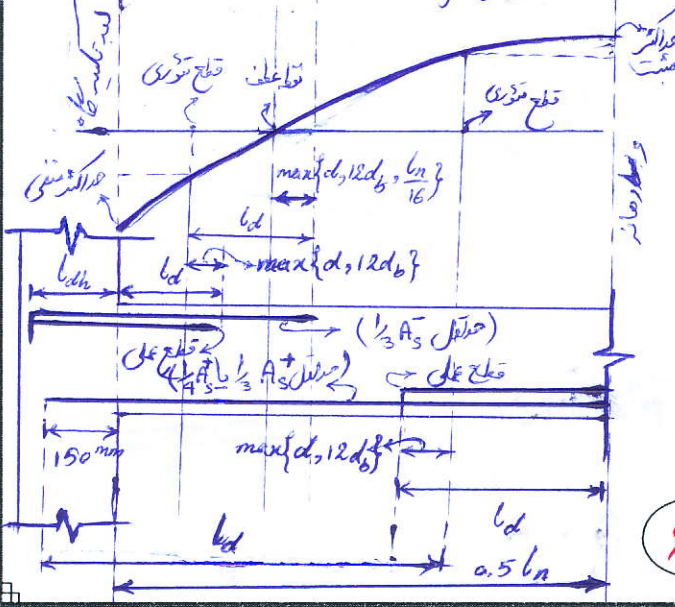
۶-۲-۱۱-۶) ضوابط خاص مقطع آرماتور خمشی مثبت:
 الف) حداقل یک سوم آرماتور خمشی مثبت در قطعات بالک‌گاه
 ساده یا یک چهارم در قطعات یکسره باید در طول قطعه ادامه
 می‌دهند و در تیرها حداقل 150mm داخل تکیه‌گاه بروند. اگر قطعه مثبتی
 از سازه مقاوم در برابر نیروی جانبی باشد به جایی 150mm باید به اندازه
 طول تیر برای d داخل تکیه‌گاه برود. آرد این طول محاسب می‌شود
 باید حداقل به اندازه طول d داخل تکیه‌گاه شود و در انتها مایل شود.
 ب) در قطعات خمشی در مقاطع عمود بر تکیه‌گاه ساده یا مقاطع تقاطع
 عطف مثبتی تغییر شکل (انگشتی برابر منفی)، قطر میلگردهای
 خمشی باید به نحوی باشد که طول تیری آنها در رابطه زیر معنی کند:

$$d \leq \frac{M_r}{V_u} + a$$
 ضوابط فوق d با طول تیر به میلگرد کششی است و M_r کمتر
 مقاوم مقطع در محاوره تکیه‌گاه یا نقاط عطف است و V_u نیروی برشی
 موجود در آن محل است. همچنین a در نقاط عطف
 بزرگترین مقدار d یا $12d_b$ است و در تکیه‌گاه سوراخ‌های
 است که از محور تکیه‌گاه عبور کرده است.



در تکیه‌گاه‌های ساده که عکس العمل تکیه‌گاهی فشاری است مقدار
 M_r را می‌توان در 4 مرتب کرد. همچنین آرد در تکیه‌گاه ساده
 از قلاب استاندارد یا وسیله مکانیکی برای مهار آرماتور تسمه‌ها شود یا بشود
 بعد از محور تکیه‌گاه قرار دهند نیازی به بررسی رابطه فوق نیست

۶-۲-۱۱-۶) ضوابط خاص مقطع آرماتور خمشی منفی:
 الف) این آرماتورها باید در درون تکیه‌گاه به وسیله طول مهارتی
 مستقیم یا قلاب استاندارد یا وسیله مکانیکی مهار شوند به طوری که
 آرماتور بتواند در مقطع بر تکیه‌گاه به تنه جاری شدن (لنگ) برسد
 ب) حداقل $1/3$ آرماتور خمشی منفی موجود در تکیه‌گاه عضو خمشی باید
 تا محل نقطه عطف مثبتی تغییر شکل (محل انگشتی منفی) ادامه داده
 شود و از این محل به اندازه حداقل d یا $12d_b$ یا $1/16$ طول
 دهانه آزاد (هر کدام بزرگتر است) قرار برده شود.



۶-۷-۴) روش گام به گام قطع سنگرها:

بعد از انجام طراحی خمشی، فرضی و در صورت لزوم بخشی
فرضی توانیم به صورت زیر سنگرهای طولی را در قسمتی که نیاز
به وجود آنهاست قطع کنیم:

گام اول: (محاسبه لنگر تمام سنگرهای باقی مانده)

ابتدا بر اساس صورت سوال یا اختیار خود تصمیم می گیریم که چه
مقلد سنگر را قطع کنیم و باید توجه داشته باشیم در محاسبات
سنگرهای خمشی منفی و سنگرهای خمشی مثبت در تیرهای سازه و
مداخل ۴ یا سنگرهای خمشی مثبت در تیرهای یکپارچه باید ادا داشته
باشند. (از این به بعد سنگرها را که قطع می شوند را سنگرهای A و
سنگرهای B که باقی می ماند سنگرهای B می نامیم). حال
طبق بند های ۲-۸ یا ۲-۱۰ (صفحات ۲۵ و ۲۶ جزوه) لنگر
مقاوم متعلق به سنگرهای B را بدست می آوریم (M_{RB})

گام دوم: (محاسبه δ_A)

حال بر اساس بند ۲-۶ (صفحه ۵۹) طول تکیایی بزرگترین سنگر
که قرار است قطع شود بدست می آوریم.

گام سوم: (تعیین تقاطع قطع تئوری و عملی)

الف) سنگرهای خمشی مثبت:
حاصل تقاطع لنگر M_{RB} با سمت مثبت غوطه لنگر خمشی را بدست
می آوریم این محل قطع تئوری است و محل قطع عملی به صورت

زیر است: (به سمت لنگر منفی)
از محل قطع تئوری به سمت
لنگر منفی کمتر یا اندک
۱۲ درصد کمتر است

جمعین محل قطع سنگرهای B به صورت زیر تعیین می شود:
(به سمت داخل سنگرها)
از محل قطع تئوری به اندک
۱۵۰٪ به داخل سنگرها
حاصل قطع عملی
سنگر B
 $\delta_A = \max$

از طول هر پایداری سنگر B تا مسن نشد می توانیم با محاسبه پایداری
اساس بند ۴-۴ (مغده ۶ جزوه) طول تکیایی سنگر قبلا بدست
تا مسن کنیم و از این طول هم تا مسن نشد باید از وسط مکانیکی
برای محاسبات تیر استفاده شود. (به نکته زیر توجه شود)

ب) سنگرهای خمشی منفی:

حاصل تقاطع لنگر M_{RB} با سمت منفی غوطه لنگر خمشی را بدست
می آوریم این محل قطع تئوری سنگر A است و محل قطع عملی به

صورت زیر است: (به سمت لنگر منفی)
از محل قطع تئوری به سمت
لنگر منفی کمتر یا اندک
۱۲ درصد کمتر است

جمعین محل قطع سنگرهای B به صورت زیر تعیین می شود:
(به سمت لنگر منفی)
از محل قطع تئوری به سمت
لنگر منفی کمتر یا اندک
۱۵۰٪ به داخل سنگرها
حاصل قطع عملی
سنگر B
 $\delta_A = \max$

سمت دیگر سنگرهای خمشی منفی باید به اندک به داخل سنگرها
و از این طول تا مسن نشد به اندک (بند ۴-۴، مغده ۶ جزوه)
تا مسن شود و از هیچ کدام نشد از وسط مکانیکی استفاده کنیم.

نکته: در مورد سنگرهای خمشی مثبت باید ضابطه ۲ بند ۶-۷-۲
بررسی شود. (مغده ۶ جزوه) $\delta_A \leq \frac{M_{RB}}{V_A} + \delta_A$

کام چهارم: بررسی روابط محبت هم

باید در محل قطع میلگردهای کششی (لنگر کششی مثبت یا منفی) ضابطه بند ۶-۷-۱ (مضد ۶۲ جزوه) بررسی شود بین میلگرد کششی از ضلعت های زیر برقرار بود قطع کردن مجسم انجام شده است

الف) $V_{RB} \geq 1.5 V_{UB}$
 ب) $V_{RB} \geq 1.33 V_{UB}$

$$\frac{M_B - 2M_U}{V_{RB}} \approx \frac{A_{sB} f_{yd}}{b} \geq \frac{A_{sB} f_{yd}}{b}$$

در روابط فوق V_{UB} و M_{UB} به ترتیب نیروی برشی و لنگر کششی موجود در محل قطع میلگردها است و V_{RB} و M_{RB} نیروی برشی و لنگر کششی مقاوم در محل قطع میلگردها است و A_{sB} سطح مقطع میلگردهایی است که ادامه میدانی کنند محضین طریقه:

$$f_{yd} = \sigma_s f_y \text{ و } f_{cd} = \sigma_c f_c, \quad \sigma_s = 0.85, \quad \sigma_c = 0.65 \text{ یا } 0.7$$

و α_1 = تنش بتن میلگرد طولی و $\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c$

اگر روابط فوق برقرار نبود باید ضابطه افغانی در نامه ۰.۷۵ استفاده شود.

لذا انتهای میلگردهای قطع شده به صورت زیر قرار داده شود.

$$\frac{A_v}{S} = 0.375 \frac{b_w S}{f_{yd}}$$

تنش بتن $f_{yd} = \sigma_s f_y$ ضابطه

حال با فرض استفاده از ضابطه با قطر 10^{mm} : $A_v = 157^{mm^2}$

$$\Rightarrow S = \min \left\{ \frac{A_v}{\left(\frac{A_v}{S} \right)}, \frac{\alpha}{8 \beta_b} \right\}$$

$\beta_b = \frac{\text{سطح مقطع میلگردهای قطع شده}}{\text{سطح مقطع کل میلگرد کششی}}$

* حال برای تعیین محبت یک مثال جامع از طراحی یک تیر ارائه می شود.

مثال ۱: تیر دوسرگیراری به دهانه آزاد ۸ متر تحت

بار مرده (به جز وزن تیر) $20 \frac{kN}{m}$ و سربار زنده $24 \frac{kN}{m}$ است. طراحی برشی و خمشی این تیر را انجام دهید و مقدار میلگردهای لنگر کششی مثبت و منفی را در محل مناسب قطع کنید. فرض کنید مقطع این تیر به شکل مثلث است و از لحاظ محاسبات محدودیتی در ابعاد نداریم. ($f_c = 30 MPa$, $f_y = 400 MPa$)

پایان: ابتدا براساس بند ۲-۷ (مضد ۲۲ جزوه) طراحی خمشی را انجام می دهیم:

کام اول: محاسبه M_u

چون ابعاد مقطع مشخص نیست می توانیم وزن تیر را هم به کسر اولی به طور محتمل می توانیم وزن تیر را ۲۰ تا ۲۵ درصد بار مرده در نظر بگیریم، با فرض ۲۰ درصد داریم:

$$q_D = 1.2 \times 20 = 24 \frac{kN}{m}$$

$$q_{LL} = 1.25 \times 24 + 1.5 \times 24 = 66 \frac{kN}{m}$$

$$M_u^- = q_{LL} \frac{l^2}{12} = 66 \times \frac{8^2}{12} = 352 \frac{kN.m}{\text{تیری}}$$

کام دوم: (تعیین ابعاد مقطع)

$$h \geq \frac{8000}{21} = 381^{mm}$$

فرض می کنیم $h = 550^{mm}$ باشد حال داریم:

$$d = 550 - 70 = 480^{mm}$$

$$b \times 480^2 \geq \frac{352 \times 10^6}{0.25 \times 0.65 \times 30} \Rightarrow b \geq 313^{mm}$$

فرض می کنیم $b = 350^{mm}$ حال M_u را به صورت دقیق محاسبه می کنیم (فرض $\sigma_c = 25 \frac{kN}{mm^2}$)

$$q_D = 0.35 \times 0.55 \times 25 + 20 = 24.8125 \frac{kN}{m}$$

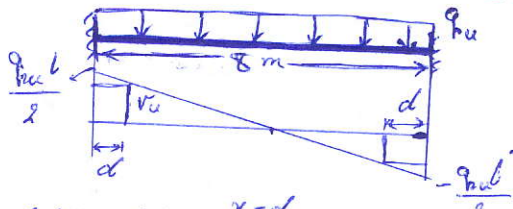
$$q_{LL} = 1.25 q_D + 1.5 q_{LL} = 67 \frac{kN}{m}$$

$$M_u^- = q_{LL} \frac{l^2}{12} = 357.4 \frac{kN.m}, \quad M_u^+ = 178.7 \frac{kN.m}$$

* حال بررسی بند ۳-۴ (ماده ۴ جزوه) طاقی برشی

را انجام می‌دهیم:

کار اول: (رسم نمودارهای برشی)



$$V = 268 - 67x \xrightarrow{x=d} V_u = 235.84 \text{ kN}$$

کار دوم: (بررسی تناسب مقطع)

$$V_{max} = 0.25 \times 19.5 \times 350 \times 480 \times 10^{-3} = 819 \text{ kN}$$

$$V_u = 235.84 < 819 \quad \text{O.K.}$$

کار سوم: (حساب V_c)

$$V_c = 0.2 \times 0.65 \sqrt{30} = 0.712 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0.712 \times 350 \times 480 \times 10^{-3} = 119.623 \text{ kN}$$

کار چهارم: (تعیین محل V_c و V_u)

$$119.623 = 268 - 67x_c \rightarrow x_c = 2.215 \text{ m}$$

$$\frac{119.623}{2} = 268 - 67x_{c/2} \rightarrow x_{c/2} = 3.107 \text{ m}$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} = 240 \text{ mm} \rightarrow S_{max} = 225 \text{ mm}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 0.06 \sqrt{30} \times \frac{350 \times 225}{400} = 64.7 \text{ mm}^2$$

در فاصله x_c تا $x_{c/2}$ که ضوابط بسته با فاصله 10mm و فاصله 225mm استفاده می‌شود.

کار پنجم: (حساب نیروی برشی تسلط S_{max})

$$V_{s1} = 157 \times 340 \times \frac{480}{225} \times 10^{-3} = 113.877 \text{ kN}$$

$$V_1 = 113.877 + 119.623 = 233.5 \text{ kN}$$

$$233.5 = 268 - 67x_1 \rightarrow x_1 = 0.515 \text{ m}$$

$$M(x) = -357.4 + 268x - 67 \frac{x^2}{2}$$

کار ششم: (حساب f_{cd} و $B_1 \alpha_1$ و f_{yd})

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_f = 0.85 - 0.0015 \times 30 = 0.805 \\ B_1 = 0.97 - 0.0025 \times 30 = 0.895 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} f_{cd} = 19.5 \text{ MPa} \\ f_{yd} = 340 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

کار هفتم: (حساب A_s^+ و A_s^-)

$$A_s^+ = \frac{0.805 \times 19.5 \times 350 \times 480}{340} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 178.7 \times 10^6}{0.805 \times 19.5 \times 350 \times 480}} \right)$$

$$\Rightarrow A_s^+ = 1185.58 \text{ mm}^2$$

$$A_s^- = \frac{0.805 \times 19.5 \times 350 \times 480}{340} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 357.4 \times 10^6}{0.805 \times 19.5 \times 350 \times 480}} \right)$$

$$\Rightarrow A_s^- = 2638.83 \text{ mm}^2$$

کار هشتم: (حساب ρ_{max} و ρ_{min})

$$\rho_b = \frac{0.805 \times 0.895 \times 19.5}{340} \left(\frac{f_{cc}}{f_{cc} + 400} \right) = 0.026$$

$$\rho_{max} = \min \{ 0.025, 0.026 \} = 0.025$$

$$\rho_{min} = \max \left\{ \frac{1.4}{400} = 0.0035, \frac{0.25 \sqrt{30}}{400} = 0.0034 \right\} = 0.0035$$

کار نهم: (بررسی ضوابط مسلح‌سازی)

$$\rho^+ = \frac{1185.58}{350 \times 480} = 0.007, \rho^- = \frac{2638.83}{350 \times 480} = 0.016$$

$$\rho_{min} < \rho^- < \rho^+ < \rho_{max} \rightarrow \text{O.K.}$$

کار دهم: (انتخاب ستلرد و کراس برش)

$$A_s^+ = 1185.58 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Use } 6 \Phi 16$$

$$A_s^- = 2638.83 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Use } 5 \Phi 26$$

$$\text{فاصله ستلرد} = \frac{350 - 2(45 + 10) - 6 \times 16}{5} = 28.8 \text{ mm}$$

$$\text{فاصله کراس} = 28.8 > \max \{ 16, 25 \} \quad \text{O.K.}$$

$$\text{فاصله ستلرد} = \frac{350 - 2(45 + 10) - 5 \times 26}{4} = 27.5 \text{ mm}$$

$$\text{فاصله کراس} = 27.5 > \max \{ 16, 25 \} \quad \text{O.K.}$$

ضریب 2: (فرق استاندارد بین سبب) $2^+ = 2^- = 1$

ضریب $\frac{C + K_{tr}}{d_b}$: چون فاصله از اولین حرد نوع میلگرد کمتر از قطر آنهاست و پوشش میلگردها (45 mm) نیز کمتر از قطر آنهاست و همچنین در تراسر با سبب برشی استاندارد شده است برای حرد نوع میلگرد می توانیم $\frac{C + K_{tr}}{d_b} = 1.5$ فرض کنیم

$$d_s^+ = \max \left\{ \frac{0.86 \times 340}{\sqrt{19.5}} \times \frac{1 \times 1.88 \times 1}{1.5} \times 16 = 565 \text{ mm}, 300 \text{ mm} \right\} = 565 \text{ mm}$$

$$d_s^- = \max \left\{ \frac{0.86 \times 340}{\sqrt{19.5}} \times \frac{1.3 \times 1 \times 1}{1.5} \times 26 = 1492 \text{ mm}, 300 \text{ mm} \right\} = 1492 \text{ mm}$$

کارم: (تحسین مقاطع تقویری و علی)

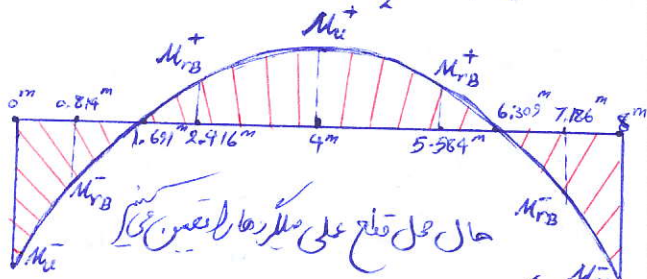
ابتدا با بهای هر متر طولین لنگر مقاوم میلگرهای باقیمانده با معادله عمومی تقویری محل قطع تقویری را بدست می آوریم:

$$94.611 = -357.4 + 268(x_0^+) - 67 \frac{(x_0^+)^2}{2} \rightarrow x_0^+ = 2.416 \text{ m}$$

$$-161.434 = -357.4 + 268(x_0^-) - 67 \frac{(x_0^-)^2}{2} \rightarrow x_0^- = 0.814 \text{ m}$$

محل تقاطع عطف را نیز تعیین می کنیم:

$$a = -357.4 + 268(x_0) - 67 \frac{(x_0)^2}{2} \rightarrow x_0 = 1.691 \text{ m}$$



الف) میلگرهای خمشی مثبت:

به علت متوازن محاسبات را برای یک سمت انجام می دهیم:

$$x_A^+ = \min \left\{ 2.416 - \max \left\{ d_s = 0.48 \text{ m}, 12d_b = 0.192 \right\}, 4 - 0.565 \text{ m} \right\} = 1.936 \text{ m}$$

چون محل میا و آما خیلی نزدیک بهم هستند (قطر 3.5 mm تفاوت دارند) می توانیم در کل تیر از خاصیت سبب به قطر 10 mm و فاصله 225 میلی متر استفاده کنیم.

* در مقطع وسط تیر 6 عدد میلگرد با قطر 16 mm استفاده می شود می توانیم $\frac{3}{4}$ این میلگرها را قطع کنیم پس سه میلگرد را قطع می کنیم. در مقطع نزدیک به تیر 5 عدد میلگرد با قطر 26 mm استفاده می شود می توانیم $\frac{2}{3}$ این میلگرها را قطع کنیم پس دو میلگرد را قطع می کنیم. برای این کار از سبب 4-7 (صفحه 45 جزوه) استفاده می کنیم:

کارم لول: (محاسبه لنگر مقاوم میلگرهای باقی مانده)

$$A_{sB}^+ = 3 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 603.18 \text{ mm}^2$$

$$A_{sB}^- = 2 \times \frac{\pi}{4} \times 26^2 = 1061.86 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 0.026 \times 350 \times 480 = 4368 \text{ mm}^2$$

میلگرهای باقیمانده برای تیر: $A_{sB}^+ A_{sB}^- < A_{sb}$ طبق بند ۸-۲ (صفحه ۴۴ جزوه) لنگر مقاوم را بدست می آوریم:

$$\alpha^+ = \frac{603.18 \times 340}{0.805 \times 19.5 \times 350} = 37.33 \text{ mm}$$

$$\alpha^- = \frac{1061.86 \times 340}{0.805 \times 19.5 \times 350} = 65.71 \text{ mm}$$

$$M_{rB}^+ = 603.18 \times 340 \left(480 - \frac{37.33}{2} \right) \times 10^6 = 94.611 \text{ kN.m}$$

$$M_{rB}^- = 1061.86 \times 340 \left(480 - \frac{65.71}{2} \right) \times 10^6 = 161.434 \text{ kN.m}$$

کارم: (محاسبه d_{eff} و d_{tr})

بر اساس بند ۲-۶ (صفحه ۵۹) طول گیرایی میلگرهای خمشی مثبت (d_{eff}) و منفی (d_{tr}) را بدست می آوریم:

$$\alpha = 1.3, \alpha^+ = 1$$

ضریب α

ضریب β : (فرق عمق استاندارد از اندوه) $\beta^+ = \beta^- = 1$

$$\gamma^+ = 0.8, \gamma^- = 1$$

ضریب γ

۶۸

کدام بکارم: (بررسی مزایای مثبت)

$$V_{uB}^+ = 268 - 67 \times 1.936 = 138.288 \text{ kN}$$

$$V_{uB}^- = 268 - 67 \times 1.492 = 168.036 \text{ kN}$$

$$V_{rB}^+ = V_{rB}^- = V_1 = 233.5 \text{ kN}$$

حالت الف:

$$1.5 V_{uB}^+ = 207.432 < V_{rB}^+ = 233.5 \text{ o.k.}$$

$$1.5 V_{uB}^- = 252.054 < V_{rB}^- = 233.5 \text{ N.G.}$$

$$1.33 V_{uB}^- = 223.49 < V_{rB}^- = 233.5 \text{ حالت ب:}$$

$$M_{rB}^- = 161.434 \text{ kN.m}$$

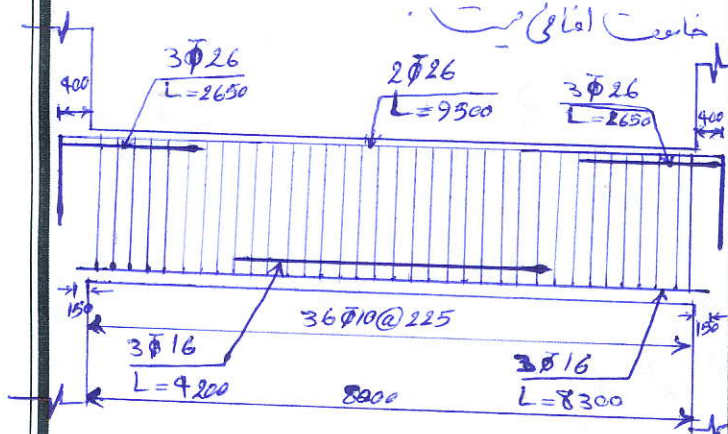
$$M_{uB}^- = \left| -357.4 + 268(1.492) - 67 \times \frac{(1.492)^2}{2} \right| = 32.117 \text{ kN.m}$$

$$M_{rB}^- - 2M_{uB}^- = 97.2 > \frac{1061.86 \times 340}{2 \times 0.805 \times 19.5 \times 350} = 32.85 \text{ kN.m}$$

o.k.

پس در محل قطع میلگردهای منفی مثبت و منفی نیازی به

خاموش افشایی نیست



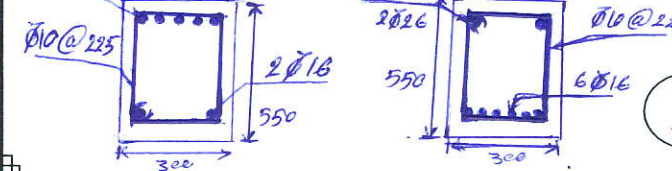
اعداد روی شکل بر حسب میلی متر است و طول آزاد قلاب

برابر 350mm است ($12d_b = 312 \text{ mm}$) از لحاظ تئوری می توانیم

میلگردهای بالا را در 3.4m و میله ها در 1.8m و میله ها در 1.8m

وجود این میلگردها لازم است همچنین می توانیم در 1.8m و میله ها در 1.8m

از خاموش استاندارد فلکس و میله برای شکل پذیر می باشد 26mm



مقطع لنگرگاه

مقطع وسط تیر

$$x_B^+ = \min \left\{ \begin{array}{l} 0 - 0.15 = -0.15 \\ 2.416 - 0.565 = 1.851 \end{array} \right\} = -0.15 \text{ m}$$

حال فاصله مثبت عم برادر محل نقطه عطف بررسی می کنیم

$$l_a = \max \{ d = 0.48, 12d_b = 0.192 \} = 0.48 \text{ m}$$

$$M_r = M_{rB}^+ = 94.611 \text{ kN.m}$$

$$V_u = V(x = 1.691 \text{ m}) = 268 - 67 \times 1.691 = 154.703 \text{ kN}$$

$$d_b = 0.565 < \frac{94.611}{154.703} + 0.48 = 1.09 \text{ o.k.}$$

میلگردهای منفی مثبت:

$$x_A^- = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.814 + \max \{ d = 0.48, 12d_b = 0.312 \} = 1.294 \\ 0 + 1.492 = 1.492 \end{array} \right\} = 1.492 \text{ m}$$

$$x_B^- = \max \left\{ \begin{array}{l} 1.691 + \max \{ d = 0.48, 12d_b = 0.312 \} = 2.191 \\ 0.814 + 1.492 = 2.306 \end{array} \right\} = 2.306 \text{ m}$$

پس میلگردها باید به اندازه x_B^- داخل تکیه گاه میزنند ولی این

طول خیلی زیاد است و معمولاً تکیه گاه تیرهای گیردار است

مستند پس طول مهارتی قلاب را می بینیم

قلاب استاندارد می کنیم و فرض می کنیم فاصله خالص بین

قلاب و ریب 65mm است $K_1 = 0.7$

$$K_2 = 1 \quad l_{dh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.24 \times 0.7 \times 1 \times 1 \times \frac{340}{\sqrt{19.5}} \times 26 = 336.3 \text{ mm} \\ 8 \times 26 = 208 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow l_{dh} = 336.3 \text{ mm}$$

فرض می کنیم ابعاد ستون 500 x 500 است پس

اگر این قلاب را 400mm و در ستون قرار دهیم طول تکیه گاه

تامین می شود

عبارت ۱) تفاوت صفت غش با آبا و دیویت مجاور و عملیات

۱) شکل روابطی که در آبا آمده است در ظاهر با صفت غش
متفاوت هستند ولی اگر از عوین که صفت غش استاده شد
روابط آبا را با زوئی نسیم تالیج تقریباً برابر است:

$$\text{طول لایه برای کشش: } d_b = \left[\frac{f_d}{1.15 \sqrt{k_c}} \times \frac{\alpha_{BSL}}{c + k_{tr}} \right] d_b$$

$$\text{طول لایه برای در فشار: } d_{dc} = \alpha_2 \left(0.256 \frac{f_d}{\sqrt{k_c}} d_b \right)$$

آنها در مجموع به قطر حاصل 6^{mm} و تمام مساحت 150^{mm} و خاصیت مقطع 12^{mm}
خامنه مساحت 150^{mm} استاده شود α_2 برابر 0.75 و در قبه مورد بررسی 1

$$\text{لایه لایه برای قلاب کشی: } d_{dh} = 0.256 k_1 k_2 \frac{f_d}{\sqrt{k_c}} d_b$$

۲) در محل قطع آوارها و حای کشی (تنگر شیب یا منتهی) آبا ضابطه
راحت قری صفت به صفت غش در بر طبق آیین نامه بتن ایران
برای قطع این آوارها باید کلی که شرایط زیر تأمین گردد:

- الف) $\sqrt{r} \geq 1.33 \sqrt{a}$
- ب) همانند صفت ب ضابطه ۳ بند ۶-۷-۱ (معمود ۶۲ حوزة)
- ج) $\sqrt{r} \geq 1.25 \sqrt{a}$
- د) در بار سنگین و در بار \geq سنگین باقی مانده

نکته: صفت غش مقررات ملی ساختمان و آیین نامه بتن
ایران اجازه استاده لزوم عملی های پوششی غیر عادی نیز داده است
خامنه مورد محور سنگین ها که می خواهند عملی پوششی غیر عادی شوند
در اعضا ضعیفی باید کمتر از $\frac{1}{5}$ و 150^{mm} و در سایر اعضا کمتر از
۵ برابر قطر سنگین و کوچکتر باشند.

اصلاح ۱

۱) صفت غش مقررات ملی ساختمان - طرح و اجرا ساختمان های
بتن آرمه - دفتر مقررات ملی ساختمان - نشر توسعه ایران -
چاپ دوم - ویرایش چهارم - ۱۳۹۲

۲) نشریه شماره ۱۲۰ - آیین نامه بتن ایران "آبا" - معاونت
امور قوی، دستمور قوی، تدبیر معیار و گامش خطر پذیری ناشی از زلزله
- تجدید نظر اول - چاپ هفتم - ۱۳۸۴

۳) نشریه شماره ۱۲۶ - راهنمای آیین نامه بتن ایران "آبا" - معاونت
امور قوی، دستمور قوی و تدبیر معیارها - چاپ اول - ۱۳۸۱

۴) طراحی ساختمان های بتن مسلح - محمدحسن شاپور طاهوی - مؤسسه
انتشارات دانشگاه تهران - چاپ نوزدهم - ۱۳۹۳

۵) طرح وی به سازه های بتن مسلح - دکتر علیرضا رهاکی - مرکز
نشر دانشگاه صنعتی امیرکبیر - چاپ سوم - ویرایش سوم - ۱۳۹۰

جدول ۱: انحراف معیار بر اساس رتبه‌بندی کارگاه و مقاومت مشخصه بتن

رتبه‌بندی کارگاه	مقاومت مشخصه بتن (N/mm^2)				
	۱۶	۲۰	۲۵	۳۰ و ۳۵	۴۰ و بیشتر
الف	۲/۵	۳	۳/۵	۴	۴/۵
ب	۳/۵	۴	۴/۵	۵	۵/۵
ج	۴/۵	۵	۵/۵	۶	۶/۵

جدول ۲: رتبه‌بندی کارگاه‌ها بر اساس وضعیت تولید بتن، نظارت و کنترل کیفیت

شرایط تولید و کنترل			وضعیت کنترل کیفیت		
			الف	ب	ج
توزین یا پیمانه کردن سیمان	وزنی	وزنی	حجمی	وزنی	حجمی
توزین یا پیمانه کردن سنگدانه	وزنی	وزنی	حجمی	حجمی	حجمی
کنترل دانه‌بندی سنگدانه	کنترل شده	کنترل شده	بدون کنترل	کنترل شده	بدون کنترل
کنترل رطوبت سنگدانه	کنترل شده	کنترل شده	بدون کنترل	کنترل شده	بدون کنترل
نظارت بر تولید	در سطح عالی	در سطح خوب	در سطح ضعیف	در سطح خوب	در سطح ضعیف
امکانات آزمایشگاهی	موجود است	موجود است	در سطح محدود	موجود است	در سطح محدود
تداوم در آزمایش	مداوم	گاهی اوقات	در سطح محدود	گاهی اوقات	در سطح محدود
نیروی متخصص تولید بتن	وجود دارد	وجود دارد	در سطح محدود	وجود دارد	در سطح محدود

