

فصل هفتم

طرح لرزه ای تیرهای بتن مسلح

مبانی طرح لرزه ای سازه ها

یکی از معیارهای مهم پذیرش سازه کفایت آن در برابر بارهای فوق العاده ای است که در طول دوره بهره برداری سازه ممکن است بر آن وارد شوند. یکی از بحرانی ترین بارهای فوق العاده ای که سازه های موجود در ایران با آن مواجه هستند بارهای دینامیکی ناشی از وقوع زمین لرزه است. بر این مبنا سازه های قرار گرفته در مناطق زلزله خیز ایران باید به نحوی طراحی گردند که در برابر بارهای لرزه ای محتمل معیارهای مورد نیاز را تامین نمایند. این معیارها بسته به اهمیت سازه، احتمال وقوع زلزله در دوره بهره برداری سازه و سطح تقاضای لرزه ای مورد نظر متفاوت می باشند. برای مثال ممکن است معیار حفظ پایداری سازه و حفظ جان ساکنین برای سازه یک ساختمان مسکونی کافی باشد اما سازه یک بیمارستان باید به نحوی طراحی گردد که علاوه بر معیار ذکر شده، بتواند پس از وقوع زلزله قابلیت بهره برداری خود را حفظ نماید. به این ترتیب برای طرح لرزه ای مناسب سازه ها، آشنایی با نحوه اعمال بارهای ناشی از زلزله، نحوه تحلیل سازه ها در برابر این بارهای دینامیکی و همچنین نحوه تامین مقاومت لرزه ای مورد نیاز در سازه ها ضروری است. طرح لرزه ای سازه ها برای تامین مقاومت کافی در برابر بارهای زلزله در حالت کلی شامل سه مرحله است.

1. تعیین بارهای ناشی از زلزله با در نظر گرفتن مشخصات گسلهای اطراف سازه و احتمال وقوع زلزله با سطح خطر مشخص در دوره بهره برداری سازه
2. تحلیل سازه تحت اثر بارهای دینامیکی وارده و تعیین حداکثر تلاشهای ایجاد شده در بخشهای مختلف سازه
3. طرح جزئیات سازه برای تامین مقاومت کافی در برابر حداکثر تلاشهای ایجاد شده ناشی از بارهای لرزه ای و دیگر بارهای وارد بر سازه

وجود گسلها و احتمال فعالیت آنها، تعیین بارهای لرزه ای وارد بر سازه و تحلیل سازه در برابر این بارها در مباحث مهندسی زلزله مانند زمین شناسی لرزه ای و دینامیک سازه ها بررسی می شود. آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله نیز به عنوان مرجع بارگذاری لرزه ای در ایران مورد استفاده قرار می گیرد. در این آیین نامه برای تعیین بارهای لرزه ای، استفاده از سه روش بار معادل استاتیکی، تحلیل طیفی و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی مجاز دانسته شده است. در این مبحث فرض می شود که بارهای لرزه ای وارده و حداکثر اثرات ایجاد شده در سازه که از تحلیل سازه به دست می آید معلوم است. بنابراین هدف این بخش آشنایی با نحوه تامین مقاومت کافی در سازه های بتنی برای تحمل این اثرات می باشد. به طور مشخص در این فصل مبانی طرح لرزه ای تیرهای بتنی مورد بررسی قرار می گیرد. توضیحات تکمیلی در مورد طرح لرزه ای دیگر عناصر بتن مسلح در مبحث مربوط به خود ارایه می گردد.

رفتار غیر ارتجاعی و ظرفیت خمیری سازه ها

حرکت نوسانی زمینی که شالوده سازه بر آن تکیه کرده است باعث لرزش سازه و ایجاد نیروهایی در اعضای آن می شود. در صورتی که شتاب حرکت زمین برابر a باشد پایه سازه نیز با همین شتاب نوسان می کند. اگر سازه صلب باشد شتاب بخشهای مختلف آن نیز برابر a می باشد و نیروی وارد بر سازه مطابق قانون دوم نیوتن برابر $(F = m a)$ است. در واقعیت به دلیل قابلیت تغییر شکل سازه دیگر بخشهای آن دارای شتاب متفاوتی نسبت به شتاب پایه بوده و در نتیجه نیروهای متفاوتی به بخشهای مختلف سازه وارد می شود. مطابق شکل (۱) مقدار نیروی وارد بر هر بخش سازه برابر شتاب آن بخش ضربدر جرم آن می باشد $(F_i = m_i a_i)$ بنابراین هر چقدر شتاب سازه بیشتر باشد نیروی وارد بر آن نیز افزایش می یابد. در سازه های انعطاف پذیر، شتاب ایجاد شده در سازه در برخی موارد تا چند برابر شتاب زمین افزایش می یابد. در مواردی که فرکانس

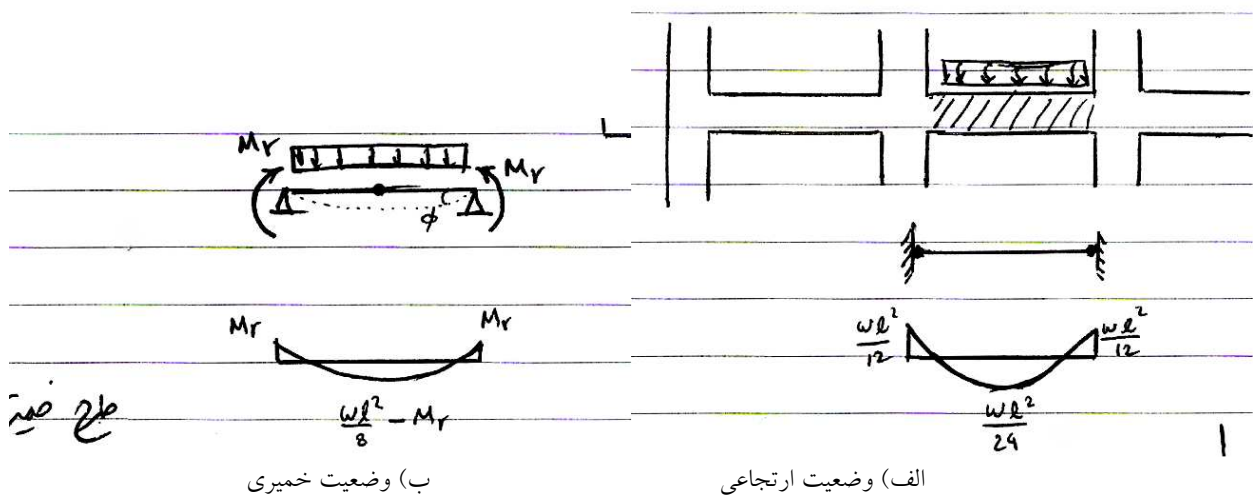
قالب زلزله به فرکانس اصلی سازه نزدیک باشد امکان وقوع پدیده تشدید و در نتیجه افزایش قابل توجه شتاب سازه نسبت به شتاب زمین نیز وجود دارد. زلزله های شدید شتاب حرکتی از مرتبه ۰/۲ تا ۰/۴ شتاب گرانشی دارند. این بدان معناست که در سازه های انعطاف پذیری که شتاب سازه نسبت به شتاب زمین افزایش چند برابری دارد شتاب سازه تقریباً برابر شتاب گرانشی شده و سازه نیروی جانبی زیادی که تقریباً با وزن ساختمان برابر است را تحمل می کند ($F = m g$).

شکل (۱) سازه انعطاف پذیر که بارهای جانبی بر آن وارد می شود

در طرح الاستیک سازه ها، طراحی به نحوی انجام می شود که تلاشهای ناشی از بارهای وارده در هیچ بخشی از سازه از مقاومت عضو فراتر نرود. طراحی سازه در برابر چنین بارهای لرزه ای با این دیدگاه که سازه در محدوده الاستیک باقی بماند و هیچگونه آسیب دیدگی موضعی در آن پدید نیاید امری غیر اقتصادی و در بسیاری از موارد ناممکن است. روش متداول طرح لرزه ای سازه ها بر این مبنا استوار است که سازه اجازه رفتار غیر ارتجاعی در برابر حرکات شدید زمین را داشت باشد اما با این وجود ملزوماتی چون حفظ پایداری، حفظ جان ساکنین و مواردی نظیر آن را تامین نماید. در این روش ممکن است در بخشهایی از سازه تلاشهای ناشی از بارگذاریهای وارده بیش از مقاومت تامین شده در عضو باشد و سازه در آن محل وارد ناحیه دچار تغییر شکلهای برگشت ناپذیر شود. اما اگر پایداری کل سازه به مخاطره نیافتاده باشد و سازه دچار گسیختگی نشود هنوز امکان تحمل بار بیشتر را دارد. در طرح لرزه ای سازه ها از این ظرفیت موجود در سازه ها برای تحمل بار بیشتر استفاده می شود. در این حالت اصطلاحاً از ظرفیت غیر ارتجاعی سازه یا ظرفیت خمیری آن استفاده شده است. این موضوع طی مثالی بررسی می گردد.

مثال ۱: مقایسه ظرفیت ارتجاعی و ظرفیت خمیری تیر دو سر گیردار

تیر دو سر گیرداری مطابق شکل (۲) تحت اثر بار گسترده خطی به شدت q قرار گرفته است. لنگر مقاوم خمشی که عضو می تواند تحمل کند برابر M_r است. حداکثر باری که تیر می تواند تحمل کند را بر مبنای دو معیار طرح الاستیک و معیار اجازه ورود به ناحیه خمیری با شرط حفظ پایداری محاسبه نمایید.



شکل (۲) ظرفیت ارتجاعی و خمیری تیر دو سر گیردار

بر مبنای طرح الاستیک، سازه تا وقتی می تواند بار تحمل کند که حداکثر نیروهای ایجاد شده از مقاومت عضو فراتر نرود. لنگر ایجاد شده در تیر دو سر گیردار، در تکیه گاه ها حداکثر بوده و مقدار آن برابر $M_r = wl^2/8$ است. بنابراین حداکثر باری که تیر می تواند بر مبنای طرح الاستیک تحمل نماید (w_e) از تساوی حداکثر لنگر وارده ($M_{u,max}$) در تکیه گاهها و لنگر مقاوم عضو (M_r) به دست می آید.

$$M_{u,max} = M_r$$

$$\frac{wl^2}{12} = M_r$$

$$w_e = \frac{12M_r}{l^2}$$

پس از این مرحله، در صورتی که بار افزایش داده شود به دلیل آنکه تکیه گاهها نمی توانند لنگری بیش از M_r را تحمل نمایند شروع به دوران کرده و عملکردی مشابه مفصل از خود نشان می دهند با این تفاوت که لنگر ثابت M_r در محل مفصل کماکان وجود دارد. به این مفاصل، مفصل پلاستیک گفته می شود. در صورتی که مفاصل پلاستیک ایجاد شده تحت اثر دوران وارده گسیخته نشوند سازه علی رغم وارد شدن به ناحیه غیر ارتجاعی و تشکیل مفصل پلاستیک در آن پایدار بوده و می تواند بار بیشتری تحمل کند. این وضعیت در شکل (۲-ب) نشان داده شده است. با افزایش بار در وسط دهانه که بیشترین لنگر را دارد مفصل پلاستیک بعدی تشکیل می شود. با تشکیل این مفصل سازه ناپایدار می گردد. بنابراین حداکثر باری که سازه در وضعیت خمیری و پیش از گسیختگی کلی می تواند تحمل کند (w_p) از تساوی حداکثر لنگر ایجاد شده در وسط دهانه تیر شکل (۲-ب) با لنگر مقاوم عضو به دست می آید.

$$M_{u,max} = M_r$$

$$\frac{wl^2}{8} - M_r = M_r$$

$$w_p = \frac{16M_r}{l^2}$$

بر اساس نتایج به دست آمده مشاهده می شود که حداکثر بار قابل تحمل بر مبنای طرح خمیری (w_p) در این تیر ۳۳٪ بیش از حداکثر بار قابل تحمل بر مبنای طرح ارتجاعی (w_e) است. نسبت ظرفیت سازه بر مبنای طرح خمیری به ظرفیت سازه بر مبنای طرح ارتجاعی در سازه های بزرگ قابل توجه می باشد. بنابراین برای تحمل بارهای شدید زلزله می توان از این ظرفیت خمیری استفاده نمود. برای استفاده از ظرفیت پنهان سازه باید دربخشهای مختلف آن مفاصل پلاستیک تشکیل شود.

تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه به نوبت صورت می گیرد به این ترتیب که ابتدا نواحی که دارای لنگر بیشتری هستند خمیری می شوند و سپس با افزایش لنگر در دیگر بخشهای سازه نواحی خمیری به وجود می آید و مفصل پلاستیک تشکیل می شود. در هنگام تشکیل مفاصل پلاستیک ثانویه دورانهای نسبتاً زیادی در مفاصل پلاستیک اولیه ایجاد می شود و در صورتی که ظرفیت دورانی تیر در نواحی مفاصل پلاستیک اولیه که به وجود بیاید وکل سازه تخریب گردد. شکل پذیری به معنای قابلیت تحمل دورانها و تغییر شکلهای بزرگ در هنگام ورود به ناحیه خمیری است. لذا شرط استفاده از ظرفیت خمیری سازه ها وجود قابلیت شکل پذیری در سازه است. در مساله بررسی شده در صورتی که مفاصل پلاستیک امکان دوران زیادی نداشته باشند و با اعمال دوران در تکیه گاه ها گسیختگی رخ بدهد امکان استفاده از ظرفیت خمیری سازه ها وجود ندارد.

علاوه بر این نکته که در سازه های غیر شکل پذیر امکان بسیج تمام ظرفیت سازه وجود ندارد باید این نکته را مد نظر داشت که هر چقدر مقاومت تامین شده در سازه قابل توجه باشد و سازه با ضریب اطمینان بزرگی طراحی شده باشد باز هم تحت اثر بارهای ناشی از زلزله امکان عبور تلاشهای وارده از مقاومت عضو وجود دارد. در صورتی که سازه رفتاری ترد و غیر شکل پذیر داشته باشد در نواحی که تلاشهای ایجاد شده در سازه از مقاومت عضو فراتر رود احتمال گسیختگی موضعی وجود دارد. گسیختگی های موضعی ممکن است به

صورت پیش رونده باعث گسیختگی کلی سازه شوند. به این دلیل سازه های ترد قابلیت استهلاک انرژی نداشته و گسیختگی در آنها سریع و ناگهانی است. درحالیکه پیش از گسیختگی نهایی سازه های شکل پذیر نشانه های آشکاری از گسیختگی به وجود می آید و همچنین در این سازه ها امکان استهلاک مقدار زیادی انرژی وجود دارد. این قابلیت استفاده از سازه های شکل پذیر را برای تحمل بارهای لرزه ای مناسب می سازد. بنابراین تامین شکل پذیری کافی در بخشهایی از سازه که مسئولیت انتقال بارهای لرزه ای را بر عهده دارند از مهمترین ملزومات طرح لرزه ای سازه ها می باشد.

شکل پذیری در سازه ها

رفتار غیر ارتجاعی سازه به بیان ساده به معنای ایجاد ترک خوردگیها، تشکیل مفاصل پلاستیک، ایجاد تغییر شکلهای برگشت ناپذیر و مواردی نظایر آن است که باعث استهلاک انرژی زلزله می شود. سازه ای که در آن امکان رفتار غیر ارتجاعی وجود داشته باشد اما ورود به ناحیه غیر ارتجاعی باعث ایجاد گسیختگی کلی سازه نشود سازه شکل پذیر نامیده می شود. از طرف دیگر در صورتی که ورود به ناحیه غیر ارتجاعی منجر به ایجاد ناپایداری و گسیختگی کلی در سازه گردد سازه رفتاری ترد و غیر شکل پذیر از خود نشان می دهد.

شکل پذیری می تواند در مقیاس مصالح، مقیاس عضو و مقیاس سازه تعریف گردد. نمونه ای از نمودار تنش- کرنش مصالح شکل پذیر در شکل (۳-الف) نشان داده شده است. این مصالح پس از رسیدن به حد جاری شدگی می توانند تغییرشکلهای زیادی را قبل از گسیختگی نهایی تحمل کنند. از سوی دیگر مصالح ترد و شبه ترد آن دسته از مصالح هستند که پس از عبور از ناحیه خطی و رسیدن به ناحیه غیر ارتجاعی گسیختگی نسبتاً سریع در مصالح مشاهده می شود (شکل ۳-ب). سطح زیر نمودار تنش-کرنش نشان دهنده چگالی انرژی است که امکان استهلاک آن توسط مصالح وجود دارد. مصالح شکل پذیر مانند فولاد نرمه ساختمانی بر خلاف مصالح ترد می توانند انرژی زیادی را پیش از گسیختگی نهایی تحمل مستهلک کنند. ضریب شکل پذیری (μ) در این حالت به صورت نسبت کرنش نهایی به کرنش حد جاری شدگی بیان می گردد. هرچه قدر این نسبت بزرگتر از یک باشد نشان دهنده شکل پذیر بودن مصالح است.

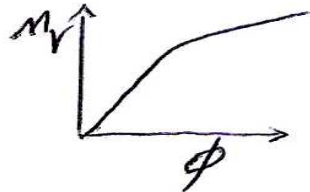
$$\mu = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad (1)$$

شکل (۳) نمودار تنش کرنش مصالح ترد و شکل پذیر

شکل پذیری در مقیاس عضو نیز به صورت مشابه تعریف می شود. برای مثال تیر طره ای که مطابق شکل (۴) تحت اثر بار قرار قائم در انتهای خود قرار گرفته است بررسی می گردد. با افزایش بار وارده دوران تکیه گاه نیز افزایش می یابد. در صورتی که بار وارده از حدی معین تجاوز نماید در تکیه گاه مفصل پلاستیک تشکیل شده و با ثابت ماندن بار وارده دوران تکیه گاه افزایش می یابد. در شکل (۴) نمودار $M - \theta$ تیر رسم شده است. عضو خمشی شکل پذیر مطابق شکل (۴-ب) عضوی است که پس از تشکیل مفصل پلاستیک، امکان تحمل دورانهای زیاد پیش از گسیختگی نهایی وجود داشته باشد. از سوی دیگر در عضو خمشی ترد با افزایش دوران تکیه گاهی تیر در محل تکیه گاه گسیخته می شود (شکل ۴-ج). برای تعریف شکل پذیری در اعضای خمشی می توان از نسبت دوران در حالت گسیختگی نهایی به دوران متناظر لنگر مقاوم خمشی استفاده نمود.

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (2)$$

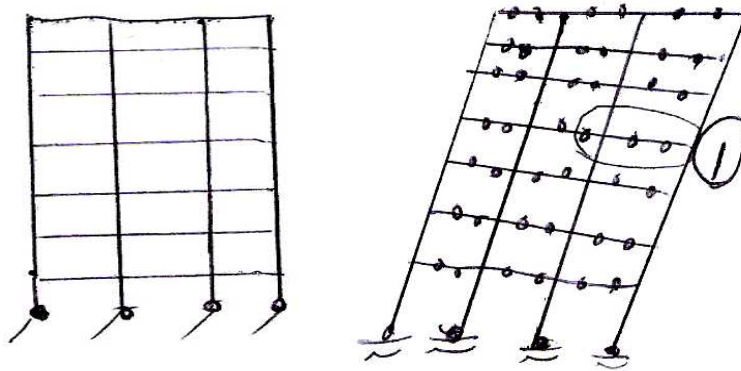
برای تامین شکل پذیری در عضو استفاده از مصالح شکل پذیر لازم بوده اما کافی نمی باشد. از سوی دیگر می توان مصالح شبه تردی مانند بتن را با استفاده از مسلح سازی با آرماتور یا استفاده از الیاف تبدیل به مصالحی شکل پذیر نمود و از آن برای ساخت عضو با شکل پذیری مناسب استفاده نمود. امروزه روش ساخت اعضای سازه ای مقاوم در برابر زلزله با استفاده از بتن مسلح به نحوی که شکل پذیری عالی از خود نشان دهند کاملاً شناخته شده است.



شکل (۴) نمودار لنگر-دوران تیر طره

شکل پذیر بودن مصالح و اعضا الزاماً باعث شکل پذیر شدن کل سازه نمی شود و ممکن است سازه ای با استفاده از مصالح و عضو شکل پذیر مانند فولاد ساخته شده باشد اما رفتاری کاملاً ترد و غیر شکل پذیر داشته باشد. به بیان دیگر شکل پذیری اعضا شرط لازم برای شکل پذیری سازه می باشد اما برای اطمینان از شکل پذیری کلی سازه کافی نیست. برای نمونه سازه نشان داده شده در شکل (۵) که فرض می شود با استفاده از اعضای شکل پذیر ساخته شده بررسی می گردد. سازه نشان داده شده در شکل (۵-الف) تحت اثر بارهای جانبی وارد ناحیه غیر ارتجاعی شده و در ستونها مفاصل پلاستیک تشکیل شده است. ورود به ناحیه غیر ارتجاعی در این سازه علی رغم آنکه اعضا شکل پذیر بوده و می توانند پیش از گسیختگی تغییرشکل‌های زیادی را تحمل کنند منجر به ناپایداری سازه و گسیختگی آن شده است زیرا تشکیل مفاصل در محل ستونها باعث ناپایداری کلی سازه می گردد. شکل (۵-ج) همان سازه را نشان می دهد که رفتار غیر ارتجاعی منجر به گسیختگی آن نشده است زیرا مفاصل پلاستیک در تیرها تشکیل گردیده است. در حالت اخیر با وجود آنکه تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده به مقدار قابل توجهی بیشتر می باشد و بنابراین سازه امکان استهلاک مقدار بیشتری انرژی را دارد اما پایداری سازه حفظ شده است. برای جلوگیری از این نوع ناپایداری معمولاً از قاعده "تیر ضعیف - ستون قوی" استفاده می شود. به این معنا که در سازه مقاوم در برابر بارهای جانبی همیشه مقاومت ستونهای یک اتصال باید بیش از مقاومت تیرها باشد تا در صورت تشکیل مفاصل پلاستیک محل آنها در ستونهای سازه نباشد.

دستورالعمل‌های لازم برای تامین شکل پذیری کلی سازه در مبحث طرح لرزه ای سازه های بتن مسلح مورد بررسی قرار خواهد گرفت. با توجه به آنکه نخستین شرط برای تامین شکل پذیری سازه، شکل پذیر بودن اعضای آن است. در این بخش به تحوه تامین شکل پذیری در تیرهای بتن مسلح و عوامل موثر بر آن پرداخته می شود. ملزومات شکل پذیری دیگر عناصر سازه ای بتن مسلح و شکل پذیری کلی سازه در مباحث مربوط به خود بررسی می گردد.



شکل (۵) سازه ساخته شده با اعضای شکل پذیر (شکل سازه بدون مفصل هم رسم شود)

شکل پذیری در تیرهای بتن مسلح

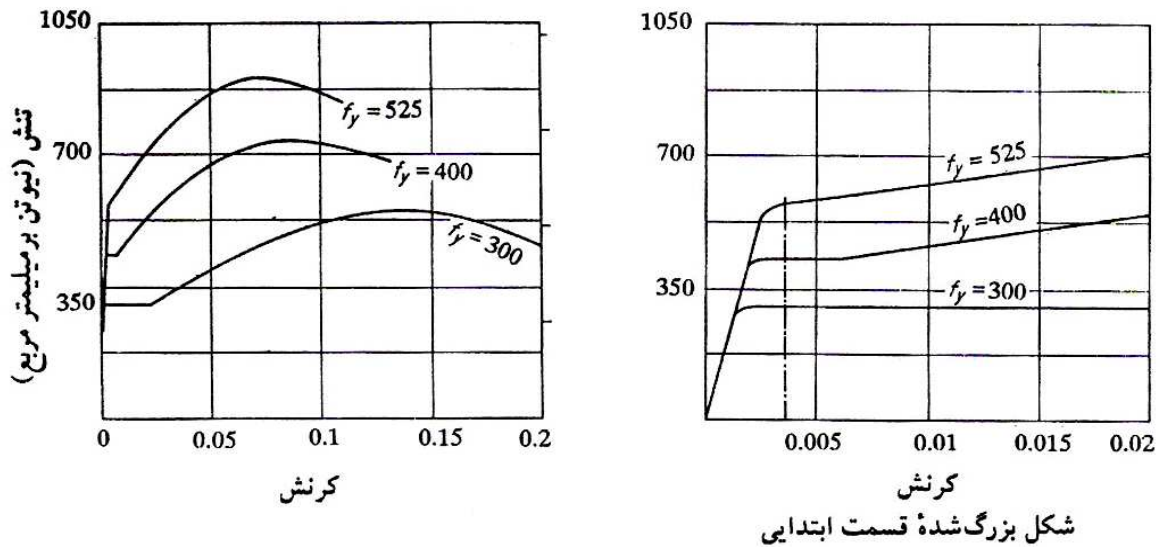
شکل پذیری تیرهای بتنی تابعی از ویژگیهای مصالح به کار رفته، نوع بارهای وارده، شکل مقطع و آرایش آرماتورهای آن می باشد. برای مثال اعضای بتنی در خمش رفتاری شکل پذیرتری نسبت به برش دارند و چون گسیختگی برشی در تیرها ترد و ناگهانی است تیرهای بتنی به نحوی طراحی می گردند که از وقوع مود گسیختگی برشی در تیرها جلوگیری گردد. مثال دیگر محل قرار گیری آرماتورها در مقطع است. همانطور که در مبحث طراحی تیرهای بتنی تحت خمش نشان داده شد قراردادن آرماتور در ناحیه فشاری تیر، شکل پذیری را افزایش می دهد درحالیکه قرار دادن آرماتور کششی بیش از حد مجاز باعث ترد شکنی تیر در خمش می شود. در بخشهای بعدی عوامل موثر بر شکل پذیری تیرهای بتن مسلح به صورت مشروح بررسی می گردد.

برای بررسی عوامل موثر بر شکل پذیری اعضای بتنی ابتدا شکل پذیری مصالح تشکیل دهنده اعضای بتن مسلح بررسی می شود سپس درمورد شکل پذیری تیرهای بتنی بحث می گردد. درحالت کلی باید میان شکل پذیری مصالح و شکل پذیری عضو تمایز قائل شد. اگر چه استفاده از مصالح شکل پذیر در افزایش شکل پذیری عضو موثر است اما استفاده از مصالح ترد و شبه تردی مانند بتن لزوما منجر به عضوی ترد و غیر شکل پذیر نخواهد شد.

شکل پذیری مصالح تشکیل دهنده تیرهای بتن مسلح

اعضای بتن مسلح از فولاد و بتن تشکیل شده اند بنابراین رفتار هر کدام از این مصالح جداگانه بررسی می شود.

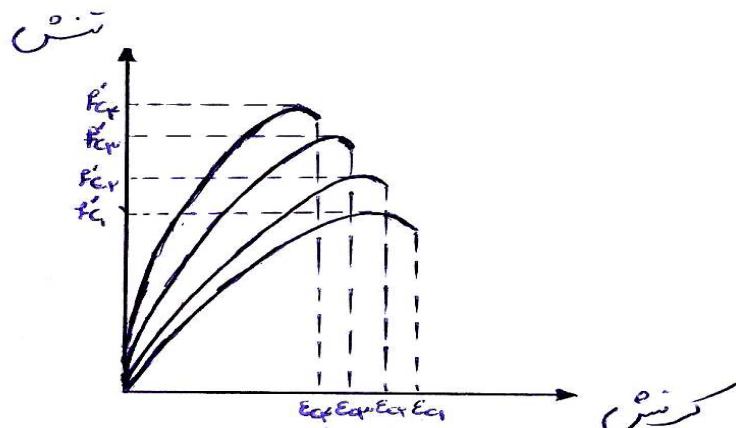
فولاد: نمودار تنش کرنش فولادهای مورد استفاده در آرماتورها در شکل (۶) نشان داده شده است. همانطور که در این شکل مشخص است فولاد مصالحی کاملا شکل پذیر است و پس از جاری شدگی اولیه و پیش از گسیختگی نهایی قابلیت تحمل کرنشهای زیادی را دارند. ضریب شکل پذیری فولاد در حدود ۲۰ تا ۱۰۰ می باشد. یعنی فولاد پس از رسیدن به حد جاری شدگی می تواند تغییرشکلهای ۲۰ تا ۱۰۰ برابری را نیز تحمل نماید. معمولا با افزایش مقاومت فولاد شکل پذیری آن کاهش می یابد. بنابراین شکل پذیری آرماتورها که عمدتا از نوع فولاد پر مقاومت هستند تا حدی کمتر از شکل پذیری فولاد نرمه ساختمانی است.



(شکل ۶)

بتن : بتن درحالت کلی مصالحی شکل پذیر به حساب نمی آید و عموماً آنرا در رده مصالح ترد یا شبه ترد قرار می دهند. شکل پذیری بتن درحالت کلی تابعی از مقاومت بتن، آهنگ بارگذاری و تنشهای محصور کننده جانبی است.

نمودار تنش - کرنش بتنهای با مقاومت مختلف در شکل (۷) نشان داده شده است. همانطور که در این شکل نشان داده شده است با افزایش مقاومت بتن شکل پذیری آن کاهش می یابد. این کاهش شکل پذیری هم به صورت کاهش کرنش گسیختگی نهایی بتن ϵ_{cu} و هم نرم شدگی پس از مقاومت حداکثر قابل مشاهده است. تعدادی از نتایج آزمایشگاهی به دست آمده برای تعیین رابطه میان ϵ_{cu} و مقاومت بتن (f'_c) در شکل (۸) نشان داده شده است. همانطوریکه انتظار می رود با افزایش مقاومت بتن ، کرنش گسیختگی نهایی آن کاهش می یابد. با این وجود برای بتنهای پوشش داده شده در آیین نامه بتن ایران ($f'_c \leq 50 MPa$) کرنش حد نهایی بتن تقریباً ثابت و برابر $\epsilon_{cu} = 0.003$ در نظر گرفته می شود.



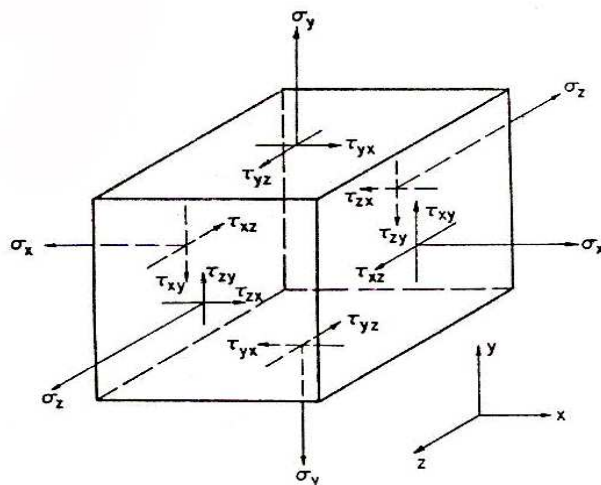
(شکل ۷)

شکل (۸) رابطه میان مقاومت بتن و کرنش حد نهایی (از کتاب طاحونی)

تجربه نشان داده است که با افزایش بارگذاری مقاومت بتن و شکل پذیری افزایش می یابد. توجیه ابتدایی برای این پدیده به این ترتیب است که درحالت بارگذاری آهسته مسیر گسترش ترک ازضعیفترین نواحی بتن (لایه مرزی و ماتریس سیمان) می باشد درحالیکه درحالت بارگذاری سریع ترکها به صورت خطی نسبتا مستقیم ازداخل بعضی ازسنگدانه ها عبور می کنند(شکل ۹). به این ترتیب نیروی زیادتری برای ایجاد ترک درحالت بارگذاری دینامیکی مورد نیاز خواهدبود. بارهای ناشی از زلزله دینامیکی و سریع بوده و میتوان انتظار داشت که مقاومت بتن درهنگام زلزله بیش از مقاومت به دست آمده ازنتایج آزمایشهای مقاومت فشاری استاتیکی باشد.

شکل (۹) گسترش ترک از کنار سنگ و داخل آن (از کارهای خودمان)

یکی از مهمترین عواملی که بر شکل پذیری بتن تاثیرگذار است اثرات تنشهای محصور کننده جانبی است. آزمایشها نشان می دهد که با افزایش تنشهای محصور کننده جانبی (σ_x و σ_z) در مکعب نشان داده شده در شکل ۱۰- الف تنش سه محوری ایجاد شده و مقاومت مصالح در راستای سوم (σ_y) افزایش می یابد. نمونه ای از نتایج آزمایشگاهی به دست آمده برای بتن با تنشهای محدود کننده جانبی متفاوت در شکل ۱۰- ب نشان داده شده است. در این حالت علاوه بر افزایش مقاومت بتن، شکل پذیری آن نیز تا حد زیادی افزایش می یابد. نتایج آزمایشها نشان می دهد که تنشهای محدود کننده جانبی می تواند کرنش گسیختگی بتن را از ۰/۳٪ به ۱٪ افزایش دهد. بنابراین یکی از راههای افزایش شکل پذیری مصالح بتنی محصور کردن آنها با آرماتورهای عرضی و ایجاد تنش سه محوره در هسته مرکزی عضو است.



شکل (۱۰) شکل تاثیر تنشهای محدود کننده جانبی بر شکل پذیری بتن

راههای دیگری نیز برای افزایش شکل پذیری مصالح بتنی وجود دارد که از آن جمله می توان به استفاده ازالیاف مسلح کننده اشاره کرد که می تواند شکل پذیری بتن را تا حد زیادی افزایش دهد. با این وجود به دلیل عدم پوشش این بتنها در آیین نامه بتن ایران به آن پرداخته نمی شود. با توجه به مزیتهای قابل توجه بتنهای مسلح الیافی برای ساخت سازه های با شکل پذیری عالی به نظر می رسد در آیین نامه های جدید ضوابط لازم برای طراحی سازه ها با استفاده از این مصالح نوین نیز گنجانده شود.

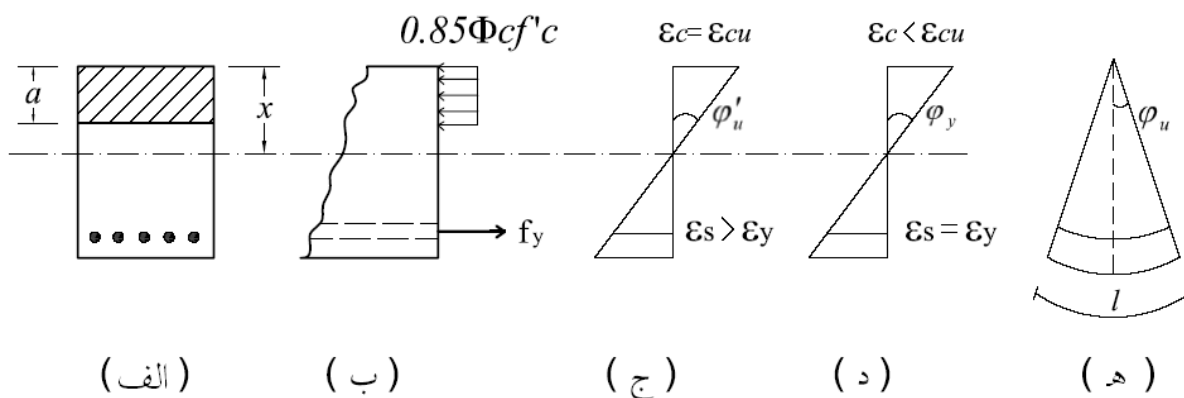
عوامل موثر بر شکل پذیری در تیرها

ایجاد شکل پذیری در تیرها به دلیل امکان تشکیل مفاصل پلاستیک در بخشهایی از سازه و قابلیت ایجاد تغییر شکلها و دورانهای بزرگ در آن مورد نیاز است. شکل پذیری در تیرها به صورت نسبت دوران مقطع در حالت گسیختگی نهایی به دوران مقطع در حالت جاری شدگی اولیه تعریف می شود. نقطه جاری شدگی اولیه در تیرهای بتن مسلح را معمولا برابر جاری شدگی آرماتور کششی در نظر می گیرند. نقطه گسیختگی نهایی نیز وقتی رخ می دهد که کرنش در دورترین تار فشاری برابر کرنش گسیختگی نهایی بتن (ϵ_{cu}) شده و مقطع گسیخته گردد. بنابراین ضریب شکل پذیری در تیرها برابر است با نسبت دوران تیر در نقطه گسیختگی نهایی به دوران تیر در نقطه جاری شدگی

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (3)$$

در حالت کلی پارامترهای زیر بر شکل پذیری اعضای خمشی بتنی تاثیر گذار می باشند.

- آرماتور کششی که با افزایش مقدار آن شکل پذیری کاهش می یابد.
- آرماتور فشاری که با افزایش آن شکل پذیری افزایش می یابد.
- عرض بال فشاری تیر که با افزایش آن شکل پذیری افزایش می یابد.
- مقاومت بتن که با افزایش آن شکل پذیری تیر افزایش می یابد. (بر خلاف کاهش شکل پذیری مشاهده شده در نمودار تنش-کرنش بتن)
- نیروهای برشی که با افزایش آن شکل پذیری کاهش می یابد.
- مقاومت فولاد که با افزایش آن شکل پذیری تیر کاهش می یابد.



شکل (۱۱) توزیع تنش و کرنش در حالت حدی نهایی و حد جاری شدگی

نمونه ای از نمودار توزیع تنش و کرنش در یک تیر مستطیلی بتنی در شکل (۱۱) نشان داده شده

است. زاویه ϕ'_u که نشانه ای از انحنای مقطع در حالت گسیختگی نهایی است و برای تعیین حد گسیختگی نهایی مقطع استفاده می شود به صورت زیر قابل محاسبه است (شکل ۱۱-ج).

$$\phi'_u = \text{tg } \phi'_u = \frac{\epsilon_{cu}}{x} \quad (4)$$

که در آن ϵ_{cu} کرنش حد نهایی بتن و x فاصله دورترین تار فشاری از تار کششی می باشد. البته انحنای تیر مطابق شکل (۱۱-ه) برای طول معینی از تیر تعریف می شود و در اصل باید از ϕ'_u که به صورت زیر تعریف می شود به جای ϕ'_u استفاده نمود.

$$\phi_u = \text{tg } \phi'_u = \frac{\epsilon_{cu} \cdot l}{x} \quad (5)$$

ϕ'_u را می توان مقدار انحنای ایجاد شده در تیری به طول واحد تعریف نمود. به همین ترتیب ϕ'_y به صورت انحنای مقطع واحد طول تیر در هنگام جاری شدگی آرماتورهای کششی تعریف می گردد و به صورت زیر قابل محاسبه است. (شکل ۱۱-د)

$$\phi'_y \cong \text{tg } \phi'_y = \frac{\epsilon_y}{d-x} \quad (6)$$

که در آن ϵ_y کرنش حد جاری شدگی آرماتور و d عمق موثر تیر است. با تعریف ϕ'_u و ϕ'_y ضریب شکل پذیری به صورت زیر قابل محاسبه است.

$$\mu = \frac{\phi'_u}{\phi'_y} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_y} \cdot \frac{d-x}{x} \quad (7)$$

مطابق این رابطه مشخص است که در مقطعی با عمق موثر ثابت، با کاهش ϵ_y و کاهش x ضریب شکل پذیری افزایش می یابد. افزایش ϵ_{cu} نیز باعث افزایش شکل پذیری تیر می شود ولی مقدار آن برای بتنهای متعارف عددی تقریباً ثابت و در حدود $\epsilon_{cu} = 0.003$ می باشد. با توجه به این نکات می توان اثر پارامترهای موثر بر شکل پذیری تیر را بررسی نمود.

۱- آرماتور کششی

با افزایش آرماتور کششی مقدار برآیند نیروهای کششی (T) افزایش می یابد.

$$T = A_s \phi_s f_y \quad (8)$$

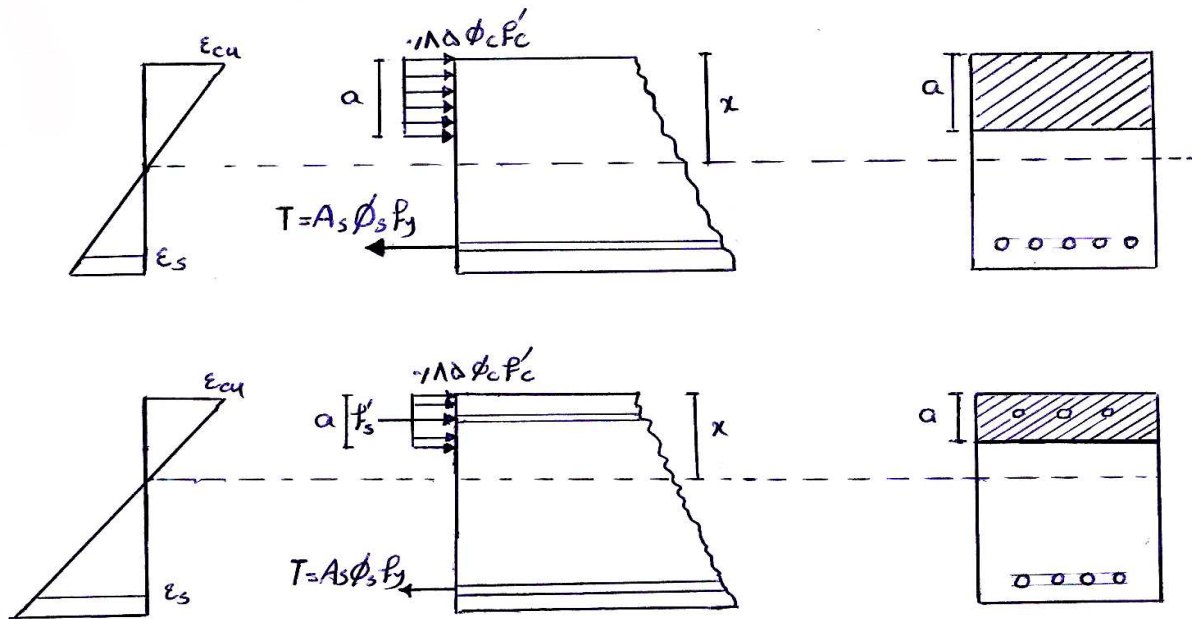
با توجه به تساوی نیروهای برآیند فشاری و کششی ($C=T$) در عضو تحت خمش خالص باید برآیند نیروهای فشاری (C) که به صورت زیر محاسبه می شود افزایش پیدا کند.

$$C = 0.85 \phi_c f'_c ab \quad (9)$$

برای افزایش C با توجه به ثابت بودن تنش فشاری وارده ($0.85 \phi_c f'_c$) و عرض مقطع (b) باید عمق بلوک تنش معادل مستطیلی (a) افزایش پیدا کند. با توجه به رابطه میان x و a ($a = \beta_1 x$) با افزایش x نیز افزایش پیدا می کند. افزایش عمق تار خنثی (x) با توجه به رابطه (۷) منجر به کاهش شکل پذیری تیر می شود.

۲- آرماتور فشاری

نمونه ای از توزیع تنش و کرنش در یک تیر مستطیلی بدون آرماتور فشاری و دارای آرماتور فشاری در شکل ۱۲ نشان داده شده است. مطابق این شکل اضافه شدن آرماتورهای فشاری باعث می شود که بخشی از نیروهای فشاری وارده توسط آرماتور فشاری تحمل شده و با توجه به ثابت بودن کل نیروی برآیند فشاری (C) سهم بتن از نیروی برآیند فشاری کاهش یابد. با توجه به ثابت بودن تنش فشاری وارده و عرض مقطع باید عمق بلوک تنش معادل مستطیلی (a) کاهش یابد. کاهش عمق بلوک تنش معادل مستطیلی به معنای کاهش x و به تبع آن افزایش دوران در هنگام گسیختگی نهایی مقطع است که بدین ترتیب شکل پذیری مقطع افزایش می یابد.



(شکل ۱۲)

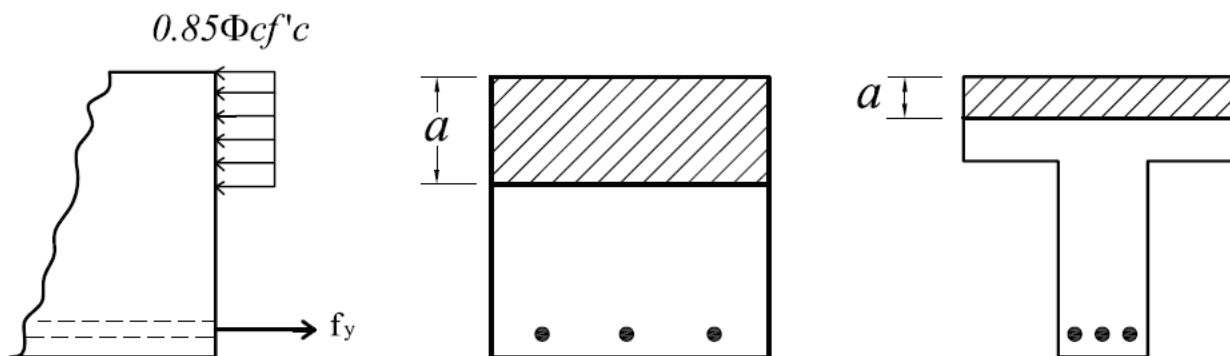
۳- عرض بال فشاری تیر

در یک تیر بتنی که مقدار آرماتورهای کششی آن ثابت است مقدار نیروی برآیند کششی و به تبع آن نیروی برآیند فشاری ثابت خواهد بود باتوجه به رابطه ۹ برای نیروی برآیند فشاری واضح است که با افزایش عرض ناحیه فشاری، عمق بلوک تنش معادل مستطیلی کاهش می یابد که این امر به معنای کاهش X و افزایش شکل پذیری تیر است. بنابراین در صورت استفاده از تیرهای T شکل به جای تیر مستطیلی مطابق شکل (۱۳) انتظار می رود شکل پذیری تیر افزایش پیدا کند.

۴- مقاومت بتن

افزایش مقاومت بتن نیز مشابه افزایش عرض بال فشاری تیر باعث کاهش X و در نتیجه افزایش شکل پذیری عضو بتنی می گردد. در بخشهای قبل ذکر شد که با افزایش مقاومت بتن شکل پذیری مصالح بتنی کاهش می یابد اما در این بخش مشاهده گردید که با افزایش مقاومت بتن شکل پذیری عضو خمشی بتن مسلح افزایش یافته است. دلیل این پدیده این است که در بتنهای متداول که مقاومت آنها در محدوده ۲۰ تا ۵۰ مگاپاسکال تغییر می کند مقدار کرنش حد نهایی تقریباً ثابت و برابر $\epsilon_{cu} = 0.003$ است. از سوی دیگر با ثابت ماندن ϵ_{cu} و کاهش X شکل پذیری افزایش می یابد. بنابراین باید میان شکل پذیری موجود در مصالح و شکل پذیری اعضا ساخته شده با آنها تمایز قایل شد.

در بخش قبل گفته شد که افزایش تنشهای محصور کننده جانبی شکل پذیری مصالح را به مقدار قابل توجهی افزایش می دهد. لذا در سازه هایی که شکل پذیری زیادی در محل تشکیل مفاصل پلاستیک لازم است با استفاده از خاموتهای بسته ای که در فواصل نزدیک به هم قرار گرفته اند هسته مرکزی تیر را محصور می کنند. جزئیات این خاموتها که به خاموتهای ویژه موسومند در بخشهای بعدی بررسی می گردد.



(شکل ۱۳) عرض جان دو تیر یکسان شود.

۵- مقاومت فولاد

همانطور که در رابطه (۱۰) نشان داده شده مقدار کرنش حد جاری شدگی فولاد (ϵ_y) با توجه به ثابت ماندن مدول الاستیسیته با افزایش مقاومت فولاد افزایش می یابد.

$$\epsilon_y = \frac{\phi_s f_y}{E_s} \quad (10)$$

مطابق تعریف ضریب شکل پذیری برای تیرها در رابطه (۷)، با افزایش ϵ_y شکل پذیری تیرها کاهش می یابد. در این حالت با افزایش مقاومت فولاد شکل پذیری مصالح و شکل پذیری فولاد به صورت توأم کاهش می یابد. در آیین نامه بتن ایران حداکثر تنش حد جاری شدگی فولاد مورد استفاده در ساخت آرماتورها به ۵۰۰ مگاپاسکال محدود شده است.

۶- تاثیر نیروهای برشی

یکی از مهمترین مواردی که بر شکل پذیری تیرها تاثیرگذار است اثر نیروی برشی وارد بر عضو است. همانطور که در فصل برش در تیرها بحث شد شکست برشی تیر ترد بوده بنابراین در طراحی از ایجاد مود شکست برشی در تیرها اجتناب می شود. برای جلوگیری از ایجاد شکست برشی در تیرها، عضو به نحوی طراحی می شود که ظرفیت برشی آن بیش از ظرفیت خمشی باشد و در صورت وقوع رفتار غیر ارتجاعی در تیرها، گسیختگی از نوع خمشی باشد. با توجه به اهمیت نیروهای برشی بر شکل پذیری اعضای خمشی بتن مسلح این موضوع در بخشهای بعد با جزئیات بیشتری بررسی می گردد.

ملزومات آیین نامه بتن ایران برای تامین شکل پذیری تیرها

جلوگیری از وقوع مود شکست برشی در تیرها و تامین شکل پذیری کافی در مود شکست خمشی مهمترین نکاتی است که در آیین نامه های طراحی سازه های بتنی برای تامین شکل پذیری تیرها به آن توجه شده است. عمده ترین اصلاحات انجام شده برای طرح لرزه ای تیرهای بتن مسلح طراحی برشی آنها می باشد. در کنار آن ملزومات دیگری در مشخصات هندسی مقطع و جزئیات آرایش آرماتورها ذکر شده است.

روش سنتی ذکر شده در آیین نامه برای طرح برشی تیرهای لاغر به نحوی است که در تیرهای متعارف همیشه ظرفیت برشی بیش از ظرفیت خمشی خواهد بود. این ملزومات بر مبنای فرض ارتجاعی ماندن سازه استوار است.

با این وجود در هنگام اثر بارهای جانبی زلزله بر سازه امکان خمیری شدن تکیه گاههای تیر و تشکیل مفاصل پلاستیک در آن وجود دارد (شکل ۱۰-الف) در این صورت برش اضافه ای ناشی از لنگرهای پلاستیک دو انتهای تیر در آن ایجاد می شود که برای جلوگیری از مود شکست برشی تیر باید در هنگام طراحی برشی تیر اثرات این برش اضافه شده نیز در نظر گرفته شود. این امر در آیین نامه های قدیمی طراحی سازه دیده نشده است. در نظر نگرفتن این پدیده در طراحی سازه در کنار مواردی چون عدم قابلیت دوران زیاد مفاصل پلاستیک در سازه های طراحی شده در آیین نامه های قدیمی باعث گردید که در بسیاری از سازه هایی که در بر مبنای این آیین نامه ها طراحی گردیده اند قابلیت بسیج ظرفیت خمیری سازه وجود نداشته باشد و در نتیجه این سازه ها در دو زلزله نورت ریچ در ایالات متحده و کوبه در ژاپن که هر دو در سال ۱۹۹۴ رخ دادند محققان را بر آن داشت تا آیین نامه های موجود را بر مبنای تجربیات به دست آمده اصلاح نمایند. به این ترتیب ویرایش جدید آیین نامه بتن آمریکا در سال ۱۹۹۵ با توجه ویژه به ملزومات طرح لرزه ای منتشر گردید. برای اولین بار در این ویرایش آیین نامه اثرات تشکیل مفاصل پلاستیک بر برش ایجاد شده در عضو مورد توجه قرار گرفت.

ضوابط مربوط به طرح لرزه ای سازه ها در فصل بیستم آیین نامه بتن ایران مورد بررسی قرار گرفته است. در این آیین نامه سازه ها از دیدگاه شکل پذیری به سه دسته سازه های با شکل پذیری کم، متوسط و زیاد تقسیم می شوند. سازه های با شکل پذیری کم در واقع همان سازه هایی هستند که میزان شکل پذیری آنها بدون توجه به ملزومات طرح لرزه ای اضافه شده در آیین نامه های جدید، تامین می شود. استفاده از این سازه ها در مناطق لرزه خیز محدودیتهایی دارد. با توجه به عدم رفتار مناسب این سازه ها در برابر بارهای لرزه ای و لرزه خیز بودن بیشتر نواحی ایران استفاده از سیستم های با شکل پذیری کم برای سازه هایی که در ایران ساخته می شوند توصیه نمی شود. جزئیات بیشتر در این مورد به مباحث تکمیلی طرح لرزه ای سازه های بتنی در جلد های بعدی واگذار می گردد. در ادامه به ملزومات ذکر شده در فصل بیستم آیین نامه بتن ایران برای تامین شکل پذیری در تیرها پرداخته می شود. رعایت این ملزومات برای سازه های با شکل پذیری کم ضروری نیست.

مشخصات هندسی

برای جلوگیری از شکست ترد تیرهای بتنی محدودیتهایی در مشخصات هندسی مقطع مانند ارتفاع و عرض تیر اعمال می شود. این محدودیتها در ادامه بررسی می گردند.

- ارتفاع موثر مقطع نباید بیش از یک چهارم طول دهانه آزاد تیر باشد. $(d \leq l_n/4)$

- عرض مقطع باید بیش از یک چهارم ارتفاع کل مقطع و ۲۵۰ میلیمتر باشد. $(b \geq \max(h/4, 250mm))$

- عرض مقطع ترجیحا با عرض ستون یکسان باشد. در غیر این صورت مقدار بیرون زدگی تیر در هر طرف ستون به حداقل دو مقدار ۱- سه چهارم ارتفاع تیر و ۲- یک چهارم بعد دیگر ستون محدود می

شود. $(b_{beam} \leq b_{column} + \min(\frac{3}{4}h, \frac{c_1}{4}))$

- تیرها و ستونها یک قاب باید حتی الامکان هم محور باشند. در غیر این صورت برون محوری هر تیر با ستونی که با آن قاب تشکیل می دهد نباید بیش از یک چهارم عرض ستون باشد. خلاصه این ملزومات در شکل (۱۴) نشان داده شده است.

(شکل ۱۴) - ملزومات مشخصات هندسی تیرها

جزئیات آرماتورگذاری

۱- آرماتور فشاری اضافی

به دلیل تاثیر آرماتورهای فشاری بر شکل پذیری اعضای خمشی، آیین نامه بتن ایران مقرر می کند در سازه های با شکل پذیری متوسط، در تکیه گاه تیرها و در دیگر نواحی که امکان تشیل مفصل پلاستیک وجود دارد باید حداقل به اندازه یک سوم آرماتور کششی موجود در مقطع، آرماتور فشاری قرار داده شود حتی اگر طبق محاسبات نیازی به آرماتور فشاری وجود نداشته باشد. در سازه های با شکل پذیری زیاد حداقل آرماتور فشاری در نواحی مذکور نصف آرماتور کششی موجود در مقطع است.

$$A'_s \geq \frac{1}{3} A_s \quad \text{در سازه های با شکل پذیری متوسط} \quad (11)$$

$$A'_s \geq \frac{1}{2} A_s \quad \text{در سازه های با شکل پذیری زیاد} \quad (12)$$

۲- خاموت ویژه

خاموتهای ویژه مطابق شکل (۱۵) خاموتهای بسته ای هستند که برای محصور کردن هسته مرکزی تیر و اطمینان از عدم وقوع گسیختگی برشی در نواحی بحرانی قرار داده می شوند. استفاده از خاموت ویژه در نواحی که این محصور شدگی هسته مرکزی برای تامین شکل پذیری لازم است مانند نواحی که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد ضروری است. قطر خاموت ویژه در سازه های با شکل پذیری متوسط باید حداقل ۶ میلیمتر و در سازه های با شکل پذیری زیاد حداقل ۸ میلیمتر باشد. فاصله این خاموتها نباید از s_{max} تعریف شده در رابطه (۱۳) بیشتر باشد.

$$s_{max} = \min \begin{cases} d/4 \\ 8d_b \\ 24d_s \\ 300mm \end{cases} \quad (13)$$

البته اگر محاسبات برشی به خاموتهایی بیش از مقادیر ذکر شده نیاز داشته باشد ملاک خاموت مورد نیاز در برش است. این خاموتها در مقاطعی که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک و ایجاد دورانه های زیاد است و اصطلاحاً قسمتهای بحرانی نامیده می شوند قرار داده می شود. قسمتهای بحرانی اعضای خمشی طبق آیین نامه بتن ایران نواحی زیر است.

- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع (2h) از تکیه گاه به سمت وسط دهانه
- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع (2h) در هر دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد.
- در نواحی که برای تامین ظرفیت خمشی مقطع استفاده از آرماتور فشاری الزامی است.

خاموت ویژه باید بسته باشد تا امکان ایجاد تنش محصور کننده در هسته مرکزی تیر وجود داشته باشد. این خاموت ویژه را می توان یا با یک شاخه آرماتور به صورت جعبه بسته ساخت (شکل ۱۵-؟) و یا آنرا با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب ویژه باشد (شکل ۱۵-؟) و میلگرد دیگری که به شکل قلاب دوخت (شکل ۱۵-؟) با میلگرد U شکل اول تشکیل یک خاموت بسته را بدهد. میلگرد دوخت مطابق شکل (شکل ۱۵-؟) میلگردی است که در یک انتها قلاب ۱۳۵ درجه و در انتهای دیگر قلاب ۹۰ درجه داشته باشد. این قلابها باید میلگردهای طولی واقع در محیط مقطع عضو را در بر گیرند. محل خم ۹۰ درجه قلاب

در طول عضو باید به صورت یک در میان عوض شود. چنانچه میلگردهای طولی که توسط قلابهای دوخت نگه داری می شوند در داخل یک دال که تنها در یک سمت تیر قرار دارد محصور شده باشند، محل خم ۹۰ درجه تمام قلابهای دوخت را می توان در سمت دال قرار داد. خلاصه این ضوابط در شکل (۱۵) نشان داده شده است.

(شکل ۱۵) - ملزومات خاموت ویژه

ملزومات طراحی برشی

در طرح لرزه ای سازه های مقاوم در برابر زلزله عدم وقوع گسیختگی برشی برای تامین شکل پذیری ضروری است. به این دلیل در سازه های با شکل پذیری متوسط و زیاد، برش نهایی وارد بر تیرها بیش از سازه های با شکل پذیری کم در نظر گرفته می شود تا مقاومت برشی بیشتری در تیرها تامین گردد. آیین نامه بتن ایران دو ضابطه برای افزایش برش نهایی وارد بر تیرهایی که به عنوان بخشی از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی هستند در نظر گرفته است.

۱- دو برابر کردن برش ناشی از بارهای جانبی زلزله

۲- در نظر گرفتن برش ناشی از تشکیل مفاصل پلاستیک در تکیه گاهها

حداکثر برش به دست آمده از دو مقدار فوق با برش ناشی از بارهای ثقلی (بار مرده + زنده) جمع شده و ملاک طراحی برشی تیرها قرار می گیرد. محاسبه دو برابر برش ناشی از بارهای جانبی زلزله به سادگی امکان پذیر است. در ادامه نحوه محاسبه برش ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در تکیه گاهها بررسی می شود.

برش ناشی از لنگر پلاستیک

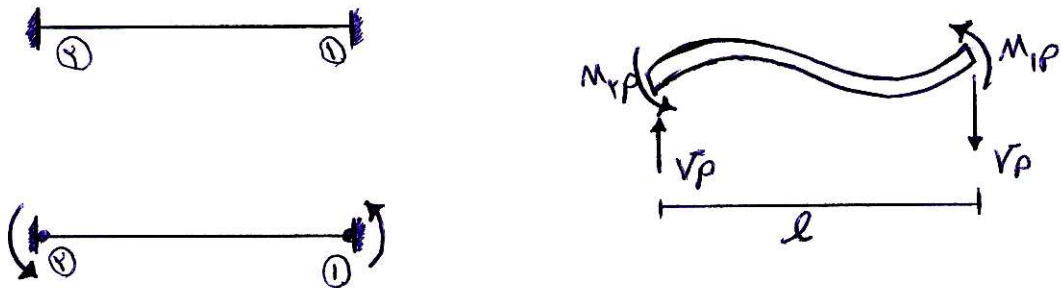
در صورت تشکیل مفصل پلاستیک در تکیه گاه ها، برشی اضافی در تیرها پدید می آید. مقدار این برش با توجه به شکل (۱۶) از تعادل قابل محاسبه است. مطابق شکل دو حالت تغییر شکل در تیر محتمل است. در حالت اول در سمت چپ تیر لنگر منفی M_{1p}^- و در سمت راست تیر لنگر مثبت M_{2p}^+ ایجاد شده است. برای ایجاد تعادل باید برشی به اندازه V_{1p} در تیر ایجاد شود.

$$V_{1p} = \frac{(M_{1p}^- + M_{2p}^+)}{l} \quad (14)$$

این برش در سمت چپ تیر با برش ناشی از بارهای ثقلی هم جهت است در حالیکه در سمت راست تیر برش ناشی از بارهای ثقلی را کم می کند. بنابراین برای محاسبه برش در سمت چپ تیر از V_{1p} استفاده می شود. در حالت دوم تغییر جهت تغییر شکل معکوس شده و در تکیه گاه چپ لنگر مثبت M_{1p}^+ و در تکیه گاه راست لنگر منفی M_{2p}^- ایجاد می گردد. برش ناشی از لنگر پلاستیک در این حالت V_{2p} نامیده می شود.

$$V_{2p} = \frac{(M_{1p}^+ + M_{2p}^-)}{l} \quad (15)$$

برای محاسبه برش تیر در سمت راست تکیه گاه از V_{2p} استفاده می شود. این برشها باید با اثرات برش ناشی از بار قائم (شکل ۱۰-ب) جمع شده و بعنوان برش نهایی در طرح تیرها مد نظر قرار گیرد. هر چقدر لنگرهای مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیر بیشتر باشد مقدار برش ناشی از آنها نیز افزایش می یابد. بنابراین در هنگام محاسبه لنگرهای پلاستیک باید حداکثر لنگر مقاومی که در مقطع ممکن است پدید بیاید محاسبه شود.



(شکل ۱۶) شکل تکمیل گردد

برای محاسبه حداکثر لنگر مقاومی که احتمال دارد در مقطع به وجود بیاید از دو روش استفاده می شود. در سازه های با شکل پذیری متوسط از لنگر اسمی (M_n) که ۱۵٪ بیش از لنگر مقاوم مقطع استفاده می شود. طبق تعریف لنگر خمشی اسمی مقطع بیشترین لنگری است که عضو می تواند در آن مقطع تحمل کند.

$$M_n = 1.15M_r \quad (۱۶)$$

در سازه های با شکل پذیری زیاد که شکل پذیری سازه با ضریب اطمینان بیشتری باید تامین گردد از M_{pr} که حداکثر لنگر مقاوم محتمل نامیده شود استفاده می گردد. این لنگر حداکثر لنگری است که ممکن است در مقطع به وجود بیاید. بدیهی است مقدار حداکثر لنگر مقاوم محتمل (M_{pr}) بیش از لنگر اسمی مقطع (M_n) خواهد بود. محاسبه حداکثر لنگر مقاوم محتمل (M_{pr}) مشابه محاسبات ذکر شده برای لنگر مقاوم مقطع (M_r) بر مبنای تعادل نیروها و سازگاری تغییر مکانها انجام می شود با این تفاوت که باید از اثرات ضرائب جزئی کاهش مقاومت صرف نظر نموده ($\phi_s = \phi_c = 1$) و مقدار تنش آرماتورهای جاری شده را برابر $f_s = 1.25f_y$ در نظر گرفت. حذف ضرایب جزئی کاهش مقاومت به دلیل آن است که در هنگام محاسبه M_{pr} حداکثر نیروهایی که ممکن است در مقطع به وجود بیاید در محاسبات وارد گردد. افزایش ۲۵٪ تنش آرماتورها نیز به دلیل امکان سخت شدگی کرنشی آرماتور و احتمال افزایش تنش موجود در آن به مقادیری بیش از تنش حد جاری شدگی می باشد. با توجه به گستردگی کاربرد تیرهای مستطیلی دارای آرماتور فشاری و کششی محاسبه M_{pr} برای این مقطع انجام می گردد. مراحل مورد استفاده برای این مقطع به صورت مشابه برای دیگر مقاطع مانند مقاطع T شکل قابل تعمیم است.

محاسبه حداکثر لنگر مقاوم محتمل

همانطور که ذکر شد حداکثر لنگر مقاوم محتمل حداکثر لنگری است که احتمال بسیج آن در مقطع وجود دارد. برای تعیین این لنگر علاوه بر صرف نظر کردن از ضرائب جزئی کاهش مقاومت باید از مقاومت واقعی مصالح به جای مقاومت اسمی آنها استفاده نمود. ولی برای سادگی کار مقاومت بتن همان مقاومت اسمی در نظر گرفته می شود و صرفاً با در نظر گرفتن امکان سخت شدگی کرنشی آرماتور کششی مقاومت آن ۱/۲۵ برابر حد جاری شدگی اسمی در نظر گرفته می شود.

در محاسبه حداکثر لنگر مقاوم محتمل یک مقطع هر دو لنگر مثبت و منفی باید محاسبه شود. در لنگر مثبت آرماتورهای بالای مقطع تحت فشار و آرماتورهای پایین تحت کشش هستند. در حالت لنگر منفی این آرماتورهای بالایی کششی و آرماتورهای پایینی فشاری می باشند. بنابراین در محاسبه حداکثر لنگر مقاوم محتمل در صورتی

که مقدار آرماتورها بالا و پایین یکسان نباشد دو حالت مختلف پدید می آید که محاسبه M_{pr} در این دو حالت متفاوت است.

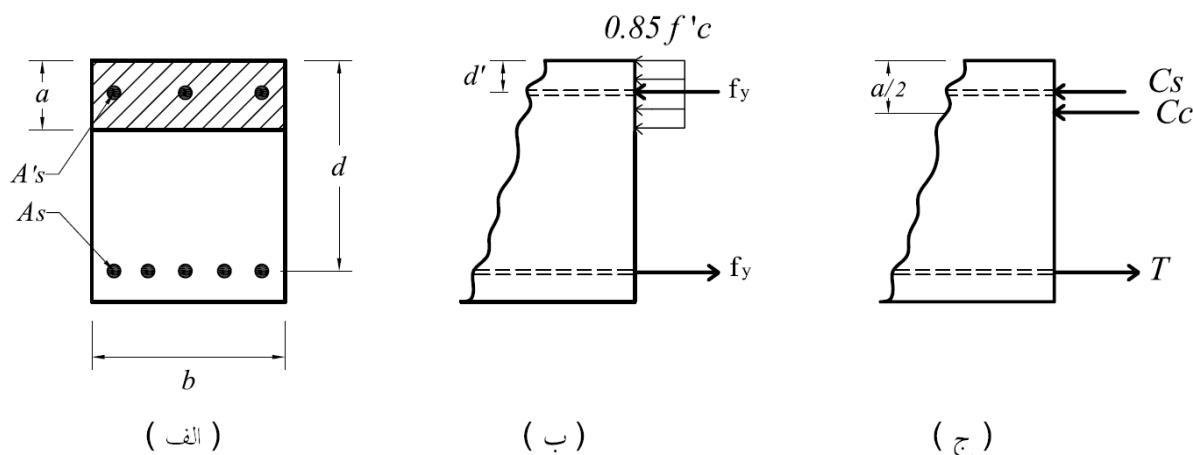
۱- آرماتور کششی بزرگتر یا مساوی آرماتور کششی باشد ($A_s \geq A'_s$)

تیری مستطیلی دارای آرماتورهای فشاری و کششی مطابق شکل (۱۷) در نظر گرفته می شود. توزیع تنشها با فرض جاری شدن آرماتورهای فشاری و کششی و برآیند نیروهای ناشی از تنشها به ترتیب در شکل (۱۷-ب) و (۱۷-ج) نشان داده شده است. مقادیر نیروهای C_c و C_s و T به صورت زیر قابل محاسبه است.

$$C_c = 0.85f'_c ab \quad (۱۷)$$

$$C_s = A'_s 1.25f_y \quad (۱۸)$$

$$T = A_s 1.25f_y \quad (۱۹)$$



شکل ۱۷) توزیع تنشها و نیروها برای محاسبه حداکثر لنگر مقاوم محتمل وقتی آرماتور کششی بیش از آرماتور فشاری باشد

عمق بلوک تنش معادل مستطیلی با توجه به تساوی برآیند نیروهای فشاری و کششی قابل محاسبه است.

$$C = C_c + C_s = 0.85f'_c ab + 1.25A'_s f_y$$

$$T = 1.25A_s f_y$$

$$C = T$$

$$0.85f'_c ab + 1.25A'_s f_y = 1.25A_s f_y$$

$$a = \frac{(A_s - A'_s)(1.25f_y)}{0.85f'_c b} \quad (۲۰)$$

مقدار لنگر مقاوم مقطع با لنگر گیری نیروهای C_c و C_s نسبت به محل اثر نیروی برآیند کششی قابل محاسبه است.

$$M_{pr} = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + 1.25A'_s f_y (d - d') \quad (۲۱)$$

به این ترتیب حداکثر لنگر مقاوم محتمل در حالتیکه مقدار آرماتور کششی بیش از آرماتور فشاری باشد محاسبه گردید.

۲- آرماتور کششی کمتر از آرماتور فشاری باشد ($A_s < A'_s$)

برای تعیین حداکثر لنگر مقاوم محتمل در حالتیکه مقدار آرماتور کششی کمتر از آرماتور فشاری باشد ($A_s < A'_s$) نمی توان از رابطه (۲۰) استفاده کرد زیرا آرماتورهای فشاری جاری نمی شوند و تنش آنها کمتر از تنش حد جاری شدگی است. در این حالت مقدار حداکثر لنگر مقاوم محتمل باتوجه به مراحل ذکر شده در فصل خمش تیرها و در بخش تیرهای دارای آرماتور فشاری محاسبه می شود. از ارائه جزئیات در این بخش صرفنظر شده است. در ابتدا عمق بلوک تنش معادل مستطیلی از رابطه (۲۲) محاسبه می شود.

$$(0.85f'_c b)a^2 + (600A'_s - 1.25A_s f_y)a - 600A'_s \beta_1 d' = 0 \quad (22)$$

سپس حداکثر لنگر مقاوم محتمل مقطع از رابطه زیر تعیین می گردد.

$$M_{pr} = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2}\right) + 600 \left(1 - \frac{\beta_1 d'}{a}\right) A'_s (d - d') \quad (23)$$

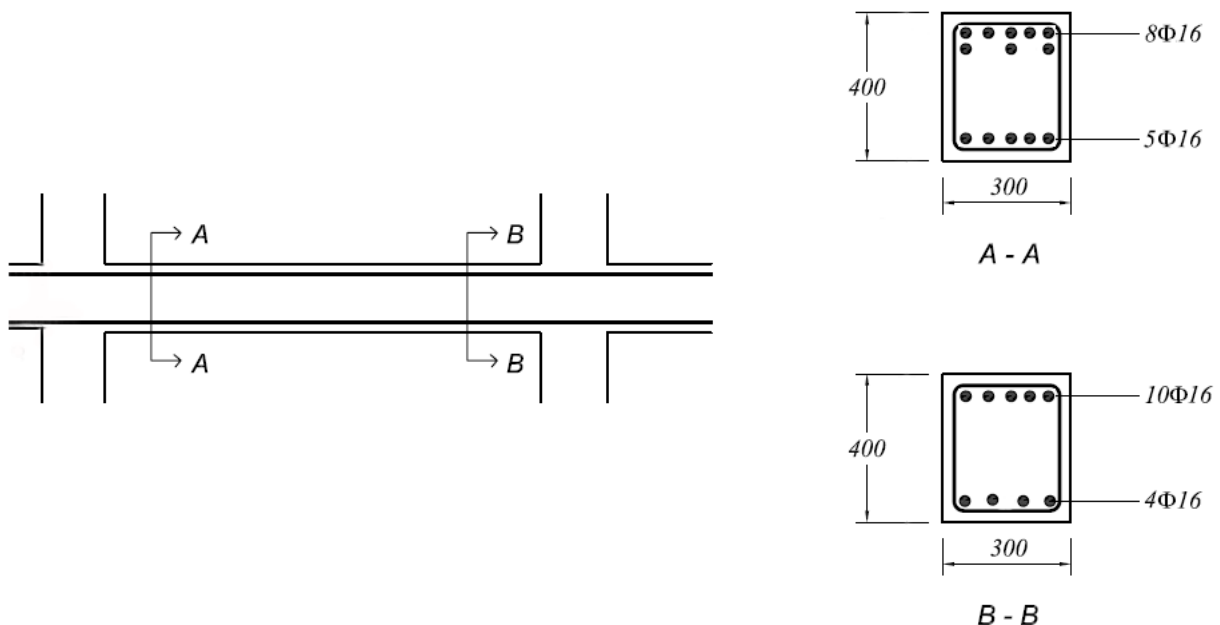
به جای استفاده از رابطه فوق برای محاسبه لنگر M_{pr} می توان از رابطه ساده شده (۲۴) نیز استفاده نمود

$$M_{pr} = 1.25A_s f_y (d - d') \quad (24)$$

این رابطه دقیقی نبوده و مقدار کمتری برای حداکثر لنگر مقاوم به دست می دهد بنابراین در جهت اطمینان نیست اما با توجه به خطای کم و پیچیدگی محاسبه M_{pr} از رابطه (۲۳) استفاده از رابطه (۲۴) برای محاسبه M_{pr} نیز قابل قبول است.

مثال ۱: محاسبه لنگر مقاوم اسمی و حداکثر لنگر مقاوم محتمل

تیری مستطیلی مطابق شکل (۱۸) از مصالح C25 و S400 ساخته شده است. با فرض شکل پذیری زیاد سازه برش ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک را محاسبه نمایید.



شکل ۱۸- مثال محاسبه لنگر ناشی از تشکیل مفصل خمیری در تیر دو سرگی‌ردار

در سازه های با شکل پذیری زیاد از حداکثر لنگر مقاومت محتمل (M_{pr}) برای محاسبه برش ناشی از مفصل پلاستیک استفاده می شود. ابتدا حداکثر لنگر مقاوم محتمل تکیه گاه سمت چپ محاسبه می شود. این مقدار برای

لنگر مثبت و لنگر منفی متفاوت خواهد بود. برای تعیین حداکثر لنگر مقاوم محتمل منفی آرماتورهای بالایی بعنوان آرماتور کششی عمل می کنند. بدلیل ایجاد فشار در ناحیه پائین تیر آرماتورهای قرار گرفته در پائین تیر آرماتور فشاری به حساب می آیند بنابراین:

$$A_s = 8\Phi 16 = 1608 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 5\Phi 16 = 1005 \text{ mm}^2$$

عمق بلوک تنش معادل مستطیلی باتوجه به رابطه ۱۵ محاسبه میگردد.

$$a = \frac{(A_s - A'_s)(1.25 f_y)}{0.85 f'_c b} = \frac{(1608 - 1005)(1.25 \times 400)}{0.85 \times 25 \times 300} = 39.4 \text{ mm}$$

مقدار لنگر مقاوم محتمل از رابطه ۱۶ تعیین میگردد.

$$M_{pr} = 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + 1.25 A'_s f_y (d - d')$$

$$M_{pr} = 0.85 \times 30 \times 39.4 \times 300 \left(310 - \frac{39.4}{2} \right) + 1.25 \times 1005 \times 400 (310 - 60) = 87.5 + 125.5$$

$$M_{pr,A}^- = 213 \text{ KN.m}$$

برای تعیین حداکثر لنگر مقاوم محتمل مثبت جای آرماتورهای فشاری و کششی عوض می شود در این حالت داریم:

$$A_s = 5\Phi 16 = 1005 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 8\Phi 16 = 1608 \text{ mm}^2$$

چون مقدار $A'_s > A_s$ می باشد برای تعیین M_{pr} در این حالت از رابطه ۱۷ استفاده می شود.

$$M_{pr} = 1.25 A_s f_y (d - d')$$

$$M_{pr} = 1.25 \times 1005 \times 400 (310 - 60)$$

$$M_{pr,A}^+ = 125.6 \text{ KN.m}$$

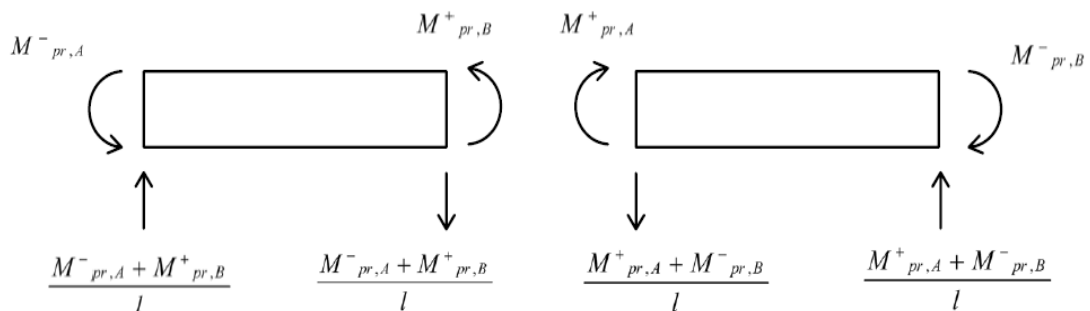
به همین ترتیب مقادیر حداکثر لنگر مقاوم محتمل در تکیه گاه مقطع سمت راست به صورت مشابه محاسبه می شود.

$$M_{pr,A}^- = 264 \text{ KN.m}$$

$$M_{pr,A}^+ = 100.5 \text{ KN.m}$$

برای تعیین حداکثر برش وارده در تکیه گاه سمت چپ لنگرهای پلاستیک در تکیه گاهها مطابق شکل (۱۹)-

الف) برسازه اثر می کنند زیرا در این حالت بیشترین برش در تکیه گاه سمت چپ ایجاد می شود.



شکل ۱۹- جهت لنگرهای پلاستیک برای تعیین حداکثر برش وارده

مطابق شکل مقدار برش ایجاد شده ناشی از لنگرهای پلاستیک در این حالت برابر است با:

$$V_{p1} = \frac{M_{pr,A}^- + M_{pr,B}^+}{l} = \frac{213 + 100.5}{5} = 62.7 \text{ KN}$$

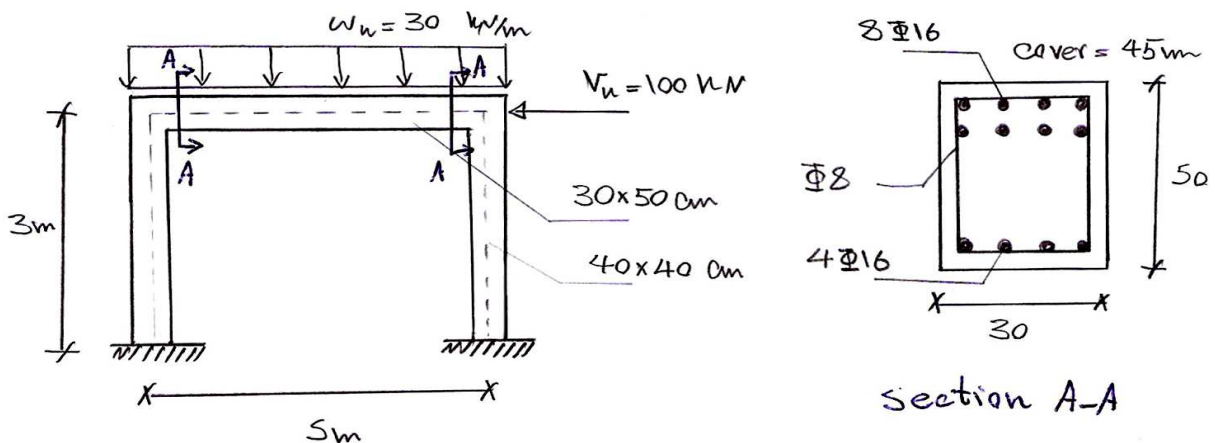
به طور مشابه مقدار نیروی برشی ناشی از لنگر پلاستیک در تکیه گاه سمت راست سازه مطابق شکل (۱۹-ب) برابرست با:

$$V_{p2} = \frac{M_{pr,A}^+ + M_{pr,B}^-}{l} = \frac{125.6 + 264}{5} = 78 \text{ KN}$$

این برش با برش ناشی از بارهای قائم که مقدار آن در مقطع بحرانی تیر می باشد جمع می شود و مبنای طراحی برشی تیر قرار می گیرد.

مثال ۲: طراحی عضو خمشی بر مبنای ملزومات طرح لرزه ای

تیر نشان داده شده در شکل (۲۰) را بر مبنای ملزومات طرح لرزه ای سازه های با شکل پذیری زیاد طراحی نمایید. مصالح به کار رفته از نوع C25, S400 می باشند.



شکل (۲۰) مثال طراحی تیر بر مبنای ملزومات لرزه ای

بخش اول - تعیین برش بحرانی

گام (۱) محاسبه برش ناشی از بار ثقلی (V'_U)

ابتدا بارهای ثقلی ضریبدار شده و برش ناشی از آنها محاسبه می گردد. با توجه به وجود نیروی جانبی زلزله ترکیب بارها به صورت زیر انجام می شود.

$$D + 1.2L + 1.2E$$

$$w_u = w_D + 1.2 w_L$$

$$w_u = 18 + 1.2 \times 10 = 30 \text{ KN / m}$$

حداکثر برش ناشی از بارهای ثقلی مرکز ستون برابر است با

$$V_{\max} = \frac{W_u l}{2} = \frac{30 \times 5}{2} = 75 \text{ KN}$$

برش نهایی در مقطع بحرانی به فاصله d از بر تکیه گاه محاسبه می شود.

$$d \approx h - 10cm = 50 - 10 = 40cm$$

$$V_u' = 75 * \frac{2.5 - (0.2 + 0.4)}{2.5} = 57KN$$

گام ۲) محاسبه برش ناشی از نیروی زلزله (V_e)

نیروی زلزله مطابق ترکیب بار معرفی شده ضریبدار شده و برش ناشی از آن محاسبه می گردد.

$$P_u = 1.2 \times P_e = 1.2 \times 80 = 96KN$$

$$V_e = P_u \times \frac{h}{l} = 96 \times \frac{3}{5} = 58KN$$

گام ۳) محاسبه برش ناشی از تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیر (V_p)

با توجه به آنکه مقطع تیر در دو انتها متقارن است (V_p) از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$V_p = \frac{M_{Pr}^+ + M_{Pr}^-}{l}$$

الف) محاسبه M_{Pr}^-

$$d = h - [cover + d_s + d_b + 0.5d_{sb}]$$

$$d = 50 - [45 + 8 + 16 + \frac{1}{2} \times 35]$$

$$d = 414mm \approx 410mm$$

$$d' = [cover + d_s + 0.5d_{sb}]$$

$$d' = [45 + 8 + \frac{16}{2}]$$

$$d' = 61mm \approx 60mm$$

$$A_s = 8\Phi 16 = 1608mm^2$$

$$a = \frac{1.25 f_y (A_s - A_s')}{0.85 f_c' b} = \frac{1.25 \times 400 \times (1608 - 804)}{0.85 \times 25 \times 300}$$

$$a = 63mm$$

$$M_{Pr}^- = 0.85 f_c' ab (d - \frac{a}{2}) + 1.25 A_s' f_y (d - d')$$

$$M_{Pr}^- = 152 + 140 = 292KN.m$$

ب) محاسبه M_{Pr}^+

$$d = h - [\text{cover} + d_s + 0.5d_b] = 440 \text{ mm}$$

$$d' = [\text{cover} + d_s + d_b + 0.5d_{sb}] = 90 \text{ mm}$$

$$A_s = 4\Phi 16 = 804 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 8\Phi 16 = 1608 \text{ mm}^2$$

$$M^+_{Pr} = 1.25A_s f_y (d - d')$$

$$M^+_{Pr} = 1.25 \times 804 \times 400 \times (440 - 90)$$

$$M^+_{Pr} = 141 \text{ KN.m}$$

ج) محاسبه (V_p)

$$V_p = \frac{M^+_{Pr} + M^-_{Pr}}{l} = \frac{141 + 292}{5}$$

$$V_p = 87 \text{ KN}$$

گام ۴) تعیین برش نهایی در حالت شکل پذیری متوسط

در سازه های با شکل پذیری زیاد برش نهایی که ملاک طراحی قرار می گیرد حداکثر دو مقدار زیر است.

الف- برش ثقلی + دور برابر برش ناشی از نیروهای زلزله

ب- برش ثقلی + برش ناشی از مفاصل پلاستیک

$$V_u = \max \begin{cases} V'_u + 2V_e = 57 + 2 \times 58 = 173 \text{ KN} \\ V'_u + V_p = 57 + 87 = 144 \text{ KN} \end{cases}$$

در این مثال برش ناشی از دو برابر نیروهای زلزله بیش از برش ناشی از تشکیل مفاصل پلاستیک می باشد بنابراین ملاک طراحی برشی قرار می گیرد.

بخش دوم- طراحی برشی :

گام ۵) کنترل لزوم استفاده از خاموت

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_c = 74 \text{ KN}$$

$$V_c \leq V_u = 177 \text{ KN} \leq 5V_c$$

پس استفاده از خاموت برای تحمل برش وارده الزامی است ولی از سوی دیگر ابعاد مقطع برای تحمل برش وارده کفایت می کند.

گام ۶) طراحی خاموتها:

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u - V_c}{\phi_s f_y d} = \frac{(174 - 74) \times 10^3}{0.85 \times 400 \times 410} = 0.739$$

$$\frac{A_v}{S} = 0.739 \geq \left(\frac{A_v}{S} \right)_{\min} = \frac{0.35b_w}{f_y} = 0.263$$

$$V_u = 177 \text{ KN} \leq 3V_c = 222 \text{ KN} \Rightarrow S_{\max} = \left(\frac{d}{2}, 350 \text{ mm}\right)$$

$$S_{\max} = 205 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

$$A_v = 2\Phi 8 = 100 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_v/S} = \frac{100}{0.739} = 135 \text{ mm} \leq S_{\max} = 200 \text{ mm}$$

و در نهایت خاموت‌های مورد نیاز برای تحمل برش وارده عبارتند از $2\Phi 8 @ 13 \text{ cm}$

گام ۷) اعمال ملزومات شکل پذیری زیاد در طراحی خاموتها

در طراحی سازه های با شکل پذیری زیاد در اطراف تکیه گاه در طولی به اندازه دو برابر ارتفاع مقطع خاموت‌های ویژه قرار داده می شود.

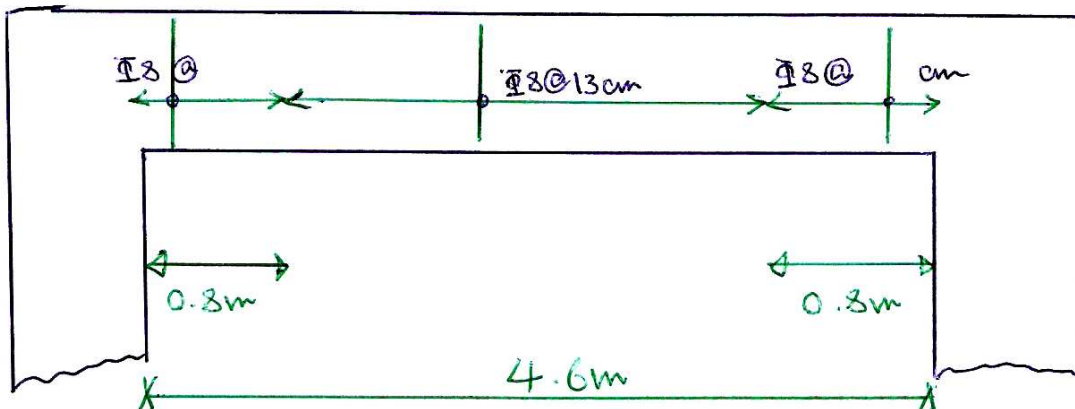
$$2h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

$$d_s = 8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm}$$

$$s_{\max} = \min \begin{cases} d/4 = 410/4 = 125 \text{ mm} \\ 8d_b = 8 * 16 = 128 \text{ mm} \\ 24d_s = 24 * 8 = 192 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_{\max} = 125 \text{ mm}$$

با توجه به آنکه فواصل خاموت محاسباتی مورد نیاز ($s = 130 \text{ mm}$) تقریباً برابر فاصله خاموت‌های ویژه ($s = 125 \text{ mm}$) است در کل تیر از خاموت $\Phi 8 @ 125 \text{ mm}$ استفاده می شود. جزئیات نهایی تیر طراحی شده در شکل (۲۱) نشان داده شده است.



شکل (۲۱) جزئیات آرماتور گذاری در تیر طراحی شده در مثال ۲

الگوریتم طراحی بر مبنای شکل پذیری:

گام اول: محاسبه برش ناشی از بارهای قائم

$$V'_U = \frac{W_U l}{2}$$

گام دوم (محاسبه برش ناشی از مفصل پلاستیک

لنجر مثبت $\leftarrow A'_S > A_S$:

$$1) \rightarrow 0.85 f'_c ab + 1.25 A'_s f_y = 1.25 A_s f_y \Rightarrow a = \frac{(A_s - A'_s)(1.25 f_y)}{0.85 f'_c b}$$

$$2) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C = C_c + C_s = 0.85 f'_c ab + 1.25 A'_s f_y \\ T = 1.25 A_s f_y \end{array} \right\} C = T$$

$$3) \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_c = 0.85 f'_c ab \\ C_s = A'_s 1.25 f_y \\ T = A_s 1.25 f_y \end{array} \right.$$

$$4) \rightarrow M^+_{pr} = 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + 1.25 A'_s f_y (d - d')$$

لنجر منفی $\leftarrow A'_S > A_S$:

$$5) \rightarrow M^-_{pr} = A_s \times 1.25 f_y (d - d')$$

$$V_P = \max \left\{ \begin{array}{l} V_{p1} = \frac{M^-_{pr,A} + M^+_{pr,B}}{l} \\ V_{p2} = \frac{M^+_{pr,A} + M^-_{pr,B}}{l} \end{array} \right.$$

گام سوم (محاسبه V_U)

$$V_U = V'_U + V_P$$

گام چهارم (طراحی برشی معمولی

گام پنجم (خاموت ویژه:

$$1) \rightarrow \Phi > 6mm$$

$$2) \rightarrow S = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 8d_b \\ 24d_s \\ 300 \end{array} \right.$$