

بررسی ضریب شکل پذیری در اعضای بتن آرمه

ایمان الیاسیان، دانشجوی دکترای عمران سازه

مقدمه :

با توجه به ضرورت طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله به دلیل خسارات سنگین وارده به سازه های بتن آرمه موجود در طی زمین لرزه های اخیر، لزوم آشنایی با برخی از مفاهیم پایه و اولیه چون شکل پذیری که نمایانگر رفتار پلاستیک و تغییر شکل غیر ارتجاعی یک عضو یا کل سازه با تغییر اندکی در مقاومت می باشد، ضروری است.

خلاصه :

در این سمینار به تعریف شکل پذیری در یک عضو یا مقطع بتن آرمه می پردازیم همانطور که می دانیم شکل پذیری به دو صورت در سازه های بتن آرمه مطرح می شود.

۱) شکل پذیری محلی (Local Ductility): که همان بررسی شکل پذیری در یک عضو است که معیار آن می تواند تغییر مکان، دوران، انحنای کرنش یا شکست ترد یک عضو کششی و یا کماتش یک عضو فشاری باشد. که در این سمینار بیشتر به دنبال بررسی شکل پذیری انحنای (به دلیل ارائه روابط تئوری ونحوه محاسبه) هستیم.

۲) شکل پذیری کلی یا سراسری (Global Ductility): بررسی رفتار یا تغییر شکل کل سازه می باشد. در تحلیل و طراحی سازه ها چند معیار در نظر گرفته می شود ۱- تغییر مکان ۲- مقاومت یا بررسی نلای سازه (نیروهای اعمالی به سازه اعم از افقی، قائم و لنگر) ۳- انرژی و استفاده از اصول بقای انرژی برای تحلیل و طراحی سازه ها ۴- تغییر شکلهای موضعی چون کماتش و... بنابراین منظور از بررسی شکل پذیری کل سازه بررسی عملکرد سازه و بدست آوردن رفتار سازه تحت بارهای اعمالی بدان می باشد. بایستی توجه داشت شکل پذیری محلی اگرچه تأثیر در شکل پذیری کل و رفتار مطلوب تر کل سازه دارد، لیکن عدم شکل پذیری برخی از اعضای محلی ممکن است شکل پذیری کلی را افزایش دهد. به عنوان مثال دیوار برشی خود یک عضو ترد بتنی می باشد ولی ترکیب دیوار برشی با قاب خمشی و عملکرد توأم

آنها منجر به کنترل تغییر مکان سازه و بهبود رفتار و شکل پذیری کل سازه می گردد . یا ترکیبات کامپوزیتی چون FRP که برای افزایش مقاومت برخی از اعضای باربر سازه ای چون تیر ، ستون ، اتصالات ، دالها و ... بکار می روند و تحقیقات در مورد آنها در مراحل اولیه می باشد در پاره ای از اوقات شکل پذیری محلی یک عضو را کاهش می دهند لیکن شکل پذیری کلی و رفتار کل سازه را بهبود می دهند .

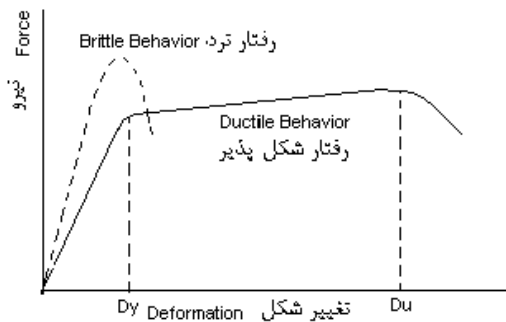
در این سمینار ابتدا مفهوم شکل پذیری ، اهمیت آن ، انواع آن و اشکالات تعریف آن مطرح شده ، سپس شکل پذیری در یک تیر بتن مسلح به صورت اجمالی تعریف شده و متغیرهای افزایش دهنده و یا کاهنده شکل پذیری مطرح شده ، بعد از آن شکل پذیری در ستون و تأثیر بار محوری بر روی شکل پذیری ، سپس شکل پذیری در یک اتصال یا گره و دیوار برشی به صورت خلاصه ، سپس سطوح شکل پذیری بر اساس آیین نامه ACI و ضوابط اجمالی آن و در انتهای فصل ضوابط و توصیه های آیین نامه ACI و نیوزلند برای افزایش شکل پذیری و طراحی مقاوم مقاطع مختلف بتن آرمه در برابر زلزله مطرح میگردد . در فصل بعدی نحوه محاسبه شکل پذیری تیر بتن آرمه به صورت مفصل (با ارائه مثالهای محاسباتی) بررسی می شود و تأثیر پارامترهای آرماتور فشاری و محصور شدگی بتن در افزایش شکل پذیری بررسی شده در نهایت نحوه محاسبه شکل پذیری در ستون قاب با فرض تیر صلب در یک مثال مطرح شده و در فصل آخر ضوابط آیین نامه بتن ایران (آبا) برای طراحی اعضای مقاوم بتن آرمه و نحوه شکل پذیر نمودن آنها مطرح می شود

مصالح:

۱) شکل پذیر (DUCTILE): به موادی گفته می شود که در بارنهایی کرنشهای زیادی را تحمل می کنند .

۲) ترد یا شکننده (BRITTLE): با رسیدن عضو به بار حداکثر به صورت ناگهانی د ر کرنش کم می شکنند .

اعضای شکل پذیر مثل بتن مسلح قبل از گسیختگی (COLLAPSE) تغییر شکلهای غیر ارتجاعی (INELASTIC) قابل توجهی از خود نشان می دهند.



دیگرام ۱ رفتار اعضای ترد و شکل پذیر

بررسی شکل پذیری :

۱) تمام اعضای قاب باید برای جزئیات شکل پذیر طراحی شوند تا بتوانند در برابر زمین لرزه های بزرگ به صورت شکل پذیر پاسخ دهند و هر عضوی که لزوماً نمی تواند رفتار شکل پذیر داشته باشد صرفاً باید در محدوده ارتجاعی طراحی شود .

۲) از مودهای شکست غیر شکل پذیر مثل برش واز بین رفتن پیوستگی وچسبندگی آرماتور با بتن (Bond Failure) باید اجتناب کرد ، به عبارت دیگر مهار ووصله میلگردها نباید در ناحیه پر تنش بتن قرار گیرد و باید مقاومت برشی زیادی برای اعضای بتن مسلح در نظر گرفت .

۳) اعضای صلب بایستی با قیود شکل پذیر یا انعطاف پذیر به سازه متصل شوند .

۴) درجه بالایی از نامعینی باید برای سازه منظور شود تا قبل از اینکه مکانیسم شکست اتفاق افتد نواحی بیشتری به صورت جذب کننده های انرژی بکار آیند . برای سیستمهای قابی شکل بهتر است تسلیم ابتدا در تیرها رخ دهد واز تسلیم ستونها اجتناب شود (فلسفه تیر ضعیف ، ستون قوی)

۵) درزها بصورت مجزا در محل های منفصل در سازه در نظر گرفته شوند و با تمهیدات مناسبی برای کنترل جابجایی ، امکان ضربه زدن به یکدیگر از بین رود .

- در صورتی که یک سازه شکل پذیر نا معین تحت نشستهای غیر منتظره یا بارگذاری بیش از حد قرار گیرد سازه تمایل به تغییر شکل غیر ارتجاعی داشته و مجدداً بعضی از اثرات بارگذاری بیش از حد را به اعضا و قسمتهای دیگر سازه پخش می نماید به عبارت دیگر دچار باز توزیع لنگر نیرو می گردد.

- در آیین ACI در روش طرح براساس مقاومت فرض بر این است که در بار نهایی طرح سازه کلیه مقاطع بحرانی سازه به لنگرنهایی خود می رسند پس در چنین حالتی بایستی تمامی اتصالات و گره های چنین اعضایی قادر به مقابله با نیروهای آرماتور (ناشی از لنگرنهایی) و تغییر شکل مربوطه تا حد تسلیم باشند .
- در صورتی که یک سازه شکل پذیر باشد می تواند پذیرای بارهای بیش از حد پیش بینی نشده؛ باشد مثل ضربه-بارهای رفت و برگشتی - نشست نا متقارن پی و تغییرات حجمی و... در طراحی معمولاً این اثرات را در نظر نمی گیرند و تنها بر شکل پذیری سازه برای مقابله با این اثرات اکتفا می کنند .
- در هنگام شکست یک عضو اگر رفتار شکل پذیر داشته باشد شکست ناگهانی اتفاق نمی افتد بلکه شکست به صورت تدریجی می باشد بنابراین افراد ساکن ساختمان می توانند جان خود را نجات دهند . در آیین نامه ACI شکل پذیری را در ضریب کاهش بار (ϕ) لحاظ کرده است به عنوان مثال برای یک عضو خمشی مثل یک تیر $\phi=0.9$ برای یک ستون با مارپیچ $\phi=0.75$ و برای یک ستون با تنگ $\phi=0.7$ پس در اینجا می توان نتیجه گرفت که رفتار یک ستون با مارپیچ شکل پذیر تراز یک ستون با تنگ است .
- رفتار بارهای زلزله و باد به صورت دینامیکی است و در دینامیک سازه ها برای یک سیستم تک درجه آزادی داریم $MY+CY+KY=F$ پس افزایش سختی و میرایی سازه و کاهش نیروهای اینرسی در پاسخ یا تغییر مکان سازه مؤثر است شکل پذیری نیز در کاهش نیروهای اینرسی وارد به سازه مؤثر است از این رو آیین نامه هایی که طراحی در آنان مبتنی به روش حالت حدی است نسب به آیین نامه هایی که طراحی در آنها بر اساس تنش مجاز است (سازه در محدوده الاستیک باقی می ماند) نیروهای زلزله را بیشتر تعدیل داده اند .
- شکل پذیری در روش طراحی خمیری (PLASTIC DESIGN) و حالت حدی (LIMIT STATE) و یا طراحی هایی که فرض اصلی در آنها این است که

سازه یا عضوی از آن وارد ناحیه غیر الاستیک می شود شکل پذیری نقش مهمی ایفا می کند.

تغییرشکلهای یک عضو سازه ای تحت بارگذاریهای مختلف می تواند به صورت (۱) تغییر طول محوری (۲) انحنا یا خیز (۳) چرخش یا دوران باشد. براساس انواع تغییر شکل-تلاش سازه وهمچنین بر اساس انرژی جذب شده توسط عضو در زیر منحنی نیرو-تغییر شکل، نسبتهای تغییر شکل زیادی می توان تعریف کرد.

تعریف شکل پذیری :

قابلیت سازه برای تحمل تغییر شکل پلاستیک بزرگ بدون از دست دادن زیاد مقاومت

ductility is a measure of inelastic deformation capacity beyond the yield deformation

انواع شکل پذیری :

(۱) شکل پذیری مصالح (شکل پذیری محوری)

Axial Ductility – Material Ductility

(۲) شکل پذیری انحنا یا مقطع عرضی

Curvature Ductility - Cross Section Ductility

(۳) شکل پذیری عضو یا چرخشی

Local Ductility – Rotation OR Member Ductility

(۴) شکل پذیری سازه یا تغییر مکان

Global Ductility – Structure OR Displacement Ductility

(۵) شکل پذیری تغییر شکل : Deformaton Ductility

بر اثر کماتش عضو فشاری این شکل پذیری تعریف شده است. فروریختگی قبل از گسیختگی نهایی صورت می گیرد

۶) شکل پذیری شکست : Fracture Ductility

بر اثر شکست ناگهانی اعضای کششی بر اثر ترد بودن مصالح آن نسبت به کشش رخ می دهد .

انواع شکل پذیری	نمایش تصویری	تعریف
شکل پذیری مصالح (محوری)		$\mu_c = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
شکل پذیری مقطع عرضی (انحنای)		$\mu_s = \frac{\chi_u}{\chi_y}$
شکل پذیری عضو (چرخشی)		$\mu_d = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
شکل پذیری سازه (تغییر مکان)		$\mu_s = \frac{\delta_u}{\delta_y}$

دیاگرام ۲ انواع شکل پذیری

اشکالات تعریف نسبت شکل پذیری:

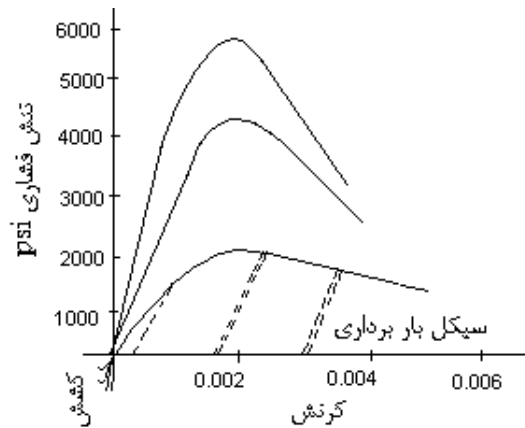
- نرخ بارگذاری معمولا در شکل پذیری تاثیر دارد ولی در تعریف شکل پذیری اغلب این تاثیر لحاظ نمی شود. به عبارت دیگر یک عضو سازه با شکل پذیری مشخص اگر تحت یک بارگذاری رفت و برگشتی سیکلی و غیریکنواخت قرار گیرد یا تحت یک بارگذاری یکنواخت استاتیکی MONOTONIC قرار

گیرد Δu و Δy آن تغییر می کند پس نسبت شکل-پذیری (μ) نیز در مورد آن تغییر می کند ولی از تأثیر آن صرف نظر شده است.

- شکل پذیری را می توان در یک مورد یک عضو سازه یا کل آن پیکار برد در این صورت مقدار شکل پذیری برای هر حالت متفاوت است به عنوان مثال یک مقطع بتنی غیر مسلح دارای نسبت شکل پذیری پایین (حدود ۱ تا ۲ است) در صورتی که همان مقطع اگر مسلح باشد (مقدار کمی آرماتور داشته باشد) نسبت شکل پذیری بین ۱۰ تا ۲۰ پیدا می کند. (اما معمولاً به دلیل شکستهای ترد برشی و عدم پیوستگی و بارگذاری رفت و برگشتی شکل پذیری کمتر از این مقدار می شود) به عبارت دیگر شکل پذیری یک مقطع تیر یا ستون متفاوت است و بسته به نوع بارگذاری (خمشی-برشی-محوری و...) نرخ آن (یکنواخت باشد یا رفت و برگشتی و...) نوع شکست مقطع (برشی باشد-خمشی یا برشی-خمشی و...) تعریف شکل پذیری متفاوت است و همه این تأثیرات در شکل پذیری کل موثر است، خلاصه کلام از یک سازه با شکل پذیری کل بالاتر نمی توان انتظار داشت دیرتر گسیخته شود و رفتار بهتری نسبت به بار اعمالی یکسان با شکل پذیری کل کمتر از خود نشان دهد. (زیرا ممکن است گسیختگی عضو یا محلی در یک عضو باربر بحرانی رخ دهد و سازه با شکل پذیری کل بالاتر دچار گسیختگی زود هنگام گردد به عبارت دیگر شکل پذیری کل خود تابع مجموع شکل پذیری مقاطع مختلف است.)

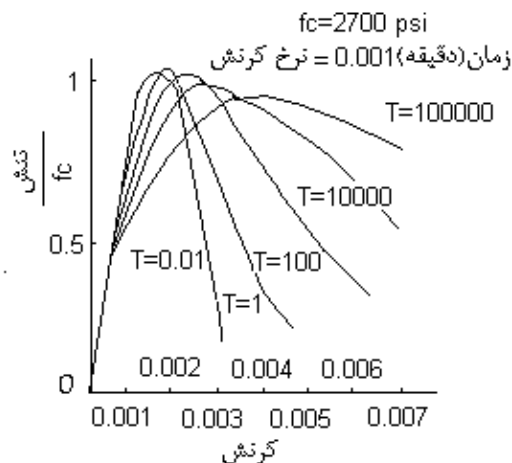
- بتن ساده (غیر مسلح) ماده ای ترد و شکننده است در کشش بسیار ترد و خاصیت غیر ارتجاعی بسیار کمی دارد و در فشار حدود ۴۰٪ تا ۵۰٪ مقاومت f^c به حداکثر مقدار خطی رسیده و منحنی پس از این که وارد ناحیه غیر الاستیک شد دارای یک شاخه نزولی است (به دلیل خرد شدن بتن) اگر نمونه بتن تحت بارگذاری نگهداری شده (sustained loads) به صورت فشار محوری قرار داشته باشد مقاومت بتن حدود ۸۰٪ مقاومت کوتاه مدت آن می باشد این کاهش مقاومت به مرور زمان بر طرف

می گردد و با کاهش بارگذاری فشار غیر محوری و استفاده از فولاد فشاری در بتن تأثیرش قابل کاهش یافتن است.



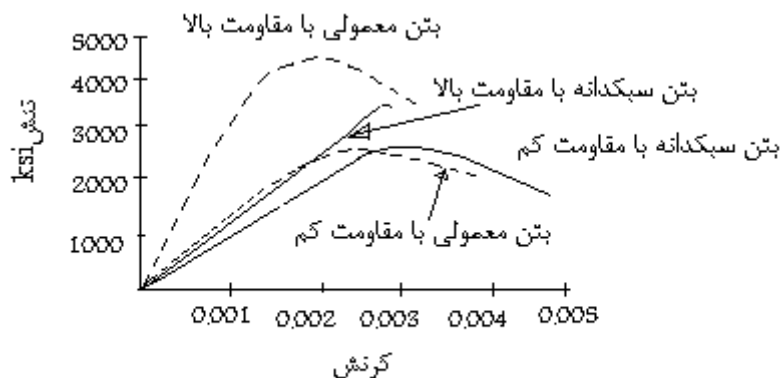
دیاگرام ۳ منحنی های نمونه تنش-گرانش بتن با وزن مخصوص معمولی

- هر چه نرخ بارگذاری افزایش یابد (سرعت اعمال بار به نمونه) مقاومت فشاری بتن افزایش می یابد در عوض مقدار کرنش در تنش حداکثر کاهش می یابد به عبارت دیگر شکل پذیری کاهش می یابد. (به عنوان مثال نمونه استوانه ای که تحت بارگذاری زلزله قرار می گیرد مقاومت فشاری آن تقریباً ۱۱۰٪ نمونه استوانه ای استاندارد ASTM مشابه می باشد ولی در ۱ ثانیه اول اعمال بار می شکند. (رفتار ترد و شکننده)



دیاگرام ۴ اثر نرخ بارگذاری در منحنی های تنش-گرانش بتن

- بتن سبک با مقاومت پایین ($f'c \leq 4000 \text{ psi}$ (280 kg/cm^2) دارای شکل پذیری بیشتری نسبت به بتن سبک با مقاومت بالا ($\geq 4000 \text{ psi}$ (280 kg/cm^2) دارد این تفاوت در ضریب β_1 در مورد تیرهای بتن آرمه اعمال شده است بتن مسلح ساخته شده از بتن با مقاومت کم اغلب شکل پذیر تر از اعضای مشابه ساخته شده با بتن معمولی دارای مقاومت یکسان است و اغلب عکس این مطلب برای بتن سبک با مقاومت بالا صادق است یعنی بتن سبک با مقاومت بالا تردتر و شکننده تر از اعضای ساخته شده با بتن معمولی دارای مقاومت یکسان (بالا) است.



بارگذاری سه (۳) محوره :

در صورتی که بتن غیر مسلح در معرض فشار جانبی مهار شده (LATERAL CONFINING PRESSURE) قرار گیرد مقاومت فشاری آن تقریباً ۴ برابر فشار جانبی مهار شده اعمالی به آن افزایش می یابد. قابل ذکر است که کرنش نهایی بتن نیز با افزایش مقاومت افزایش پیدا می کند به عبارت دیگر محصور کردن نقش بسزایی در افزایش شکل پذیری بتن دارد.

در بتن مسلح فشار ۳ محوره یا فشار جانبی مهار شده به بتن را با بکار بردن ماریچهای نزدیک به هم یا تنگهای نزدیک به هم می توان به بتن اعمال کرد. به عبارت دیگر تنگها یا ماریچها در ستونهای بتن آرمه چند وظیفه بر عهده دارند

۱- افزایش شکل پذیری با داشتن تاثیر محصور کنندگی

۲-نگه داشتن آرماتورهای طولی

۳-جلوگیری از کماتش جانبی آرماتورهای طولی پس از اعمال بار فشاری به بتن طبق قانون هوک ($\epsilon_l = -v\epsilon_a$) بتن خود را جمع می کند و در جهت جانبی گسترش می یابد (Expands Laterally) و در تنگها یا مارپیچها به دلیل محصور کردن بتن یک سری تنشهای کششی ایجاد می شود. نتایج آزمایشگاهی نشان می دهد تنگهای مستطیلی تقریباً نصف مارپیچها یا تنگهای حلقه ای کارایی دارند زیرا اضلاع تنگهای مستطیلی به بر اثر فشار اعمالی به سمت خارج گسترش می یابند (به طرف خارج خیز بر می دارند) که این امر منجر به کاهش فشار محصور کنندگی جانبی می گردد.

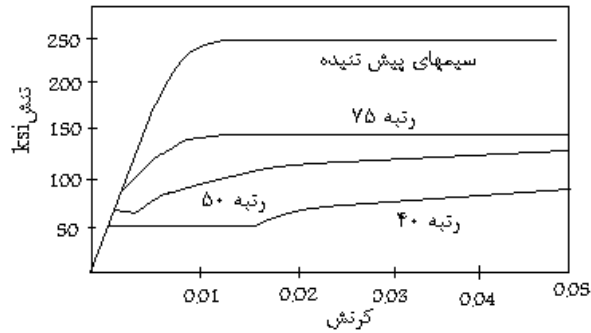
ولی در مورد مارپیچها توزیع تنش شعاعی-حلقوی تقریباً یکنواخت است از اینرو کماتش موضعی اتفاق نمی افتد به عبارت دیگر فشار محصور کنندگی کاسته نمی شود. در نواحی که به دنبال شکل پذیری زیاد و ظرفیت مقاومتی و کرنشی برای بتن هستیم بایستی از مارپیچهای نزدیک به هم یا تنگهایی به عنوان فولاد جانبی ویژه که مشخصات آن در ACI آمده است استفاده کرد.

تعریف بتن مهار شده (Confined Concrete) :

به بتنی گفته می شود که با فولادهای جانبی ویژه نزدیک به هم مهار شده است و امکان نگهداری بتن در جهت‌های عمود بر تنشهای وارده را فراهم می سازد.

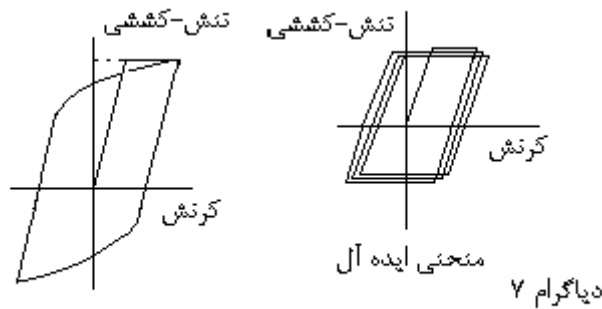
مسلح کردن:

فولاد نسبت به بتن شکل پذیری خیلی بیشتری دارد و بکار بردن فولاد در مقطع بتنی یا مسلح کردن آن باعث افزایش شکل پذیری و کاهش ترک خوردگی ناشی از تنشهای کششی در بتن است (مقاومت و شکل پذیری بتن در برابر تنشهای کششی خیلی کم) حدود $0.1 f_c$ هرچه از فولاد با رتبه بالاتر استفاده کنیم شکل پذیری و طول ناحیه تسلیم کاهش می یابد .



دیاگرام ۶ منحنی های تنش-کرنش فولاد

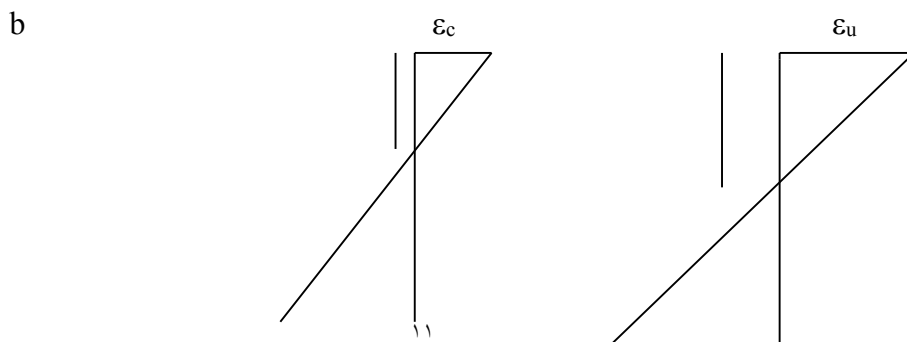
در مورد سیکل بارگذاری و بار برداری فولاد اثر بوشینگر (Bauchinger) حائز اهمیت است چون این اثر منجر به کاهش جذب انرژی توسط فولاد می گردد. در بعضی از مراحل بارگذاری فولاد مدول الاستیسته (E) کم میشود و احتمال کماتش جانبی فولادهای فشاری وجود دارد در صورتی که بتن به خوبی محصور شده باشد (استفاده از تنگها و مارپیچهای نزدیک به هم) در این صورت مانع کماتش جانبی فولاد فشاری می گردد.

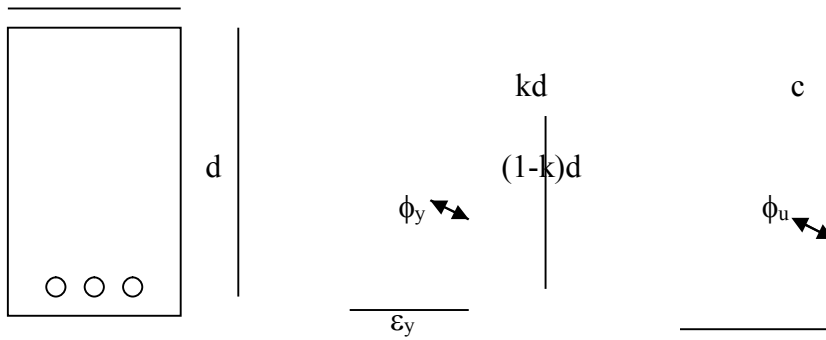


دیاگرام ۷ منحنی تنش-کرنش فولاد مسلح که نشان دهنده اثر بوشینگر است

شکل پذیری تیرهای بتن مسلح:

می توان شکل پذیری یک تیر با مجموعه تیرها در سازه را مورد بررسی قرار داد معمولاً "بررسی شکل پذیری مجموعه تیرها در طراحی به روش حدی از اهمیت بیشتری برخوردار است. $(\mu = \phi_u / \phi_y)$ نسبت شکل پذیری که به این روش محاسبه می شود تأثیر پخش لنگرها، انحناها و برشها را در نظر نمی گیرد. بنابراین به فرضیات و محاسبات اضافی برای شکل پذیری کل تیر نیاز است.





$$\phi_y = \epsilon_y / (1-k)d \quad (\text{with straight line theory for strain}) \quad \epsilon_y = f_y / E_s$$

$$k = -\rho n + \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} \quad \rho = A_s / bd \quad n = E_s / E_c \quad \phi_u = \epsilon_u / c$$

$$0.85 f'_c c b d = A_s F_y \Rightarrow c = \rho F_y / f'_c \times d / 0.85 \beta_1 \quad (A_s = \rho b d)$$

$$\mu = \phi_u / \phi_y \quad \mu = (\epsilon_u / \rho F_y / f'_c \times d / 0.85 \beta_1) / (F_y / E_s (1 + \rho n - \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2}) d)$$

$$\mu = \epsilon_u (0.85 \beta_1 f'_c) E_s (1 + \rho n - \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2}) / \rho F_y^2 \quad (1)$$

ϵ_u خود تابعی از مقاومت بتن f'_c ، نرخ بارگذاری و نسبت لنگر به برش و اثر تقویتی بستها یا تنگها در تیر دارد.

اگر $\epsilon_{cu} = 0.3\%$ فرض کنیم (طبق ACI) فقط ۵٪ تیرها μ بدست آمده کمتر از

محاسباتی به کمک رابطه فوق است. بنابراین ACI توصیه می کند غیر از مواردی که

نسبتهای فولادی ویژه منجر به افزایش ϵ_{cu} می گردد در طراحی $\epsilon_{cu} = 0.003$

در نظر گرفته شود بنابراین داریم. $E_s = 29000 \text{ ksi}$

$$\mu = 74 \beta_1 f'_c (1 + \rho n - \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2}) / \rho f_y^2 \quad f'_c, f_y \text{ (ksi)}$$

$$0.003 \times 29000 \times 0.85 = 73.95 \approx 74 \quad W_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$E_c = 0.137 (W_c)^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

در آیین نامه ACI حداکثر درصد مجاز فولاد ρ_{max} را برابر $0.75\rho_b$ و برای مناطق زلزله خیز $\rho_{max} = 0.5 \rho_b$ توصیه می شود. ϕ_y دقیقاً محاسبه شده است ولی ϕ_u به صورت محافظه کارانه کمتر از مقدار واقعی منظور گردیده شده است. علی رغم این که وجود فولاد مهارى باعث افزایش کرنش نهایی ϵ_{cu} می گردد ولی تاکنون این اثر در هیچ روش محاسباتی که به طور وسیعی در طراحی قابل قبول باشد راه یافته است.

بدست آوردن شکل پذیری مناسب (μ) به صورت دقیق کار مشکلی است از این نسبت یک معیار اختیاری از ظرفیت چرخش غیر الاستیک مقطع است همانطور که در رابطه (1) نشان داده شد μ بستگی مستقیم به ϵ_{cu} دارد و بدست آوردن ϵ_{cu} دقیق کارى تجربی و آزمایشگاهی است بنابراین محققان نظرات متفاوتی در مورد نسبت شکل پذیری دارند به عنوان مثال محققانی چون بلوم-نیومارک و کرینگ

(Blume, J.A; Newmark, N.M; Coring, L, H)

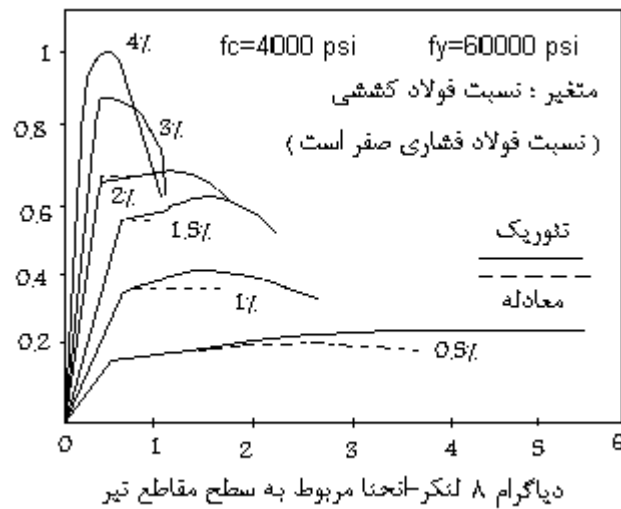
[15] حداقل نسبت شکل پذیری را بین ۴ تا ۶ برای قابهای شکل پذیر در مناطق زلزله خیز دانسته اند و محققان دیگری چون کوهن و قوش [17] (Cohn, M.Z & Ghosh, S.K) و فurlong (Furlong, R. W) حداقل μ در طراحی پلاستیک تیرها را ۵ دانسته اند. [16] آیین نامه ACI حداقل $\mu=2$ را برای کلیه تیرها الزامی می داند و اجازه ۱۰٪ پخش لنگر برای تیرها با $\mu=3$ را می دهد. بهتر است برای سازه هایی که در مناطق زلزله خیز واقع شده اند حداقل $\mu=4$ و برای سازه ها با شکل پذیری محدود حداقل $\mu=3$ را بکار ببریم.

متغیرهای مؤثر در شکل پذیری تیرها :

(۱) درصد فولاد کششی (طولی) ρ :

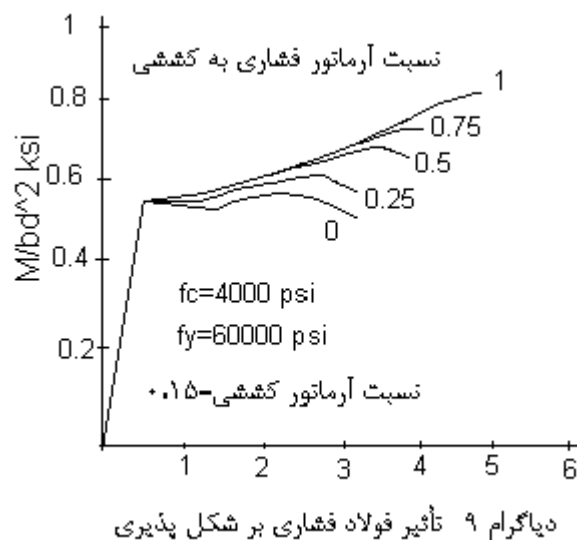
با کاهش درصد فولاد ρ یا تفاضل $\rho - \rho'$ شکل پذیری سطح مقطع تیر افزایش می یابد.

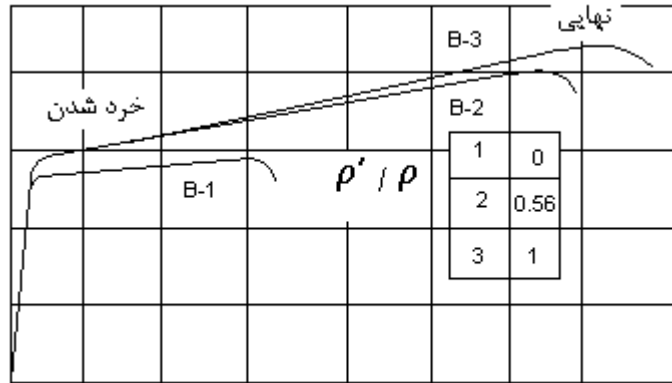
درصد فولاد زیاد در بتن ($\rho > \rho_{max}$) منجر می شود بتن قبل از تسلیم فولادها خرد شده یا شکست ترد مربوطه به $\mu = 1$ به وجود آید این وضعیت را در نمودار زیر نشان داده شده است.



ACI حداکثر نسبت فولاد $\rho_{max} = 0.75 \rho_b$ مربوط به تسلیم همزمان بیشتر فولاد و خرد شدن بتن توصیه کرده است و در مناطق زلزله خیز $\rho_{max} = 0.5 \rho_b$ را توصیه کرده است که با توجه به نمودار ۳ to ۲ $\mu \approx$ می باشد.

$$\rho_b = \rho_{b'} = 0.85 f'_c \beta_1 / f_y \times 8700 / (8700 + f_y)$$





دیاگرام ۱۸ نمودار اثر فولاد فشاری

۲) درصد فولاد فشاری (ρ'):

تعبیه فولاد فشاری در یک تیر تأثیر نسبتاً کمی بر مقاومت تسلیم یا انحنای تسلیم تیر دارد لیکن به طور قابل توجهی باعث افزایش انحنای نهایی می‌گردد.

$$C = (\rho - \rho' f' / f_y) f_y d / (0.85 \beta_1 f'_c)$$

$$\rho' \uparrow \Rightarrow C \downarrow (\phi_u = \epsilon_{cu} / C) \Rightarrow \phi_u \uparrow (\mu = \phi_u / \phi_y) \Rightarrow \mu \uparrow$$

۳) مقاومت مصالح:

$$\mu = 74 \beta_1 f'_c (1 + \rho n - \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2}) / \rho f_y^2$$

باتوجه به رابطه فوق با افزایش f'_c (مقاومت نهایی ۲۸ روزه بتن) و کاهش f_y

(تنش تسلیم فولاد) نسبت شکل پذیری (μ) افزایش می‌یابد و در هنگام شکست

یا گسیختگی هر دو این عوامل تمایل به کاهش عمق محور خنثی (کم کردن C) و $\phi_u =$

ϵ_{cu} / C به دنبال آن افزایش ϕ_u و افزایش μ می‌باشد.

(به طور کلی به کار بردن تعداد آرماتور بیشتر برای تأمین سطح مقطع فولاد مورد نیاز با تنش

تسلیم پایین تر نه تنها شکل پذیری را افزایش می‌دهد بلکه چسبندگی و اصطکاک بین بتن

و فولاد را افزایش می‌دهد لذا طول مهاری را کاهش می‌دهد.)

۴) شکل سطح مقطع:

وجود یک بال فشاری بزرگ در مقطع تیر T شکل منجر به کاهش عمق منطقه فشار

در حالت نهایی (افزایش ϕ_u) به دنبال آن افزایش نسبت شکل پذیری (ضریب نرمی یا μ

) می‌گردد. در رابطه $\rho = A_s / bd$ به جای b عرض مؤثر بال T شکل را قرار می‌دهیم.

بایستی توجه داشت در مناطق لنگر منفی تیر T شکل همچون تیر مستطیلی با عرض مقطع پایین در نظر گرفته می شود بنابراین عرض بال مؤثر تیر T شکل در نواحی با لنگر منفی تأثیری بر افزایش شکل پذیری ندارد

۵) فولادهای جانبی (Lateral Reinforcement) :

فولادهای عرضی (خاموتها) با جلوگیری از گسیختگی برشی زودرس در تیربامهار کردن فولادهای فشاری در مقابل کمانش جانبی و محبوس کردن منطقه فشاری بتن منجر به افزایش مقاومت مقطع در برابر ترک خوردگی نهایی شده بدین ترتیب شکل پذیری تیر را افزایش می دهد. در دیالگرام فوق دو تیر با مقاومت یکسان؛ یکی بدون خاموت و دیگری دارای خاموت به فاصله مرکز تا مرکز ($d/4$) می باشد. خاموت بسته تأثیری در افزایش مقاومت بتن ندارد لیکن به مقدار زیادی شکل پذیری تیر را افزایش می دهد.

به دلیل افزایش شکل پذیری تیرها آیین نامه های مختلف استفاده از خاموتها یا تنگهای بسته را در مناطق زلزله خیز برای افزایش شکل پذیری الزامی می دانند.

متغیرهای افزایشدهنده شکل پذیری :

۱) افزایش درصد فولاد فشاری

۲) افزایش مقاومت فشاری بتن

۳) افزایش در کرنش نهایی بتن

متغیرهای کاهشدهنده شکل پذیری :

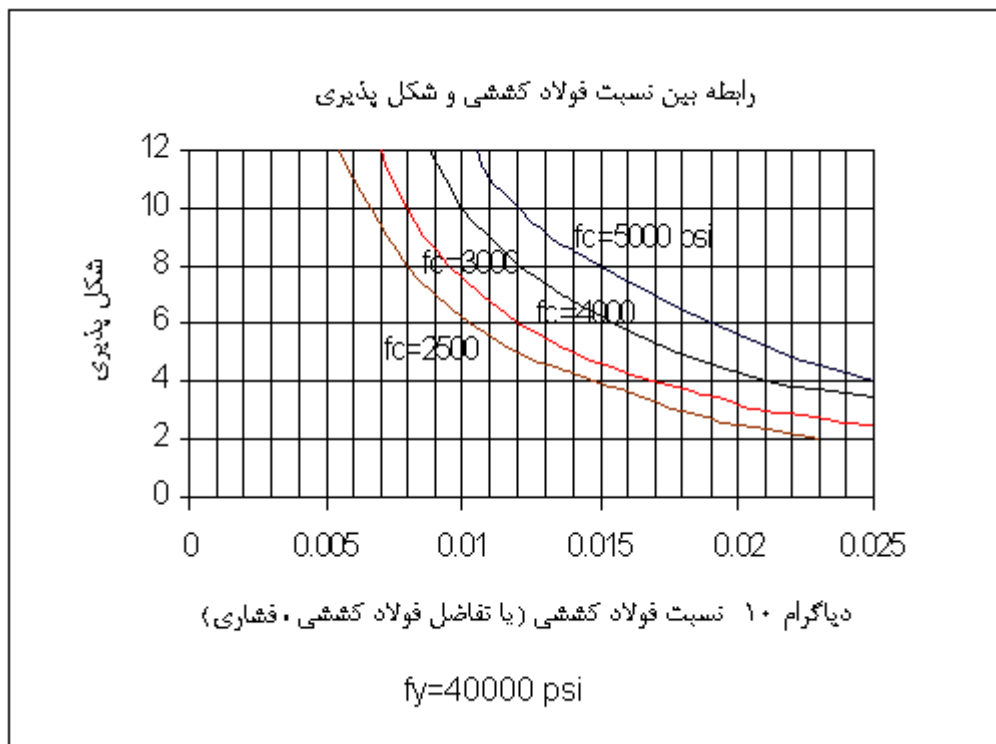
۱) افزایش درصد فولاد کششی

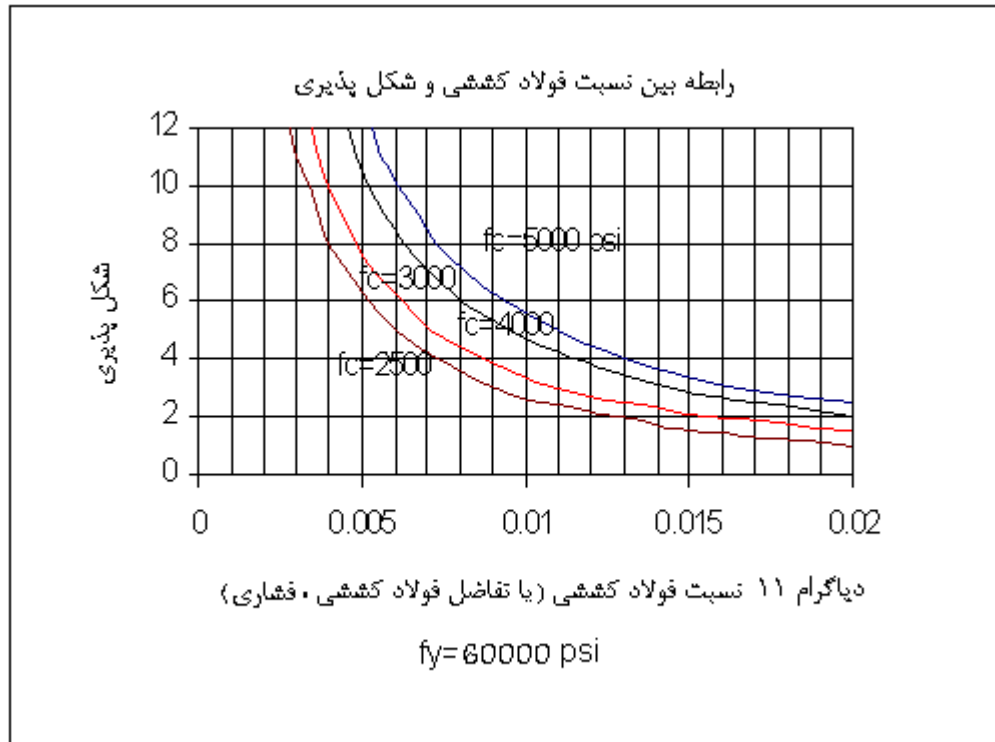
۲) افزایش مقاومت حد تسلیم در فولاد

۳) افزایش در بار محوری

$f'c$ (psi)	μ نسبت شکل پذیری	Fy=40 ksi	Fy=60 ksi
		ρ or $\rho - \rho'$	ρ or $\rho - \rho'$
3000 210kg/cm ²	4	0.017	0.0088
	5	0.014	0.0073
	6	0.012	0.0063
4000 280kg/cm ²	4	0.022	0.012
	5	0.018	0.0095
	6	0.016	0.0082
5000 350kg/cm ²	4	0.026	0.013
	5	0.021	0.011
	6	0.019	0.0095

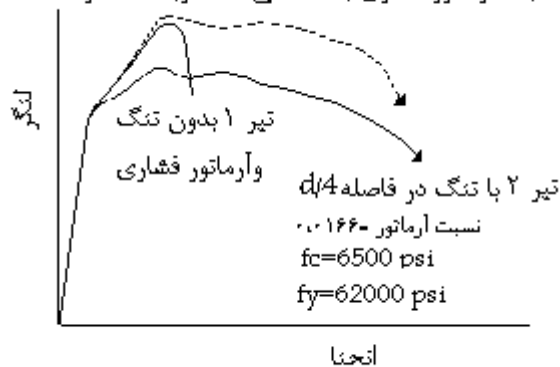
جدول ۱ نسبت فولاد و شکل پذیری مختلف تیرها





$f'c$ (psi)		2500	3000	4000	5000	6000
		$\beta 1 = 0.85$	$\beta 1 = 0.85$	$\beta 1 = 0.85$	$\beta 1 = 0.8$	$\beta 1 = 0.75$
40	ρb	0.0309	0.0371	0.0495	0.0582	0.0655
40	$0.75\rho b$	0.0232	0.0278	0.0371	0.0437	0.0492
40	$0.5\rho b$	0.0155	0.0186	0.0247	0.0291	0.0328
50	ρb	0.0229	0.0275	0.0367	0.0432	0.0486
50	$0.75\rho b$	0.0172	0.0206	0.0275	0.0324	0.0365
50	$0.5\rho b$	0.0115	0.0138	0.0184	0.0216	0.0243
60	ρb	0.0178	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
60	$0.75\rho b$	0.0134	0.0161	0.0214	0.0252	0.0283
60	$0.5\rho b$	0.0089	0.0107	0.0143	0.0168	0.0189
75	ρb	0.0129	0.0155	0.0207	0.0243	0.0274
75	$0.75\rho b$	0.0097	0.0116	0.0155	0.0182	0.0205
75	$0.5\rho b$	0.0065	0.0078	0.0104	0.0122	0.0137

تیر ۳ با نسبت آرماتور فشاری به کششی ۰.۵۵، و با تنگ در فاصله $d/4$.



دیاگرام ۱۲ تأثیر فولاد عرضی و فشاری بر شکل پذیری

مزایای داشتن عضو شکل پذیر:

۱- شکست ناگهانی نباید در اعضای سازه ای رخ دهد و آنها بایستی تغییر شکل بزرگی با مقاومتی نزدیک به مقاومت ماکزیمم داشته باشند. چنین اعضای ایمنی کافی داشته و شکست آنها با اخطار قبلی و به صورت تدریجی رخ می دهد بدین ترتیب می توان جلوی گسیختگی کلی و ناگهانی را گرفت.

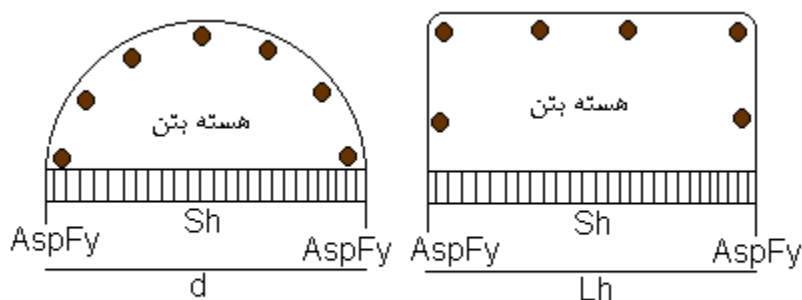
۲- بار نهایی در سازه زمانی می باشد که به تعداد کافی مفاصل پلاستیک برای ایجاد مکانیزم فروریختگی ایجاد شود. اکثر آیین نامه ها اجازه باز توزیع ممان (لنگر) را با توجه به داشتن اعضای شکل پذیر می دهند. که باز توزیع لنگر خود مزایایی چون کاهش تراکم و ازدحام آرماتور در مقطع

(Reduction in Congestion of Reinforcement) خصوصاً در تکیه گاه تیرهای سراسری

و کاهش ممان حداکثر در دیاگرام پوش ممان را دارد.

۳- فلسفه کلی بر آن است که هرچه اعضای با جذب انرژی بیشتر و توانایی داشتن تغییر شکلهای بزرگ بعد از تسلیم و پلاستیک شدن را داشته باشند در یک کلام شکل پذیر طراحی شده باشند می توانند نیروهای زلزله بزرگتری قبل از فروریختگی تحمل کنند.

هرچند مارپیچهای پیوسته (Spiral) مؤثرترین بستهای فولادی برای افزایش شکل پذیری هستند لیکن به دلیل شکل مقطع تیرها و ستونها که مربع مستطیل هستند لذا بایستی در آنها از تنگهای بسته مستطیل شکل و یا خاموتها استفاده شود و هما نظیر که قبلاً اشاره شد بر اثر انبساط جانبی (Lateral Expands) در بتن مسدود شده (Bound Concrete) ضلع مستقیم تنگ تمایل به تغییر شکل به سمت خارج دارد بنابراین برای جلوگیری از این کماتش موضعی بهتر است از تنگهای جانبی مکمل (Supplementary cross-ties) جهت کاهش طول نگهداری نشده بعد تنگ استفاده شود. تنگها، بستهای فولادی و خاموتها هنگامی مؤثر هستند که بتن فشاری شروع به خرد شدن می کند (Spall) و این تنگها همچنان گیرداری کافی (Anchorage) بتن داشته باشند. بدین منظور آیین نامه ACI و SEAOC گیرداری آنها را با قلاب 135 حول فولاد طولی و ادامه داشتن طولی معادل 10 برابر قطر خاموت برای منطقه زلزله خیز و برای مناطق غیر زلزله خیز ادامه داشتن طولی 6 برابر قطر خاموت یا حداقل 2.5 inch (6.25cm) را توصیه می کنند .



دیاگرام ۱۳ فشارمهری ناشی از مارپیچ ها و تنگ ها

مراجعه به دیاگرام لنگر-انحنای (دیاگرام ۱۲) نشان می دهد وجود فولاد فشاری در تیر شماره ۳ منجر به افزایش مقاومت نسبت به تیر شماره ۲ شده است به عبارت دیگر وجود فولاد فشاری در مقطع تأثیر بیشتری نسبت به فولاد عرضی در افزایش شکل پذیری دارد و فولاد فشاری نه تنها شکل پذیری را افزایش میدهد بلکه باعث افزایش اندکی مقاومت می گردد. در مناطقی از بتن که امکان تسلیم متناوب فولاد کششی و فشاری وجود دارد فاصله تنگها حداقل

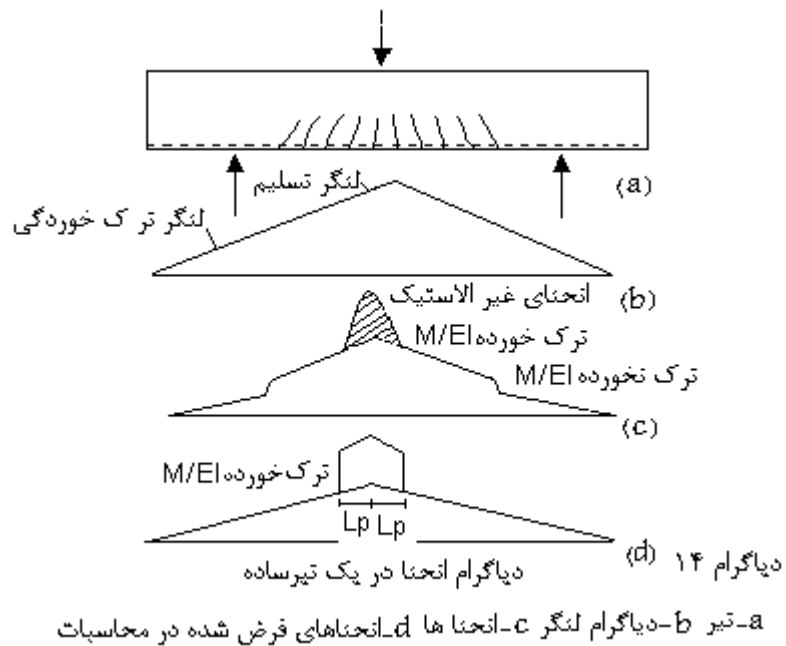
$d/4$ یا 8 برابر قطر فولاد طولی برای جلوگیری از کاهش اثر کمانه کردن فولاد فشاری می باشد و الزامات خاصی دیگر نیز در آیین نامه ACI وجود دارد.

تعریف نسبت شکل پذیری در تیر: برای یک تیر منفرد ۳ تعریف شکل پذیری بکار می رود.

۱- شکل پذیری انحنا $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$ ۲- شکل پذیری چرخش

۳- شکل پذیری تغییر مکان $\mu_d = \Delta_u / \Delta_y$ $\mu_r = \theta_u / \theta_y$

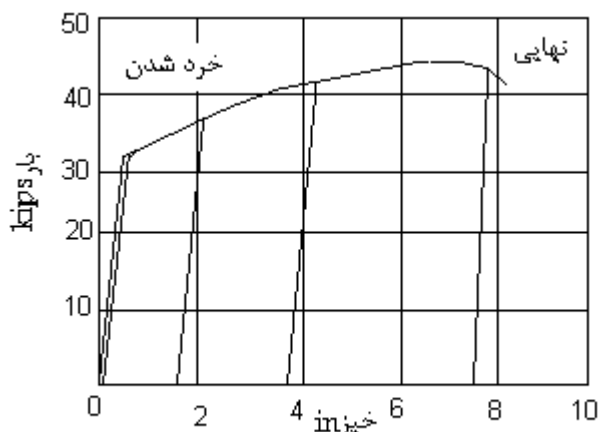
θ تغییرات زاویه و Δ خیز می باشد که انتگرال اول و دوم انحنا در طول عضو هستند. اگر در یک تیر مفصل خمیری تشکیل شود و قسمت عمده چرخش در لولا رخ دهد در این صورت تعریف نسبت شکل پذیری بر مبنای θ (تغییرات زاویه) مشابه با تعریف نسبت شکل پذیری بر مبنای ϕ (انحنا) باشد مشروط به این که شکستهای پیوستگی - برشی اتفاق نیافتد.



انحنا غیر ارتجاعی در محدوده L_p رخ می دهد. مقدار L_p بستگی به شکل دیاگرام لنگر و پخش ترکهای خمشی - برشی دارد. با فرض تعبیه خاموتهای کافی برای تحمل برش در حالت نهایی داریم.

$$V_U < V_C \Rightarrow L_p = d / 4$$

$$V_U \geq V_C \Rightarrow L_p = 2d / 3$$



دیپاگرام ۱۵ بار-خیز برای اتصال تیر-ستون بدون فولاد فشاری

وجود ستون در نزدیکی لنگر منفی حداکثر در تیر منجر به توقف شکست در ناحیه فشاری شده و پس از شروع خرد شدن بتن در تیر باعث افزایش قابل توجهی در بار و خیز تیر می گردد . شکل فوق اتصال تیر به ستون می باشد که بخش مجاور بین نقطه عطف ویر ستون در آن مورد بررسی قرار گرفته است . با توجه به شکل خرد شدن بتن تیر بدون فولاد فشاری اثر قابل ملاحظه ای در منحنی بار-خیز ندارد و همچنین بار رفت و برگشتی (Reversed Load) نیز تأثیر ظاهری ناچیزی در ظرفیت شکل پذیری عضو دارد $\mu_d = \Delta_u / \Delta_y = 7.3 \text{ in} / 0.43 \text{ in}$ ≈ 17 در صورتی که طبق تعاریف قبلی با شروع خرد شدن بتن ϕ_u رخ می دهد و μ طبق روابط قبلی محاسبه می گردد که تفاوت قابل ملاحظه ای بین این دو تعریف شکل پذیری با این مثال مشهود می گردد . بررسیها نشان می دهد انحنا خمیری در یک مقطع فقط در یک زمان خاص توسعه می یابد به عبارت دیگر تغییر شکل خمیری تنها کمی قبل از شروع سختی کرنشی (Strain Hardening) رخ می دهد . گسترش لولای خمیری بستگی به چگونگی ترک خوردگی مورب نیز دارد .

شکل پذیری یک لولاد در منطقه لنگر منفی بستگی به توسعه سختی کرنشی فولاد دارد ، به عبارت دیگر همانطور که در شکل فوق دیدیم بار نهایی حدود ۱۳۰٪ بار تسلیم می باشد ($35 \text{ kips} = \text{بار تسلیم}$ و $45 \text{ kips} = \text{بار نهایی}$) و به فولادهای مسلح کننده بتن مجاور ستون تنش برابر ۳۰٪ بیش از تنش تسلیم اعمال می گردد بنابراین برای افزایش شکل پذیری لولاها و گره

ها باید آنها برای لنگرها و برشهایی طراحی شوند که تنش بیش از نقطه تسلیم در فولاد ایجاد کنند .

برش : برش دو اثر روی شکل پذیری دارد .

۱- معمولاً "شکست برشی در خیز کمتری نسبت به شکست خمشی اتفاق می افتد و انرژی کمتری نسبت به شکست خمشی جذب می کند لذا در یک سازه شکل پذیر حتی المقدور بایستی از وقوع شکست برشی جلوگیری کرد . بنابراین بایستی به اندازه کافی فولاد عرضی یا برشی در جان تیر به کار برد تا شکست برشی قبل از ۱۲۰٪ تا ۱۳۰٪ برابر بار زمان تسلیم (مقاومت تقریبی نهایی قطع) به وقوع نپیوندد . بنابراین فصل ۱۱ آیین نامه ACI توصیه می کند برای مناطق غیر زلزله خیز طراحی بر مبنای بارهای بزرگ شده (Amplified Load) صورت گیرد در این صورت مقطع مقاومت خوبی در برابر شکست برشی خواهد داشت و همچنین برای مناطق زلزله خیز با توجه به ترکهای مورب ناشی از بارهای رفت و برگشتی زلزله توصیه شده مقادیر خاصی از فولاد به صورت اضافی در ناحیه 4d از بر تکیه گاه استفاده شود تا برش وارده به بتن توسط فولاد تحمل شود و جلوی شکست برشی زود هنگام گرفته شود .

۲- بایستی جلوی چرخش بیش از حد لولای خمیری گرفته شود . بایستی توجه داشت کرنش درون مقطع طبق تئوری خطی برای تیرهای مستقیم به گونه ای که کرنش کششی و فشاری در لحظه نهایی با هم ارتباط خطی دارند ولی بر اساس تئوری تیرهای خمیده تنشهای مماسی در امتداد محور خمیدگی در ناحیه فشاری بیش از ناحیه کششی است لذا در لحظه نهایی بتن تحت کرنش بیشتر از حالت تئوری قرار می گیرد (با فرض چرخش مفصل خمیری بیش از حد بزرگ) بنابراین برای افزایش شکل پذیری بایستی نسبت ρ'/ρ را افزایش داد .

پیوستگی مهاری Bond & Anchorage :

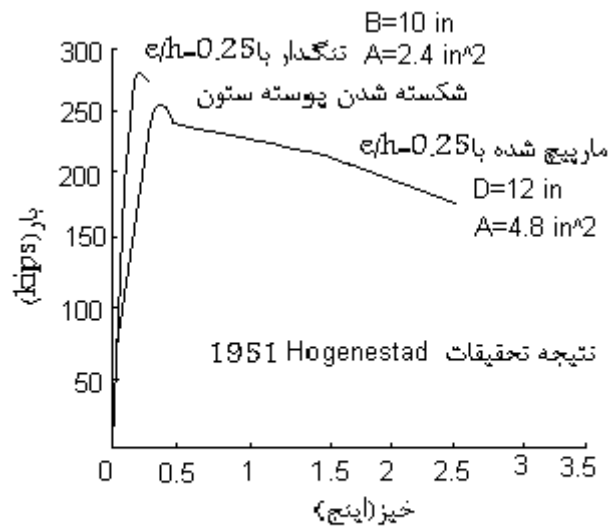
معمولاً "شکستهای پیوستگی و مهاری ترد و ناگهانی هستند برای این که مقطع رفتار شکل پذیر داشته باشد بایستی از وقوع این گونه شکستها خصوصاً در مناطق زلزله خیز جلوگیری شود آیین نامه ACI ضوابط خاصی برای افزایش پیوستگی بین بتن و فولاد دارد و فرضیات آیین نامه بر این اساس است که فولاد تسلیم شود و سخت شدگی کرنشی کمی قبل از شکست برشی رخ دهد .

اما به طور کلی برای جلوگیری از شکست پیوستگی آنچه حائز اهمیت است عدم بکارگیری وصله میلگردها در نقاط حداکثر ممان و تنش و استفاده از خاموت‌های اضافی در نزدیکی محل وصله‌ها یا مهارها منجر به افزایش شکل پذیری می‌گردد

شکل پذیری ستونها:

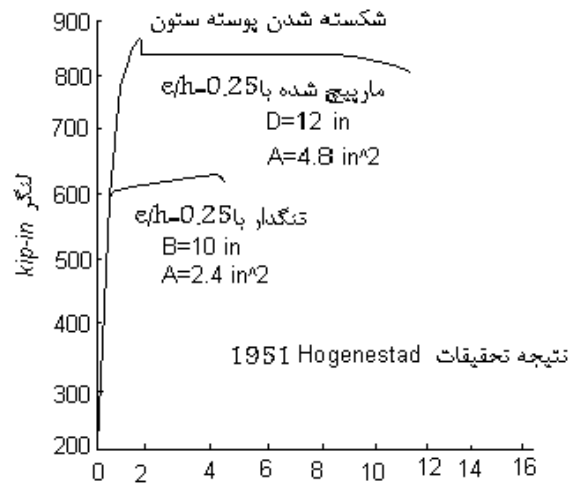
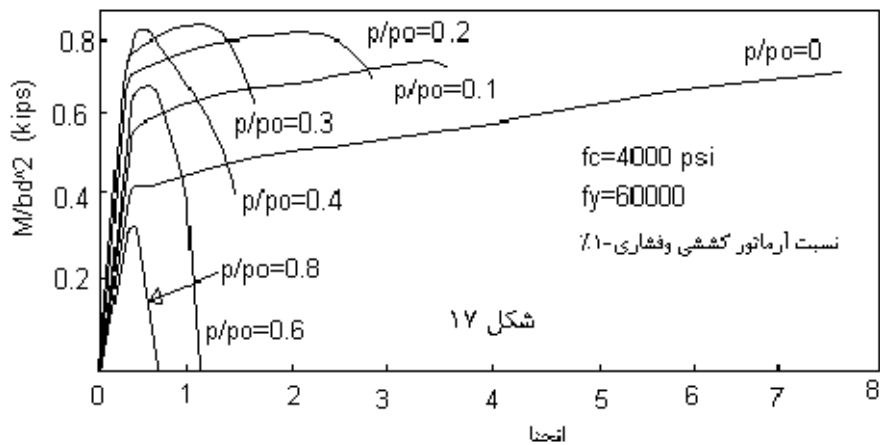
ستونهای تنگدار دارای شکل پذیری چندان زیادی خصوصاً در ساختمانهای بلند در صورتی که نسبت خروج از مرکز (e/h) کم باشد، نیست. [2] در حالی که ستونهای مارپیچ شده دارای شکل پذیری خیلی بیشتر و توانایی جذب انرژی بیشتری هستند. به طور کلی اگر دو ستون یکسان یکی دارای تنگ و دیگری مارپیچ شده در معرض بارگذاری یکسان قرار گیرند و هر دو ستون تغییر شکل یکسانی داشته باشند ستون تنگدار گسیخته می‌شود ولی ستون مارپیچ شده هنوز قادر به تحمل بار خواهد بود به عبارت دیگر ستون مارپیچ شده نسبت به ستون تنگدار دارای شکل پذیری بیشتری است. نسبت بار متوازن به بار شکست برای ستون تنگدار برابر است با $P_b/P_o=0.3$ یا $P_b=0.34f'_c A_g$ می‌باشد و برای بارهای محوری کمتر از 40٪ یا $0.12f'_c A_g$ رفتار دو ستون مارپیچ شده و تنگدار یکسان بوده و دارای ضریب شکل پذیری (نسبت نرمی) بین 4 تا 6 هستند. برای بارهای بزرگتر آیین نامه ACI و SEAOC ضوابط خاصی را برای جبران افت شکل پذیری لحاظ کرده‌اند.

به دلیل خروج از مرکز زیاد ستونهای تنگدار در باری برابر $0.22P_b$ به صورت شکل پذیر می‌شکند برای ستونهای مارپیچ شده افت ناگهانی در لنگر ناشی از شکست پوسته بتن است ولی هسته مرکزی بتن که محصور شده است همچنان به تحمل لنگر اعمالی ادامه می‌دهد. برای ستونهای مارپیچ شده و تنگدار با نسبت خروج از مرکز $e/h=0.25$ طبق نمودار $P_U/P_o=0.53$ در صورتی که برای خروج از مرکزیت کم داشتیم $P_b/P_o=0.3$ و برای $P_b/e/h=0.25$ $P_o=0.22$ می‌گردد پس $P_U > P_b$ و ستون تنگدار طبق نمودار می‌شکند و ستون مارپیچ شده با افت بار ناشی از شکست پوسته بتنی قادر به کسب مقاومت و ظرفیت حداکثر خود نیست و در خیزی معادل 0.3 inch تنها 60% ظرفیت حداکثر خود را دارد.

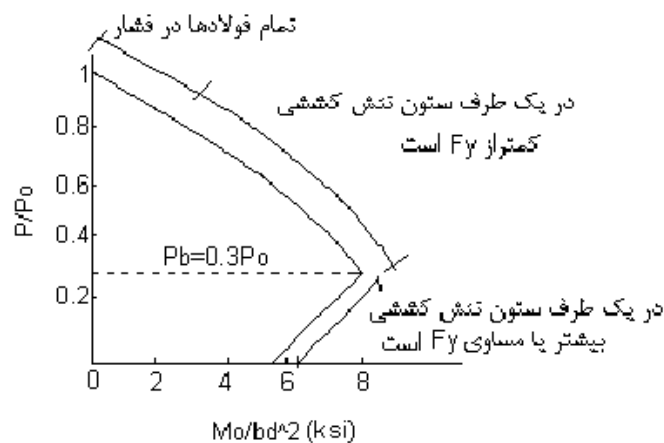


نمودار مربوط به بار-خیز ستونهای مارپیچ شده
شکل ۱۶ و دارای تنگهای در فشار شکسته شده

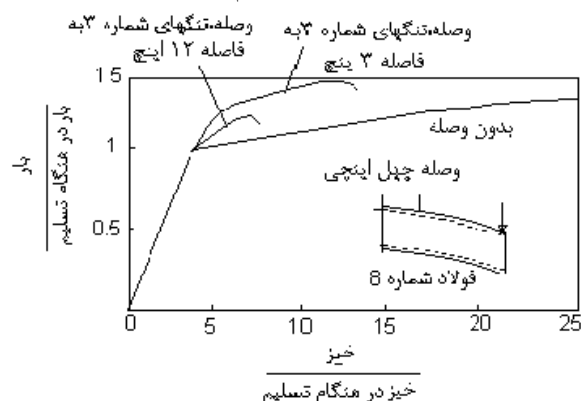
می توان شکل پذیری یک ستون تنگدار را با بستن تنگهای نزدیک به هم یا قلابها و تنگهای جانبی افزایش داد برای جلوگیری از کمانش جانبی تنگهای اصلی بر اثر تورم یا باد کردن بتن (Concrete Expands) آیین نامه SEAOC توصیه می کند در محل اتصال تیر به ستون برای افزایش شکل پذیری (به دلیل بوجود آمدن سخت شدگی کرنشی در فولاد) مقاومت نهایی را 125% مقاومت تسلیم در نظر گرفته و ضریب ϕ را به جای 0.9:1 در محاسبات لحاظ کنیم. معمولاً مرسوم شده است در ساختمانهای بتن مسلح وصله های فولادی ستون درست در بالای تراز کف اجرا شوند اما این اقدام از نقطه نظر شکل پذیری مردود است چون حداکثر لنگر ستون درست در پای ستون است و محل بسیار ضعیفی برای وصله است چون تنش محوری ناشی از خمش حداکثر بوده و منجر به عدم پیوستگی بتن و فولاد می گردد پس بهتر است وصله ها در وسط ارتفاع ستون (محل مینیمم ممان) صورت گیرد.



شکل ۱۸ نمودارهای مربوط به مقادیر لنگر-اتحنا اندازه گیری شده برای ستونهای ماریچ شده و دارای تنگ که در کشش شکسته شده اند



طبق نمودار زیر برای ستونهای وصله دار با تنگهای معمولی $5 \approx \mu$ ولی برای ستونهای وصله دار با فواصل نزدیک به هم تنگها $13 \approx \mu$ است. با یتی توجه داشت چرخشهای اصلی غیر ارتجاعی در فاصله بین بر ستون و وصله صورت می گیرد مضافاً به این که مقداری سر خوردن در وصله صورت می گیرد. بهتر است طول مهاری وصله ستون وصله ریشه ستون به پی (آرماتور انتظار) را به صورت کششی طراحی کنیم.



شکل ۲۰ نمودار اثر وصله های فولاد بر شکل پذیری یک اتصال

شکل پذیری در گره ها یا محل اتصال تیر به ستون:

اصولاً "گره های سازه های بتن مسلح نقاط ضعف این سازه ها و محل ایجاد شکستهای برشی در حرکت رفت و برگشتی زلزله (Reversal of Loading)

می باشد و نسبت شکل پذیری کم دارد

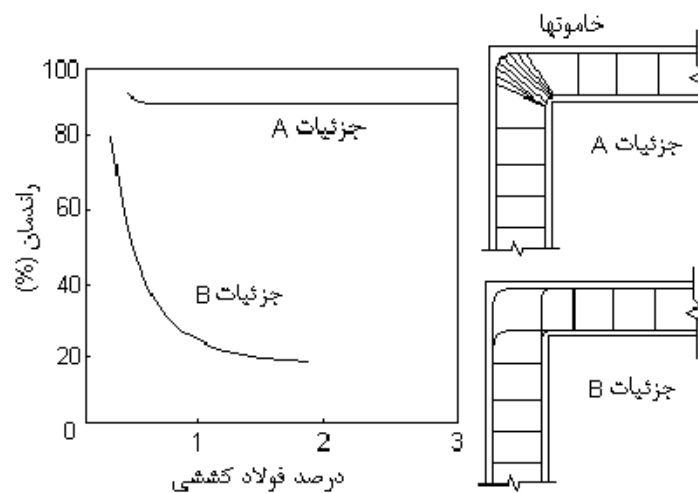
دلایل:

۱- حرکت رفت و برگشتی نیروی زلزله که منجر به ایجاد ترکهای مورب عمود بر هم می گردد و باعث ایجاد تنشهای قابل توجهی به صورت رفت و برگشتی در محل گره ها می گردد که پیوستگی بین بتن و فولاد را از بین می برد.

۲- تنشهای دو نیم شدن (Splitting Stresses) در بتن اطراف فولادها، ACI

استفاده از تنگها و فولادهای عرضی را در قابهای بتن آرمه ویژه طبق ضوابط خاصی الزامی می داند تا دست کم نسبت شکل پذیری چنین اتصالاتی در بارهای رفت و برگشتی $5 \approx \mu$ باشد.

خیلی به ندرت اتصال دال تخت (Flat Slab) با ستون از شکل پذیری کافی برخوردار می باشد لذا استفاده از آن در قابهای با شکل پذیری زیاد توصیه نمی شود و برای افزایش شکل پذیری استفاده از خاموت یا تنگ در ناحیه اتصال توصیه می گردد .



شکل ۲۱ نمودار نسبت مقاومت های تیر-ستون گره ها

شکل پذیری دیوار برشی :

دیوار برشی مانند یک تیر بلند و عمیق کنسولی عمل می کند که هم تحت بار جانبی و هم نیروی محوری قرار دارد آزمایشات نشان می دهد (دو دیوار برشی با نسبت آرماتورهای عمودی یکسان یکی آرماتور عمودی در تمام طول دیوار یکنواخت پخش شده و دیگری دارای دو ناحیه تمرکز آرماتور در دو انتها می باشد) دیوار برشی که دارای دو ناحیه تمرکز آرماتور در دو انتها می باشد نقطه تسلیم بالاتر و مقاومت یکسان شکل پذیری بیشتری نسبت به دیوار برشی با پخش یکنواخت آرماتور عمودی دارد .

دلیل آن مربوط به تمرکز آرماتور در وجه کششی-فشاری دیوار می باشد که سخت شدگی آرماتور وجه کششی منجر به افزایش شکل پذیری می گردد آزمایشات انجام شده در این زمینه نشان می دهد هر چه سهم آرماتور از آرماتور کلی در دو وجه انتهایی افزایش یابد (بیشتر از $As/3$) شکل پذیری افزایش می یابد مشروط به این که بارگذاری محوری دیوار (بار سربار+وزن دیوار) از بار متوازن P_b بیشتر نگردد .

تحقیقات انجام شده نشان می دهد شکست برشی و مهاری (عدم پیوستگی بین بتن و فولاد) معمولاً در دیوارهای بتن مسلح بتنی زودتر از شکست خمشی رخ می دهد که بایستی مقاومت برشی دیوار را به اندازه کافی افزایش داد تا شکست برشی بعد از شکست خمشی و سخت شدگی کرنشی فولاد روی دهد .

تیرهای رابط در دیواری که در معرض بارگذاری رفت و برگشتی قرار می گیرد استفاده شود و فولاد برشی بایستی به اندازه کافی استفاده شود و استفاده از فولادهای اصلی مورب در جهت بارگذاری جانبی منجر به افزایش شکل پذیری دیوار برشی می گردد .

طراحی جهت شکل پذیری :

معمولاً در طراحی سازه بدست آوردن سطح مقطع مناسب که دارای مقاومت کافی برای بارهای وارده داشته باشد کار تقریباً ساده تری نسبت به بدست آوردن شکل پذیری مناسب برای کل سازه است . آنچه مهندس طراح بیش از هر چیز برای بدست آوردن شکل پذیری مناسب بایستی مد نظر داشته باشد

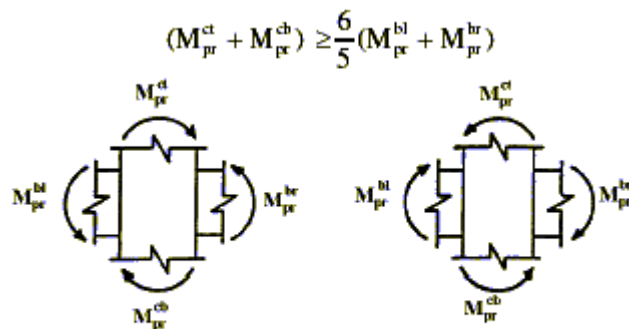
۱- توجه به محل قطع آرماتورها و محل وصله نمودن آنها و رعایت طول وصله مناسب

۲- توجه به جزئیات اتصالات و گره ها و رعایت ضوابط خاص آیین نامه ها برای بدست آوردن شکل پذیری مورد نظر

نکات اساسی در طراحی جهت شکل پذیری :

۱) هر قدر سازه در پلان و ارتفاع از نظر سختی و جرم منظم تر و ساده تر باشد شکل پذیری آن افزایش می یابد . برای افزایش شکل پذیری بهتر است از بیرون آمدگی تیرها از ستونها (کنسول نمودن آنها) حتی المقدور در طبقات جلوگیری شود . به طور کلی یک قاب مستطیلی با درجه نامعینی زیاد قادر به جذب مقادیر زیادی از انرژی زلزله است . سختی از یک طبقه به طبقه بعد به تدریج تغییر کند و در نواحی با سختی زیاد مقاومت اضافی تعبیه شود

۲) از آنجا که تیرها شکل پذیرتر از ستونها هستند لذا در محل اتصال تیر به ستون با توجه به فلسفه عدم ایجاد تیر قوی-ستون ضعیف (برای جلوگیری از نا پایداری) توصیه می شود ظرفیت لنگر ستونها بیشتر از مقاومت لنگر تیرها باشد . (معمولا " 20% بیشتر) - کتاب طراحی لرزه ای فرزاد نعیم [8]



Strong column-weak beam frame requirements.

شکل ۲۲ فلسفه ستون قوی - تیر ضعیف

۳) هر چه قدر تفاضل $\rho - \rho'$ کمتر باشد مقدار فولاد کششی تیر محدود و فولاد فشاری بیشتر گردد شکل پذیری افزایش می یابد . در ضمن برای جلوگیری از کمانش موضعی فولاد فشاری استفاده از تنگهای محصور کننده و تنگهای مکمل توصیه می گردد

۴) برای افزایش شکل پذیری ستون استفاده از خاموتها و تنگهای بسته و مارپیچ شده خصوصا در بالا و پایین (مقاطع حداکثر لنگر) توصیه می گردد . در ضمن اگر بار محوری ستون از 0.4 بار متوازن (بالانس) بیشتر شود استفاده از تنگ و مارپیچ در کل ستون توصیه می گردد .

۵) باید فولاد برشی و خاموت به اندازه کافی در مقاطع به کار برده شود تا اطمینان حاصل گردد شکست برشی بعد از شکست خمشی رخ می دهد و در صورت احتمال عملکرد غیر ارتجاعی بایستی در طراحی بر اساس برش اثر سخت شدگی کرنشی فولاد را در نظر گرفت .

۶) برای جلوگیری از شکستها پیوستگی و مهاري وصله ها و مهار میلگردها کافی باشند حتی المقدور وصله ها در نقاط با تنش کمتر از حداکثر قرار گیرند در تیرها و ستونها مسأله معکوس شدن تنشها در اثر بارگذاری رفت و برگشتی را مد نظر داشته و اغلب وصله های ستون و دیوار باید تحمل تنشهای کششی مساوی یا بیشتر از تنش تسلیم خصوصا" در طبقات فوقانی (که تأثیر نیروی زلزله بیشتر است) را داشته باشند . در محل وصله ها استفاده از خاموت یا تنگهای بسته مناسب است.

۷) باید گره ها یا محل اتصال تیر به ستون به گونه ای آنالیز و طراحی شوند که در صورت ایجاد لولا های تسلیم در تیرها یا ستونها توان تحمل نیروهای در یافتی را داشته باشند .

۸) برای جلوگیری از ایجاد نقاط ضعف در وصله ها به جزئیات مربوط به میلگردها خم و قطع میلگردها و... بایستی توجه داشته باشیم تا جلوی کلیه صفحات شکست را بگیریم .

سازه ها را بر حسب سطوح شکل پذیری به طور کلی به ۲ دسته تقسیم می کنیم

۱) سازه های شکل پذیر طراحی شده برای عملکرد شدید زلزله :

ضوابط این گونه سازه ها در پیوست A آیین نامه ACI و در آیین نامه SEAOC آمده است

۲) سازه ها با شکل پذیری محدود :

تقریبا" اکثر سازه های بتن مسلح نا معین استاتیکی جز این دسته می باشند .

سازه ها به روش یا به روش حدی (Limit State design) طراحی می گردند و در آیین نامه ACI فرض چنین است که چندین مقطع در حالت نهایی به ظرفیت نهایی خود برسند لذا نیاز به شکل پذیری زیادی نیست ولی بایستی جلوی شکستهای برشی و پیوستگی مهاري را با رعایت ضوابط وصله و قطع آرماتورو استفاده از تنگها و آرماتورهای عرضی و تدابیر خاص دیگر گرفت

طرح جزئیات سازه های با شکل پذیری محدود :

۱) شاه تیرها (Griders) :

ρ_b : نسبت متوازن فولاد در یک مقطع مستطیلی به عرض b (یا در تیر T شکل به عرض b_w)

$$\rho_{min} = A_s / bd \text{ یا } A_s / b_w d > 200 / f_y \text{ (psi)} \quad \rho - \rho' \leq 0.5 \rho_b$$

لنگر منفی محاسباتی تکیه گاهها به اندازه $20\% (1 - \rho - \rho' / \rho_b)$

می توان کاهش داد مشروط به این که لنگر تیرها به کمک تئوری الاستیک تیرها محاسبه شود نه به کمک ضرایب لنگر (به صورت تقریبی) و لنگرهای مثبت را از روی لنگرهای منفی تجدید نظر شده اصلاح کرد (کمی افزایش داد). به عبارت دیگر از مقاومت گیرداری اتصال کمی کاهش داد.

اگر دهانه تیرهای سراسری تقریباً "مساوی نباشند" (اختلاف بین دهانه ها بیشتر از ۲۰٪ باشد) دیگر نمی توان از الگوی ACI استفاده کرد و بایستی نقاط قطع تئوری میلگردها را از روی دیاگرام خمش بدست آورد. طبق توصیه آیین نامه ACI بایستی حداقل مقدار آرماتور برشی یا خاموت رعایت شود و اگر از فولاد فشاری طولی استفاده می شود برای جلوگیری از کمانش موضعی آنها استفاده از تنگها یا خاموتها ضروری است و اگر مقطع تیر تحت بارگذاری سیکلی و تکراری قرار نگیرد فواصل مرسوم در آیین نامه ACI رضایت بخش است.

۲) ستونها (Columns) :

۱- در صورتی که $P \geq 0.12 f'_c A_g$ یا $P \geq 0.4 P_b$ باشد هر جا که امکان دارد از مارپیچ در ستونها یا تنگهای بسته با فواصل نزدیک به هم استفاده شود.

۲- بایستی فواصل تنگهای بسته در دو انتهای بالا و پایین ستون کاسته شود

۳- وصله های پوششی (lapped) نبایستی در فاصله ای کمتر از بعد ستون اجرا شوند و در محلّ اجرای چنین وصله هایی بایستی از تنگهای نزدیک به هم استفاده شود.

۳) گره ها و محلّ اتصال تیر به ستون :

۱- مهار فولاد تیر در گره

۲- توجه به تنشهای برشی و برآیند کشش قطری برشی

۳- قلابهای اطراف گره باعث بهبود مهار فولاد تیر و تحمل بخشی از نیروی برشی خواهد شد.

اصولاً "گره های سازه های بتن مسلح نقاط ضعف این سازه ها و محلّ ایجاد شکستهای برشی در حرکت رفت و برگشتی زلزله (Reversal of Loading) می باشد و نسبت شکل پذیری کم دارد
دلایل:

۱- حرکت رفت و برگشتی نیروی زلزله که منجر به ایجاد ترکهای مورب عمود بر هم می گردد و باعث ایجاد تنشهای قابل توجهی به صورت رفت و برگشتی در محلّ گره ها می گردد که پیوستگی بین بتن و فولاد را از بین می برد.

۲- تنشهای دو نیم شدن (Splitting Stresses) در بتن اطراف فولادها
ACI استفاده از تنگها و فولادهای عرضی را در قابهای بتن آرمه ویژه طبق ضوابط خاصی الزامی می داند تا دست کم نسبت شکل پذیری چنین اتصّالاتی در بارهای رفت و برگشتی $\mu=5$ باشد.

خیلی به ندرت اتصّال دال تخت (Flat Slab) با ستون از شکل پذیری کافی برخوردار می باشد لذا استفاده از آن در قابهای با شکل پذیری زیاد توصیه نمی شود و برای افزایش شکل پذیری استفاده از خاموت یا تنگ در ناحیه اتصّال توصیه می گردد.

ضوابط آیین نامه ACI و نیوزلند برای اعضای شکل پذیر:

(۱) تیرهای بتن مسلح:

ابعاد و اندازه: ضوابط ACI 318-83

الف) b/d نباید کمتر از 0.3 گردد.

ب) b نباید کمتر از 250 mm باشد.

ج) b نباید بزرگتر از عرض ستون به اضافه $0.75d$ از هر طرف باشد.

ضوابط NZ3101-1982:

الف) b نباید کمتر از $L/25$ ، $Ld/100$ و 200 mm باشد.

- ب) برای تیرهای طره (b نباید کمتر از $L / 15$ ، $Ld / 60$ و 200 mm باشد .
- ج) برای تیرهای L و T شکل ، b نباید بزرگتر از $L / 16.7$ باشد .
- د) برای تیرهای طره L و T شکل ، b نباید بزرگتر از $L / 10$ باشد .
- در اینجا b عرض تیر ، L دهانه تیر و d عمق تیر می باشد .
- آرماتور گذاری :

ضوابط ACI : نسبت 2.5% به عنوان حداکثر مقدار آرماتور بکار رفته در تیر لحاظ شده است که در اجرا نیز استفاده بیشتر از نسبت 2.5% نیز معمولاً منجر به تراکم آرماتور می گردد .

نسبت حداقل $1.4 / f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$ و $200 / f_y \text{ (psi)}$ در نظر گرفته شده است . حداقل قطر مجاز 12 mm که بصورت ۲ آرماتور در وجه بالا و ۲ آرماتور در وجه پایین قرار داده می شود و حداقل قطر خاموت 10 mm می باشد .

$\rho_{\max} = (1 + 0.17(f'_c / 7 - 3) (1 + \rho' / \rho)) / 100$: ضوابط آیین نامه نیوزلند :

$$\rho_{\max} = 7 / f_y \text{ (N/mm}^2\text{)} = 5\rho_{\min}$$

$$\rho_{\max} = (1 + 0.17(f'_c / 1000 - 3) (1 + \rho' / \rho)) / 100$$

$$\rho_{\max} = 200 / f_y \text{ (psi)} = 5\rho_{\min}$$

- ۲) حداقل ۲ آرماتور به قطر 16 mm در هر وجه بالا و پایین اجرا شود
- ۳) فواصل خاموتها نباید از $d / 4$ و ۶ برابر قطر بزرگترین میلگرد طولی و 250 mm تجاوز کند .

ممانهای خمشی : الف) مقاومت خمشی مثبت تکیه گاه نباید کمتر از نصف مقاومت خمشی منفی در آن نقطه باشد .

ب) مقاومت خمشی مثبت و منفی در هر نقطه عضو نباید کمتر از یک چهارم حداکثر مقاومت تعبیه شده در تکیه گاه باشد .

وصله ها : وصله های پوششی آرماتورهای اصلی تا جایی که امکان دارد در مناطق کم تنش قرار گیرند و در نزدیکی ستون و جایی که امکان مفصل پلاستیک وجود دارد قرار نداشته باشند . جایی که وصله تعبیه می شود خاموتها باید به فواصل حداکثر 100 mm یا یک چهارم عمق

تیر قرار داشته باشند، وصله های پوششی در گره ها و جاهایی که امکان جاری شدن در خمشت وجود دارد، مجاز نیستند.

تیرهای T و L شکل: در محاسبه ممان نهایی اعمالی اینگونه تیرها بایستی توجه داشت آرماتورهای دال در مقاومت نقش دارند.

ضوابط NZS: الف) در ستونهای داخلی با تیر عرضی، تمام آرماتورهای دال به عرض 4 برابر ضخامت دال در هر طرف تیر در مقاومت تیر نقش دارند.

ب) در ستونهای داخلی بدون تیر عرضی، تمام آرماتورهای دال به عرض 2،5 برابر ضخامت دال در هر طرف تیر در مقاومت تیر مؤثرند.

ج) در ستونهای خارجی با تیر عرضی، تمام آرماتورهای دال به عرض 2 برابر ضخامت دال در هر طرف ستون در مقاومت تیر نقش دارند.

د) در ستونهای خارجی بدون تیر عرضی تمام آرماتورهای دال به عرض ستون در مقاومت تیر تأثیر دارند.

ستونهای بتن مسلح:

ابعاد و اندازه: آیین نامه ACI 318-83 حداقل بعد ستون را 12 in یا 300 mm دانسته است و نسبت ابعاد ستون به یکدیگر را به 0.4 محدود می کند ولی آیین نامه نیوزلند حداقل بعد 8 in یا 200 mm را مجاز می داند که با توجه به پایداری و مقاومت ستون در عمل حداقل همان بعد 30 cm اجرا می شود.

آرماتور گذاری: طبق ACI درصد فولادی بین 1 تا 6 درصد می باشد و طبق آیین نامه نیوزلند حداقل 0،8 و حداکثر 6 درصد برای فولاد نوع 2 با $f_y=275$ Mpa و 4،5٪ برای فولاد نوع 3 با $f_y=380$ Mpa می باشد که در وصله ها این درصد حداکثر تا 1/3 افزایش می یابد. طبق ACI حداقل قطر میلگردهای برای آرماتورهای طولی 12 mm، تنگها 10 mm و سنجاقهای مکمل 8 mm می باشد. میلگردهای طولی در ناحیه مفصل پلاستیک نباید با فاصله بیش از 20 mm قرار گیرند و کوچکترین قطر میلگرد نباید کمتر از 2/3 بزرگترین قطر در هر ردیف باشد.

طبق NZS 3102-1983 برای اجتناب از گسیختگی های ناشی از عدم پیوستگی آرماتور به بتن (Bond Failure) در محل تقاطع با تیرها ، برای قطر آرماتور حداکثری قائل شده است . جایی که مفصل پلاستیک تشکیل می شود قطر میلگردهارابه $1/20$ عمق تیر برای فولاد با $f_y=275 \text{ Mpa}$ و به $1/25$ برای فولاد با $f_y=380 \text{ Mpa}$ محدود می کند و در جایی که مفصل پلاستیک تشکیل نمی شود این مقادیر را به ترتیب به $1/15$ و $1/20$ محدود می کند .

وصله ها : طبق ACI محل وصله های پوششی فقط در نیمه میانی ستونها محدود می شود و طبق NZ3101 محل وصله ها به ربع میانی ستون محدود می شود (بجز در مواردی که بتوان نشان داد مفصل پلاستیک تشکیل نمی شود) تمام وصله های ستون بایستی به صورت کششی طرح شوند (طول مهاری بیشتر) وامکان استفاده از وصله های مکانیکی وجوشی نیز وجود دارد .

طبق ACI 318-83 فواصل تنگها نباید از مقادیر الف) $1/4$ کوچکترین بعد ستون ب) 100 mm بزرگتر شود . فاصله ساقهای تنگ یا سنجاقها از هم در پلان نباید از 350 mm تجاوز کند و نسبت حجمی تنگها از رابطه $\rho_s = 0.12f'_c / f_{yh}$ محاسبه می شود و f_{yh} تنش حد تسلیم تنگها است .

مجموع سطح مقطع تنگها نباید کمتر از مقادیر زیر باشد .

$$A_{sh} = 0.3 S_{hc} (f'_c / f_{yh}) (A_g / A_{ch}) \quad A_{sh} = 0.12 S_{hc} f'_c / f_{yh}$$

A_{sh} مجموع سطح مقطع آرماتورهای عرضی دور گیری (شامل ساقها وسنجاقها) در فاصله S عمود بر بعد h_c و A_g سطح مقطع کل ستون و A_{ch} سطح مقطع اندازه گیری شده از خارج تا خارج آرماتورهای عرضی می باشد .

فاصله آرماتورهای عرضی (دور گیری) : طولی از ستون که آرماتور دور گیری بکار می رود بایستی طبق ACI بزرگتر از الف (عمق ستون ب) $1/6$ ارتفاع آزاد ستون ج) 450 mm باشد .

طبق NZS3102-82 فاصله تنگها نباید بزرگتر از الف ($1/5$ بعد حداقل ستون

ب) 6 برابر قطر بزرگترین آرماتور طولی ج) 200 mm باشد .

نسبت حجمی وسطح مقطع تنگها نباید از مقادیر زیر کوچکتر باشد .

$$\rho_s = 0.45 (A_g / A_c - 1) (f'_c / f_{yh}) (0.5 + 1.25 P_e / \phi f'_c A_g)$$

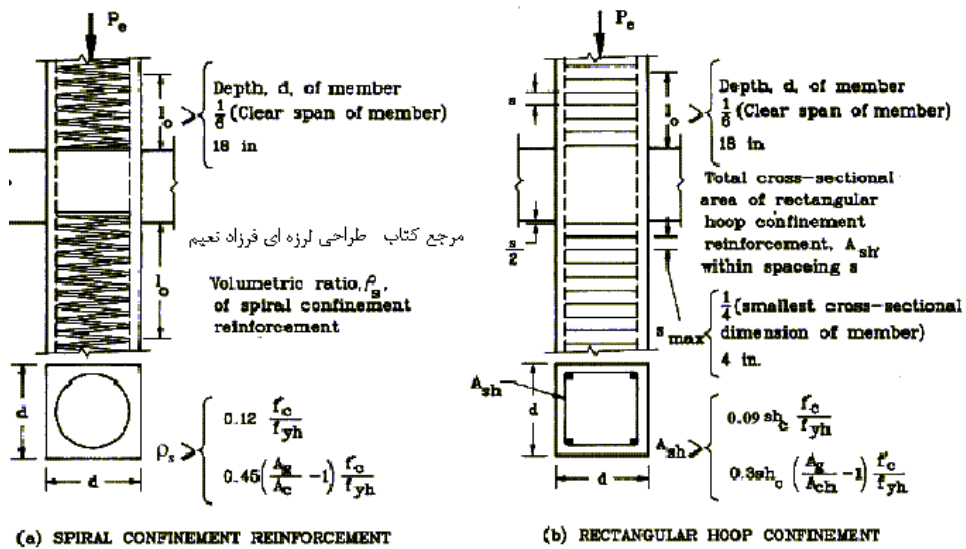
$$\rho_s = 0.12 (f'_c / f_{yh}) (0.5 + 1.25 P_e / \phi f'_c A_g)$$

$$A_{sh} = 0.3 s_h h'' (A_g / A_c - 1) (f'_c / f_{yh}) (0.5 + 1.25 P_e / \phi f'_c A_g)$$

$$A_{sh} = 0.12 s_h h'' (f'_c / f_{yh}) (0.5 + 1.25 P_e / \phi f'_c A_g)$$

A_{sh} سطح مقطع تنگها و سنجاقها، s_h فاصله تنگها، h'' بعد هسته بتنی (خارج به خارج تنگها)، f'_c سطح مقطع کل ستون بتنی، A_c سطح مقطع هسته بتنی (خارج به خارج تنگ)، f_{yh} مقاومت فشاری نمونه استوانه ای بتن، f_{yh} تنش حد تسلیم تنگها، P_e بار طراحی محوری و $\phi = 0.9$ ضریب کاهش مقاومت می باشند.

طولی که در آن آرماتورهای عرضی یا دور گیری حتماً با یستی اجرا شوند بین ۱ تا ۱،۵ برابر بزرگترین بعد ستون تغییر می کند.



شکل ۲۳ اثر محصورشدگی ستون

Confinement requirements for column ends

اتصالات تیر به ستون:

مکانیسمهای اصلی تخریب در اتصالات عبارتند از الف) برش در داخل گره ها
ب) گسیختگی ناشی از لغزش و در رفتن آرماتور (Anchorage Failure) در میلگردهای مهار شده در داخل اتصال

ج) گسیختگی ناشی از بین رفتن پیوستگی آرماتور با بتن (Bond Failure) در میلگردهای تیر یا ستون که از داخل اتصال عبور می کنند.

مقاومت برشی: مقاومت برشی افقی در داخل اتصال برای بتن غیر پیش تنیده به صورت A_{s2}

$$V_h = (A_{s1} +) f_y^* - V_{col}$$

محاسبه می شود.

$$f_y = 275 \text{ Mpa} \Rightarrow f_y^* = 344 \text{ Mpa} \quad f_y = 380 \text{ Mpa} \Rightarrow f_y^* = 532 \text{ Mpa}$$

(overstrength) f_y^* تنش تسلیم با در نظر گرفتن فرا مقاومت

$$A_{sh} = V_h / f_y$$

$$A_{sh} = 0.3 S_{hh''} f_c (A_g / A_c - 1) / f_{yh} \quad \text{سطح مقطع تنگهای افقی}$$

$$A_{sh} = 0.09 S_{hh''} / f_{yh}$$

تنگها بایستی از صفحه گسیختگی یا شکست در اتصال عبور کنند (صفحه مورب با زاویه تقریباً ۴۵ درجه) و در طولی که نباید کمتر از ۱/۳ بعد ستون مورد نظر باشد ، در هر طرف آن مهار شوند . حداکثر فواصل تنگها نباید از مقدار مقتضی برای ستون در مجاور گره تجاوز کند . فولاد محصور کننده در داخل اتصال نیز مشابه مقدار نظیر برای ستون مجاور است ، مگر در حالتی که گره در هر چهار طرف خود توسط تیرهای اتصال محدود شده باشد ، که در این صورت آرماتورها تا نصف کاهش می یابند .

مهار کردن آرماتورها : به جز حالتی که فواصل بخصوصی برای دور کردن ناحیه مفصل پلاستیک از بر ستون ، در نظر گرفته می شود ، تسلیم شدن تیر به داخل ستون نفوذ می کند . به همین دلیل طول مهاری تیر داخل ستون در گره های خارجی به اندازه نصف بعد ستونت یا ۱۰ برابر قطر میلگرد کاهش می یابد .

تنشهای پیوستگی : برای جلوگیری از عدم پیوستگی بتن و آرماتور در داخل اتصال طبق آیین نامه نیوزلند قطر آرماتور به ۱/۲۵ عمق ستون برای $f_y = 275 \text{ Mpa}$ و ۱/۳۵ عمق ستون برای $f_y = 380 \text{ Mpa}$ محدود می شود .

تنشهای برشی : برای جلوگیری از گسیختگی در قسمتهای فشاری آیین نامه ACI تنشهای برشی را به مقادیر زیر محدود می کند .

$$\text{الف) برای گره های محصور شده : } 240 A_j f_c^{1/2} \text{ (MPa) یا } 20 A_j f_c^{1/2} \text{ (psi)}$$

$$\text{ب) برای گره های دیگر : } 180 A_j f_c^{1/2} \text{ (MPa) یا } 15 A_j f_c^{1/2} \text{ (psi)}$$

یک گره محصور شده محسوب می شود اگر اعضای قاب در هر وجه ، حداقل ۳/۴ سطح وجه گره را بپوشانند .

دیوارهای برشی : به عنوان یک ستون طره ای بزرگ و مقاوم در برابر نیروهای لرزه ای عمل می کند و یک عضو ضروری برای سازه های بتن مسلح بلند و یک عضو مناسب برای سازه های کوتاه و متوسط می باشد ، دیوار برشی اقتصادی تر از قاب خمشی می تواند تغییر مکانها را کنترل نماید . دیوار برشی را سالیان مدیدی به عنوان یک عضو ترد و شکننده در نظر گرفته اند و فرض بر این بوده است که فقط برای زمین لرزه های بزرگ به صورت ارتجاعی رفتار نماید . اما بایستی توجه داشت با توجه به عملکرد دیوار برشی در زمین لرزه های بزرگ شکل پذیری خمشی آن بخوبی اثبات شده است ، لیکن آیین نامه های موجود اجازه فرض شکل پذیر بودن آن را نداده اند . (عموماً آیین نامه های طراحی ، محاسبه شکل پذیری را برای دیوار برشی ضروری نمی دانند) .

ابعاد و اندازه : طبق آیین نامه ACI نسبت حداقل آرماتورها برای دیوارهای بتن مسلح در هر دو جهت عمودی و افقی 0.25% و طبق آیین نامه نیوزلند

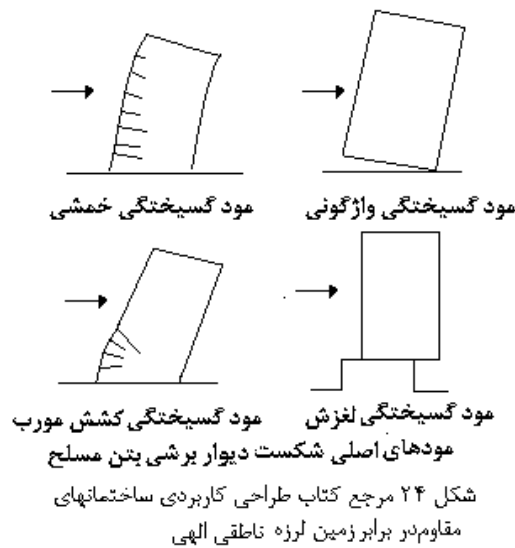
الف) برای فولاد با $f_y = 36(\text{ksi})$ یا $f_y = 250 \text{ Mpa}$ حد پایین 0.28% و حد بالا 6.4%

ب) برای فولاد با $f_y = 60(\text{ksi})$ یا $f_y = 410 \text{ Mpa}$ حد پایین 0.17% و حد بالا 3.9%

برای سازه های مقاوم در برابر زمین لرزه یک سفره آرماتور در هر وجه دیوار لازم است .

گسیختگی های دیوار برشی : مطابق شکل مودهای اصلی گسیختگی دیوار برشی بتن مسلح نمایش داده شده است . امکان شکست در هر یک از این مودها با افزایش بار قائم کاهش می یابد . جایی که لبه های خارجی دیوار بوسیله بالها یا دیوارهای برگشتی مهار نشود ، هنگامی که تغییر شکلهای بزرگ اتفاق می افتد ، دیوار در منطقه پلاستیک دچار نا پایداری می شود . اگر ضخامت دیوار در بالاترین سطح آن بزرگتر یا مساوی $1/10$ طول مؤثر بین تکیه گاههای خود باشد ، این مسأله محتمل نخواهد بود . (نتیجه تحقیق Park & Goodsir 1985)

زمانی که از ظرفیت شکل پذیری دیوار برشی سخن می شود بایستی کنترل تغییر مکان سازه بوسیله دیوار برشی بررسی شود نه مودهای گسیختگی دیوار به عبارت دیگر اندرکنش توأم قاب و دیوار بایستی بررسی شود .



تأثیر شکل دیوار : شکل دیوار تأثیر بسزایی روی شکل پذیری و پایداری دیوار برشی دارد در این رابطه استفاده از دیوارهای برشی بالدار بسیار سودمند است که می توان به نتایج تحقیقات (Slase & Fintel 1973) مراجعه کرد .

مقاومت خمشی : چنانچه ارتفاع دیوار بلندتر از ۲ برابر عمق آن باشد مقاومت خمشی آن مشابه تیری که آرماتورگذاری آن در لبه هایش متمرکز شده است محاسبه می شود . مقاومت خمشی دیوار برشی براساس تحقیقات به صورت محافظه کارانه زیر حساب می شود .

(Cardenas, Hanson, Corbey, Hogenstad-1973)

$$M_u = 0.5 A_s f_y h (N_u / A_s f_y + 1) (1 - c / h) \quad c / h = (\alpha + \beta) / (2\beta + 0.85\beta_1)$$

$$\alpha = 1.2 A_s f_y / (b h f_{cu}) \quad \beta = 1.2 N_u / (b h f_{cu})$$

این روابط را در هر سیستم آحادی می توان بکار برد .

دهانه قائم دیوار در منطقه پلاستیک توسط آیین نامه نیوزلند برابر با طول دیوار در پلان یا ۱/۶ ارتفاع کل دیوار (به شرطی که بیشتر از ۲ برابر طول دیوار در پلان نباشد) تعریف می شود .

مقاومت برشی : تنشهای برشی به روش معمولی با در نظر گرفتن بار فشاری دیوار محاسبه می شود . در ناحیه مفصل پلاستیک اگر تنش فشاری محوری کمتر از

$0.2 f_c$ باشد باید از سهم مقاومت برشی بتن صرف نظر کرد . در تسلیح معمولی در قسمتهای

فوقانی یک دیوار برشی با قرار دادن آرماتور حداقل ، مقاومتی معادل

(Mpa) $f_c^{1/2} / 3$ یا (psi) $4 f_c^{1/2}$ بدست می دهد که معمولاً بدون نیاز به آرماتور اضافی کافی می باشد . در محاسبه تنش برشی نبایستی بازوی اهرم کمتر از ۰٫۸ برابر عمق مؤثر در نظر گرفته شود .

تنش برشی در ترکیب با بار محوری

$$V_c / b_w d = (0.158 f_c^{1/2} + 17.2 \rho_w V_{ud} / M_U) \leq 0.29 f_c \text{ (N / mm}^2 \text{)}$$

$$V_c / b_w d = (0.5 f_c^{1/2} + 175 \rho_w V_{ud} / M_U) \leq 0.93 f_c \text{ (Kg / cm}^2 \text{)}$$

$$V_c / b_w d = (1.9 f_c^{1/2} + 2500 \rho_w V_{ud} / M_U) \leq 3.5 f_c \text{ (Lb / in}^2 \text{)}$$

$$M_m = M_u - N_u (4h - d) / 8$$

$$V_c / b_w d = 3.5 f_c^{1/2} (1 + N_u / 3.45 A_g)^{1/2} \text{ (N / mm}^2 \text{)}$$

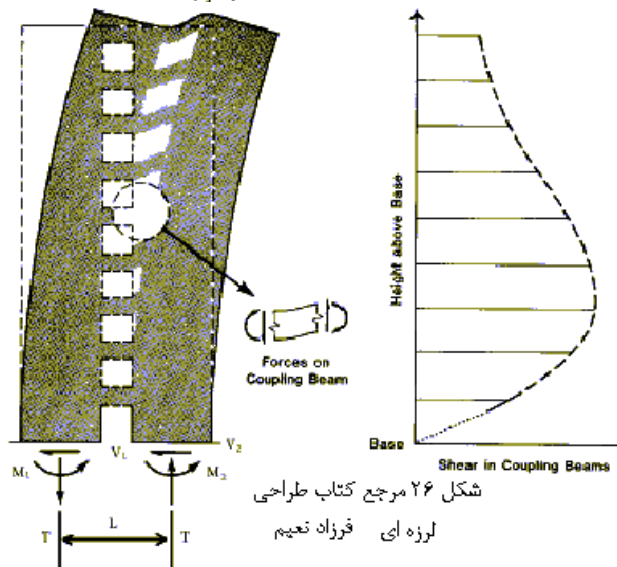
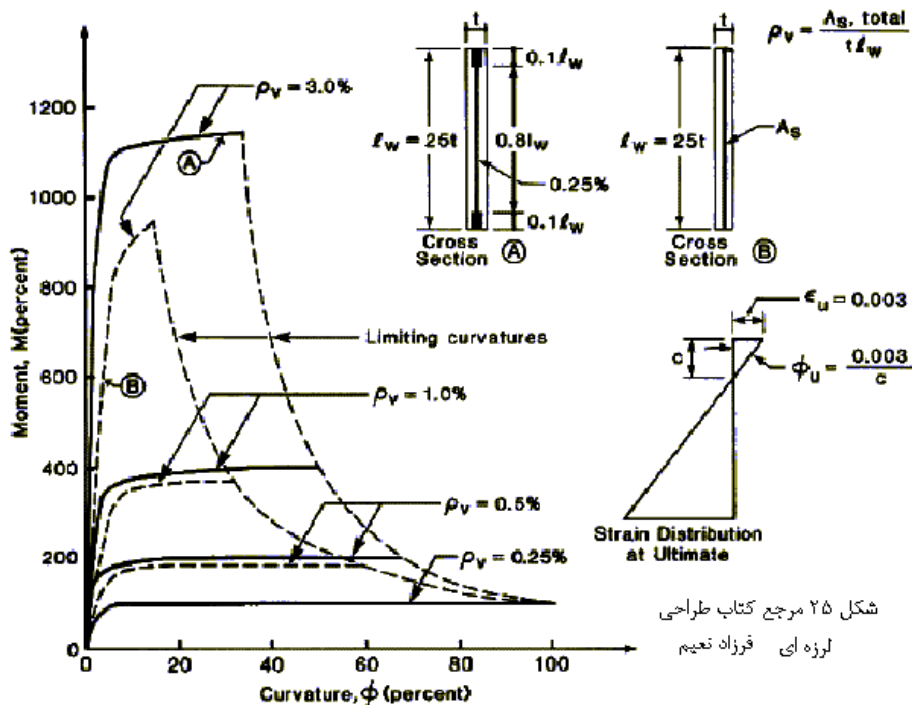
$$V_c / b_w d = 42 f_c^{1/2} (1 + N_u / 500 A_g)^{1/2} \text{ (Lb / in}^2 \text{)}$$

$$V_c / b_w d = 0.167 f_c^{1/2} (1 + N_u / 3.45 A_g) \text{ (N / mm}^2 \text{)}$$

$$V_c / b_w d = 2 f_c^{1/2} (1 + N_u / 500 A_g) \text{ (Lb / in}^2 \text{)}$$

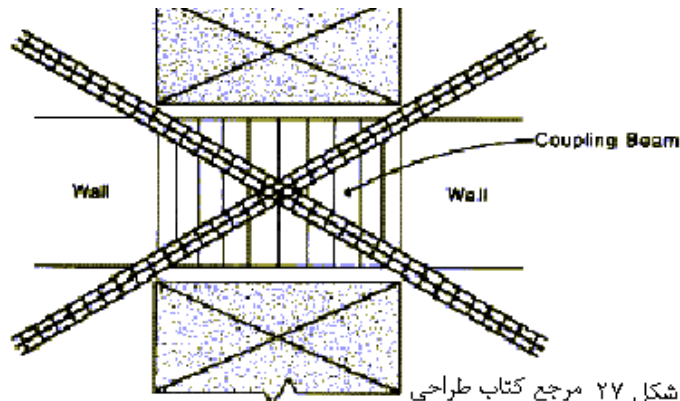
N_u مقدار منفی در کشش دارد .

دیوارهای برشی کوتاه : زمانی که ارتفاع دیوار کمتر از طول آن در پلان باشد دیگر مثل یک دیوار برشی معمولی رفتار نمی کند و مکانیزم پاسخ لرزه ای آن متفاوت می باشد در این زمینه (Park & Pauly -1975) تحقیقاتی انجام داده اند . درمورد تسلیح این گونه دیوارها می توان گفت شبیه سایر دیوارها آرماتورگذاری می شوند با این تفاوت که میلگردهای لبه قائم کمی افزایش می یابند . طبق تحقیقات این دو محقق توصیه می شود مقاومت برشی دیوار برشی کوتاه به $f_c^{1/2} / 2$ (Mpa) یا $6 f_c^{1/2}$ (psi) محدود می شود . در این صورت گسیختگی های خمشی با بوجود آمدن ترکهای بزرگ همراه است . بنابراین بایستی از سهم مقاومت برشی بتن صرفنظر کرد .



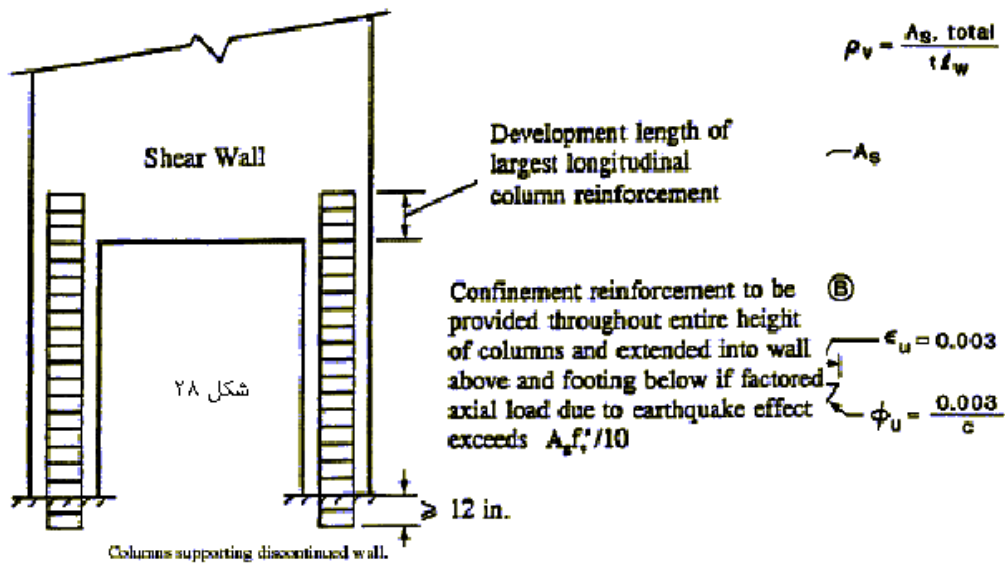
دیوارهای بالدار: وجود بال منجر به افزایش سطح فشاری و ایجاد پایداری بیشتر می شود. هنگامی که بار فشاری زیادی بر دیوار وجود دارد، تمام بال و قسمتی از جان در فشار قرار می گیرند. طراحی برای قسمتهای فشاری مشابه ستون می باشد استفاده از تیرهای رابط (Coupling Beams) باید شکل پذیری زیادی داشته باشند و اگر بسیار سخت وصل باشند در کشش

مورب گسیخته می شوند . در مورد پیوند دیوار برشی با دال کف و یکپارچه نمودن آن از میلگرد دوخت (drag bar) استفاده می شود .



شکل ۲۷ مرجع کتاب طراحی لرزه ای فرزاد نعیم

Diagonally reinforced coupling beam.



در مثال زیر الگوریتم وفرمول ساده شده ارتباط بین آرماتور طولی وشکل پذیری در حال حاضر ارائه شده است که در آن تأثیر محصور شدگی بتن وجدا شدن و پوسته شدن پوشش بتن نیز در نظر گرفته می شود . نتایج بدست آمده به صورت مستدل با آنالیز کامپیوتری وداده های آزمایشگاهی مقایسه شده است . طراحان بایستی از ابزار مناسب ارائه شده در این مثال در طراحیهای اولیه خود استفاده کنند . هر چه نسبت آرماتور کششی (طولی) افزایش یابد رفتار شکل پذیر تیر به همان نسبت کاهش می یابد . بنابراین برای جلوگیری از رفتار ترد وگسیختگی ناگهانی آیین نامه ACI318-99 نسبت آرماتور طولی ρ را به ۷۵٪ نسبت آرماتور بالانس محدود می کند . کرنش فولاد کششی نیز به ۰.۰۰۴ محدود می شود آیین نامه Eurocode نیز محدودیت را روی نسبت عمق محور خنثی وسطح آرماتور کششی برای رسیدن به سطح شکل پذیری مطلوب وظرفیت دوران اعمال می کند اما آیین نامه اروپا معادلات مشخص ومرجع محاسباتی برای تعیین شکل پذیری ارائه نمی دهد. اگر شکل پذیری انحنا مدنظر باشد طراح بایستی یک سری محاسبات اضافی وپیچیده انجام دهد . در این زمینه نرم افزارهای محاسباتی برای شکل پذیری گوناگونی ارائه شده است که برای مثال می توان COLA و BIAX را نام برد .

پارامترهای مؤثر در شکل پذیری :

۱-مقاومت مواد ۲-محصور شدگی بتن ۳- جدا شدن وپوسته شدن پوشش بتن ۴-سخت شدگی کرنشی فولاد (که می توان ارز تأثیر این پارامتر صرفنظر کرد)
استفاده از مقدار مناسبی خاموت منجر به افزایش محصور شدگی بتن وشکل پذیری وافزایش مقاومت برشی می گردد وطراح بدون این که به شکل پذیری لطمه ای بزند می تواند مقدار آرماتور کششی (طولی) بیشتری استفاده کند .

کرنش فولاد وبتن بستگی به فاصله آرماتور و مرکز سطح بتن فشاری تا تار خنثی دارد(رابطه خطی) از مقاومت کششی بتن صرفنظر می شود وبرای بخش فشاری بتن از توزیع تنش بلوک مستطیلی استفاده می شود . (تقریب از توزیع سهموی) در رابطه بین تنش کرنش بتن تأثیر محصور شدگی در نظر گرفته نمی شود . ماکزیمم کرنش در بتن فشاری ۰.۰۰۳ (کرنش نهایی

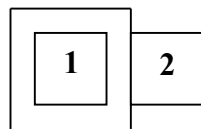
بتن) اما حد نهایی کرنش در فولاد بخاطر ۱-پیش تنیدگی ۲-خزش ۳-افت وحرارت در بتن بیشتر از کرنش نهایی بتن در نظر گرفته می شود .

برای طراحی مقاوم لرزه ای توصیه می شود نسبت فولاد به % 2.5 محدود شود (برای جلوگیری از تراکم آرماتورو محدود کردن تنش برشی) به علاوه در اتصالات اعضای خمشی و نواحی بالقوه تشکیل مفاصل پلاستیک نبایستی مقدار آرماتور فشاری کمتر از نصف مقدار آرماتور کششی در نظر گرفته شود و هیچیک از لنگرهای مثبت و منفی نبایستی کمتر از $1/4$ لنگر ماکزیمم در وجه دیگر باشد .

آیین نامه نیوزلند وچین روی نسبت آرماتور کششی قیود اضافی تری اعمال می کنند . نسبت آرماتور کششی در اعضای سازهای نبایستی از $(f'_c+10) / 6f_y$ (طبق تحقیقات Park در آیین نامه نیوزلند) و $(f'_c+10) / 4f_y$ (طبق تحقیقات Dai در آیین نامه چین) بیشتر گردد .

3

مقطع یک تیر بتن آرمه در این الگوریتم به ۳ ناحیه تقسیم شده است



۱- ناحیه محصور شده بوسیله آرماتور عرضی

۲- ناحیه جانبی محصور

۳- ناحیه محصور شده فوقانی

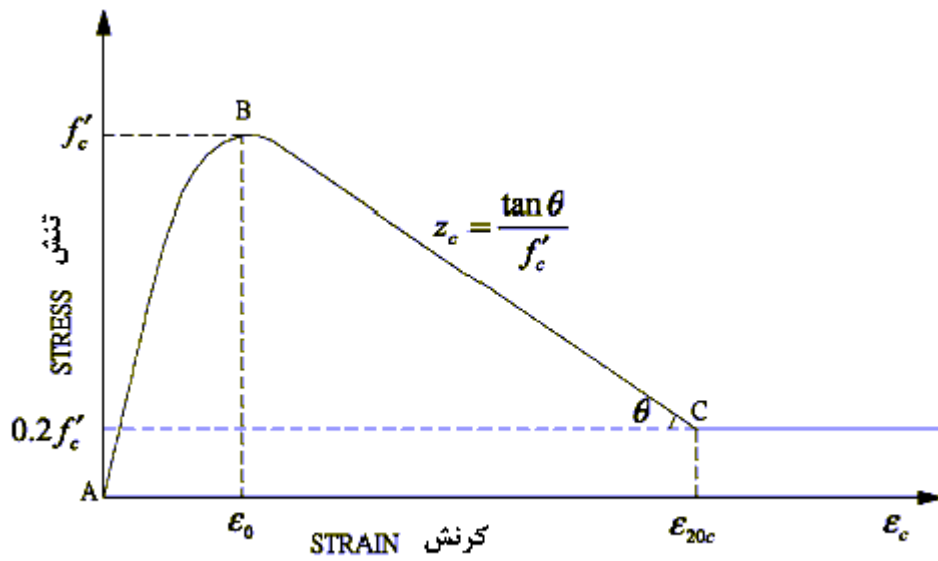
فرضیات لازم برای محاسبه شکل پذیری :

- ۱- در زمان تسلیم آرماتور کرنش نهایی بتن بایستی بیشتر از ϵ_0 گردد (گسیختگی نرم)
- ۲- از مقاومت نواحی ۲ و ۳ به دلیل کنده شدن و جدا شدن پوسته بتنی صرف نظر می شود .
- ۳- کرنش تار انتهایی در ناحیه بتن محصور شده را معادل کرنش آرماتور فشاری (در صورت وجود آرماتور) در نظر می گیریم (این دو کرنش در صورتی که cover یا پوشش بتنی زیاد بزرگ نباشد نزدیک به هم می شود .)
- ۴- صفحه عمود بر محور خمشی بعد از تغییر شکل به صورت صفحه باقی می ماند (فرض برنولی

(

۵- تنش و کرنش در فولاد و بتن از روابط جداگانه محاسبه می شود .

در مورد بتن داریم :



شکل ۲۹ منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده (Kent and Park)

$\epsilon_{20c} = 0.2f'_c$ کرنش مربوط به بتن محصور شده در

$$\epsilon_c < \epsilon_0 \quad f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad \epsilon_0 = 0.002$$

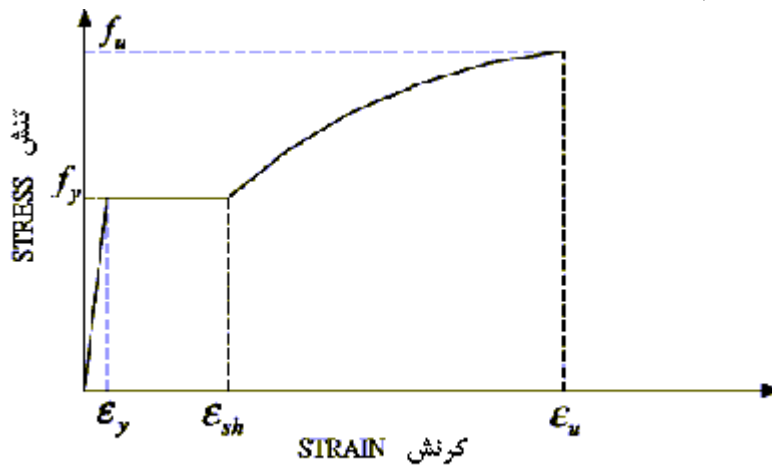
$$\epsilon_0 \leq \epsilon_c < \epsilon_{20c} \quad f_c = f'_c [1 - z_c(\epsilon_c - \epsilon_0)]$$

$$z_c = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} \right) + \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{B}{s}} - \epsilon_0}$$

واحدها برحسب N و mm می باشد

$$\epsilon_c \geq \epsilon_{20c} \quad f_c = 0.2f'_c$$

در مورد فولاد داریم:



شکل ۳۰ رابطه تنش - کرنش فولاد کششی

1. Elastic, $\epsilon_s < \epsilon_y$

الاستیک

$$f_s = E_s \epsilon_s$$

2. Yield plateau, $\epsilon_y \leq \epsilon_s < \epsilon_{sh}$ ناحیه فلات تسلیم

$$f_s = f_y$$

3. Strain hardening, $\epsilon_{sh} < \epsilon_s \leq \epsilon_u$ ناحیه سخت شدگی کرنشی

$$f_s = f_y + (f_u - f_y) \left[2 \frac{\epsilon_s - \epsilon_{sh}}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}} - \left(\frac{\epsilon_s - \epsilon_{sh}}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}} \right)^2 \right]$$

ϵ_s = strain in steel کرنش در فولاد ϵ_y = yield strain کرنش تسلیم

f_s = stress in steel تنش در فولاد E_s = modulus of elasticity

ϵ_{sh} = strain-hardening strain مدول الاستیسیته

کرنش سخت شدگی کرنشی

ϵ_u = ultimate strain کرنش نهایی f_u = ultimate stress تنش نهایی

نیروی فشاری در بتن C_c با رابطه زیر بدست می آید.

$$C_c = \alpha f'_c b k d \text{ or } \alpha f'_c b c$$

b = width of compression face of member

k = ratio of depth of neutral axis to the effective depth

c = depth to neutral axis

پارامتر α نیز به کمک روابط زیر بدست می آید .

1. Before yield ($\epsilon_{cm} \leq \epsilon_0$):

$$\alpha = \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_0} \left(1 - \frac{\epsilon_{cm}}{3\epsilon_0} \right)$$

2. Near ultimate: When $\epsilon_{cm} < \epsilon_0$

$$\alpha = c_1 c_2 \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_0} \left(1 - \frac{\epsilon_{cm}}{3\epsilon_0} \right)$$

When $\epsilon_0 \leq \epsilon_{cm} < \epsilon_{20c}$

$$\alpha = c_1 c_2 \left[\frac{2\epsilon_0}{3\epsilon_{cm}} + \left(1 - \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{cm}} \right) \left(1 - \frac{z_c}{2} (\epsilon_{cm} - \epsilon_0) \right) \right]$$

When $\epsilon_{cm} \geq \epsilon_{20c}$

$$\alpha = c_1 c_2 \left[\frac{2\epsilon_0}{3\epsilon_{cm}} + \left(\frac{\epsilon_{20c}}{\epsilon_{cm}} \right) \left(1 - \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{20c}} \right) \left(1 - \frac{z_c}{2} (\epsilon_{20c} - \epsilon_0) \right) + \left(\frac{0.2}{\epsilon_{cm}} \right) (\epsilon_{cm} - \epsilon_{20c}) \right]$$

ϵ_{cm} = the extreme fiber strain of the confined concrete region

c_1 = ratio of width of confined concrete region to width of member

$$c_2 = \frac{c - d'}{c}$$

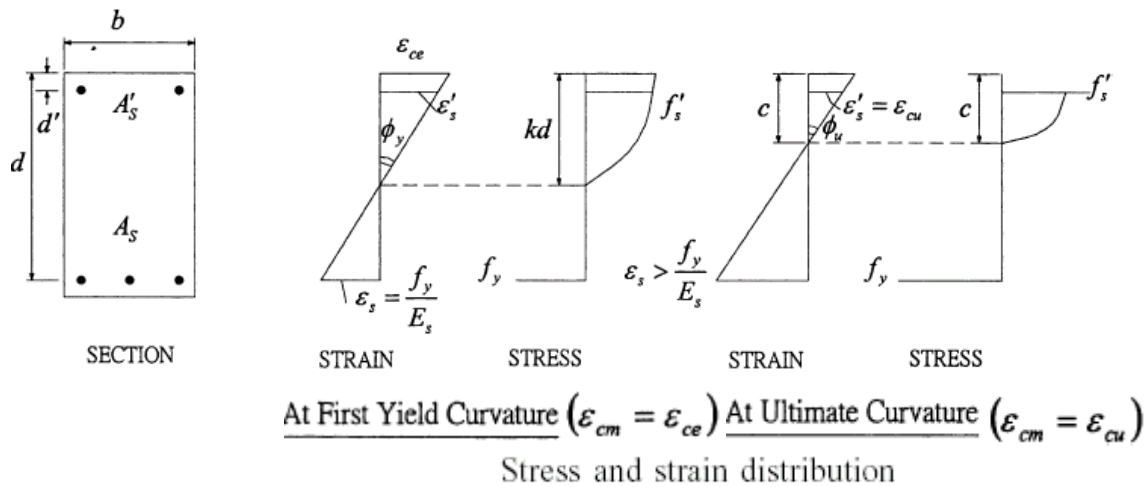
z_c = stress-strain parameter of confined concrete

$$\text{Curvature ductility} \quad \mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

ϕ_u = ultimate curvature ϕ_y = yield curvature

$$\phi_y = \frac{f_y / E_s}{d(1-k)} \quad k = \frac{\epsilon_{ce}}{f_y / E_s + \epsilon_{ce}} \quad \epsilon'_s = \frac{kd - d'}{kd} \epsilon_{ce}$$

ϵ_{ce} = strain of extreme fiber of the concrete



$$\alpha f'_c b k d + f'_s A'_s = f_y A_s$$

$$\alpha f'_c = \rho f_y - \rho' f'_s \Rightarrow \alpha f'_c = \rho \left(f_y - \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) f'_s \right)$$

$$\rho = \frac{\alpha f'_c k}{\left[f_y - f'_s \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) \right]} \quad \phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c_2 c}$$

$$\alpha f'_c b c + f'_s A'_s = f_y A_s$$

$$c = (f_y A_s - f'_s A'_s) / (\alpha f'_c b) \Rightarrow c = (f_y - (\rho' / \rho) f'_s) \rho d / \alpha f'_c$$

$$c_2 c = \frac{\left[f_y - f'_s \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) \right] \rho d}{\left(\frac{\alpha}{c_2} \right) f'_c}$$

بایستی چک شود:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu}}{c_2 c} \times (d - c) \leq \epsilon_{sh}$$

If $\epsilon_s > \epsilon_{sh}$, ϕ_u is solved by trial-and-error

در غیر این صورت ϕ_{II} با سعی و خطا محاسبه می شود.

$$\phi_y = \frac{f_y/E_s}{d(1-k)} = \frac{f_y/E_s}{d\left(1 - \frac{\epsilon_{ce}}{(f_y/E_s) + \epsilon_{ce}}\right)}$$

$$\rho = \frac{\alpha f_c k}{\left[f_y - f_s \left(\frac{\rho'}{\rho}\right)\right]} = \frac{\frac{\epsilon_{ce}}{0.002} \left(1 - \frac{\epsilon_{ce}}{0.006}\right) f_c \frac{\epsilon_{ce}}{(f_y/E_s) + \epsilon_{ce}}}{\left[f_y - c_2 \epsilon_{ce} E_s \left(\frac{\rho'}{\rho}\right)\right]}$$

$$\alpha = \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_0} \left(1 - \frac{\epsilon_{cm}}{3\epsilon_0}\right) \quad \alpha = \frac{\epsilon_{ce}}{0.002} \left(1 - \frac{\epsilon_{ce}}{0.006}\right) \quad c_2 = \frac{kd - d'}{kd}$$

$$\epsilon_0 = 0.002$$

کرنش تار انتهایی بتن در زمان تسلیم آرماتور $\epsilon_{cm} = \epsilon_{ce}$

$$c_2 c = \frac{f_y \left[1 - \left(\frac{\rho'}{\rho}\right)\right] \rho d}{c_1 \left[\frac{0.004}{3\epsilon_{cu}} + \left(1 - \frac{0.002}{\epsilon_{cu}}\right) \left(1 - \frac{z_c}{2} (\epsilon_{cu} - 0.002)\right) \right] f_c}$$

$$\epsilon_0 \leq \epsilon_{cm} < \epsilon_{20c}$$

$$\alpha = c_1 c_2 \left[\frac{2\epsilon_0}{3\epsilon_{cm}} + \left(1 - \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{cm}}\right) \left(1 - \frac{z_c}{2} (\epsilon_{cm} - \epsilon_0)\right) \right]$$

کرنش تار انتهایی بتن در زمان خرد شدن نهایی بتن $\epsilon_{cm} = \epsilon_{cu}$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{C_2 C} = \epsilon_{cu} \times \frac{c_1 \left[\frac{0.004}{3\epsilon_{cu}} + \left(1 - \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} \right) \left(1 - \frac{z_c}{2} (\epsilon_{cu} - 0.002) \right) \right] f'_c}{f_y \left[1 - \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) \right] \rho d}$$

$$\mu_\phi = \frac{\epsilon_{cu} c_1 \left[\frac{0.004}{3\epsilon_{cu}} + \left(1 - \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} \right) \left(1 - \frac{z_c}{2} (\epsilon_{cu} - 0.002) \right) \right]}{f_y \left[1 - \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) \right] \frac{\epsilon_{ce}^2}{0.002} \left(1 - \frac{\epsilon_{ce}}{0.006} \right)} \times \left[f_y - c_2 \epsilon_{ce} E_s \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) \right]$$

$$\rho = \frac{\alpha f'_c k}{\left[f_y - f'_s \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) \right]} \quad c_2 = \frac{kd - d'}{kd} \quad k = \frac{\epsilon_{ce}}{f_y/E_s + \epsilon_{ce}}$$

$C_2 = 1 - d' / dk$ با k در C_2 و ρ در رابطه μ_ϕ داریم:

جایگذاری

$$\frac{\epsilon_{ce}^2}{0.002} \left(1 - \frac{\epsilon_{ce}}{0.006} \right) = A \times \left[f_y - \left(1 - \frac{d'}{d} \times \frac{(f_y/E_s) + \epsilon_{ce}}{\epsilon_{ce}} \right) \epsilon_{ce} E_s \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) \right]$$

$$A = \frac{\epsilon_{cu} c_1 \left[\frac{0.004}{3\epsilon_{cu}} + \left(1 - \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} \right) \left(1 - \frac{z_c}{2} (\epsilon_{cu} - 0.002) \right) \right]}{f_y \left[1 - \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) \right] \mu_\phi}$$

$$B = AE_s \left(\frac{\rho'}{\rho} \right) \left(\frac{d'}{d} - 1 \right) \quad C = Af_y \left(1 + \frac{d'}{d} \times \frac{\rho'}{\rho} \right)$$

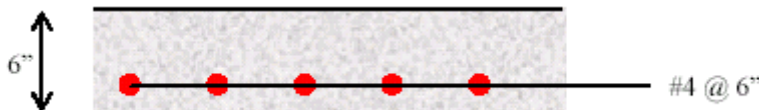
$$\frac{\epsilon_{ce}^2}{0.002} \left(1 - \frac{\epsilon_{ce}}{0.006} \right) = B\epsilon_{ce} + C$$

با مرتب سازی به یک معادله درجه ۳ بر حسب ϵ_{ce} بدست می آید .

$$D\epsilon_{ce}^3 + E\epsilon_{ce}^2 + B\epsilon_{ce} + C = 0$$

$$D = \frac{1}{0.002 \times 0.006} \quad E = \frac{1}{0.002}$$

- α mean stress factor for the resultant concrete compression force
- Δx_i the length of the i th element
- $\frac{\delta^e}{2}$ the midpoint deflection of the simply supported beam, mm
- ϵ_c strain in concrete
- ϵ_{ce} strain at extreme fiber of whole compression concrete zone when tension reinforcement first yields
- ϵ_{cm} the extreme fiber strain of the whole or confined compression concrete region
- ϵ_{cu} the ultimate strain of the extreme fiber of the confined concrete zone
- $\epsilon_{S/Du}$ limiting strain of steel
- ϵ_s strain in tensile steel
- ϵ'_s the strain of compression reinforcement
- ϵ_{sh} strain-hardening strain of steel
- ϵ_t the net tensile strain of the extreme tension steel at nominal strength
- ϵ_u ultimate strain of steel
- ϵ_y yield strain of steel
- ϵ_0 strain of concrete at f'_c
- ϵ_{20c} concrete compression strain when concrete stress has reduced to $0.2f'_c$
- μ_ϕ curvature ductility of reinforced concrete beams
- ρ tension steel ratio
- ρ' compression steel ratio
- ρ_b reinforcement ratio producing balanced strain conditions
- ρ_s volumetric ratio of transverse reinforcement
- ϕ the beam curvature, 1/mm
- ϕ_u ultimate curvature of section, 1/mm
- ϕ_y yield curvature of section, 1/mm



مثال : دالی به عرض ۱ ft و فولاد Grade 60 (با تنش تسلیم $60 \text{ ksi} = 4200 \text{ kg/cm}^2$) و $f'_c = 4 \text{ ksi}$ مطابق شکل فوق مفروض است . شکل پذیری را محاسبه کنید .

مرحله ترک خوردگی : (Cracking)

$$E = 0.137 W_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (\text{ وزن مخصوص بتن }) \quad W_c = 2300 \text{ kg/m}^3$$

$$E = 15100 \sqrt{f'_c} \quad E \text{ (psi)} = 15100 \sqrt{f'_c} / \sqrt{0.072} \text{ (psi)} = 57000 \sqrt{f'_c}$$

$$1 \text{ ksi} = 453 / 2.54^2 \approx 70.2 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ psi} = 0.072 \text{ kg/cm}^2$$

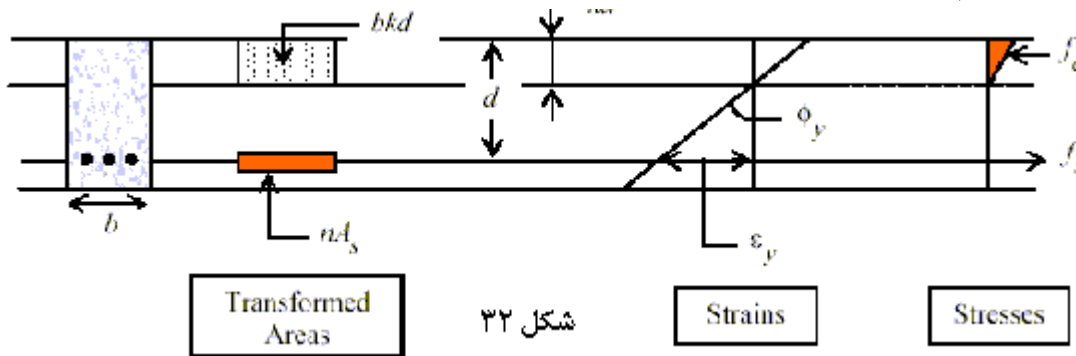
$$I_g = \frac{bD^3}{12} = \frac{12 \times 6^3}{12} = 216 \text{ in}^3$$

$$E \text{ for the concrete is } 57,000 \sqrt{4000} \text{ psi} = 3604 \text{ ksi}$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g} = \frac{34.2}{3604 \times 216} = 0.000044 = 4.39E-5$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{(7.5 \sqrt{f'_c}) (216)}{1000 \cdot 3} = 34.2 \text{ kip-in}$$

مرحله تسلیم (Yielding):



شکل ۳۲

بالنگر اول سطح گرفتن داریم:

$$x = kd \quad x = (bx^2/2 + nA_s d) / (bx + nA_s) \Rightarrow bx^2/2 + nA_s x - nA_s d = 0$$

$$x^2 + 2nA_s x/b - 2nA_s d/b = 0 \quad \rho = A_s/bd \Rightarrow x^2 + 2\rho n d x - 2\rho n d^2 = 0$$

$$x = kd = d \left(-\rho n + \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} \right) \quad \text{با حل معادله درجه ۲ داریم:}$$

با ساده کردن d از طرفین داریم.

$$\rho = A_s/bd \quad k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n$$

$$d = 6 - 1 - \frac{0.5}{2} = 4.75''$$

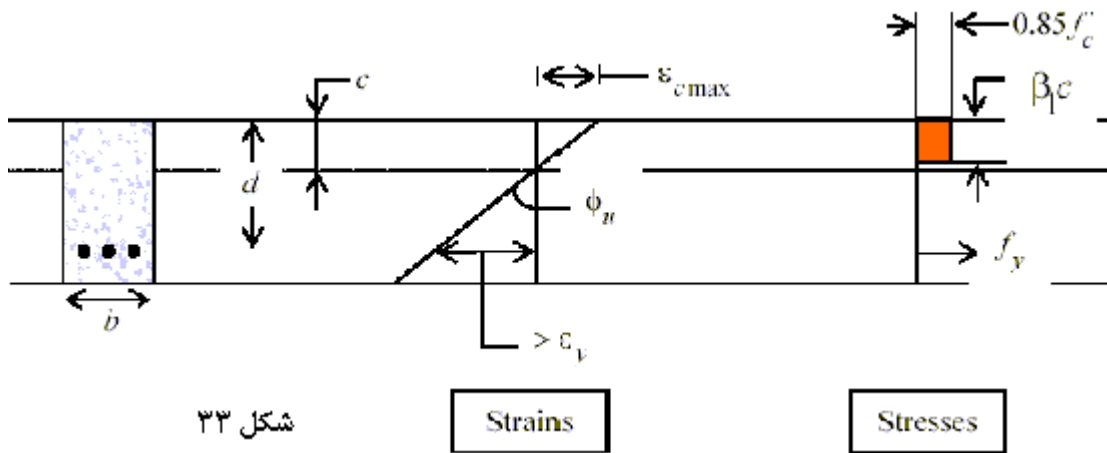
$$\# 4 \equiv \phi 12 = 0.48 \text{ inch} \approx 0.5 \Rightarrow \text{قطر آرماتور طولی} \quad n = E_s / E_c$$

$$\rho = \frac{2 \times (0.2 \text{ in}^2)}{12 \times 4.75} = 0.0070 \quad n = \frac{29,000}{3604} = 8.04$$

$$M_y = \sum A_s f_s (jd) = A_s f_y \left(d - \frac{kd}{3} \right) = (0.4 \text{ in}^2) 60 \left(4.75 - \frac{0.28 \times 4.75}{3} \right) = 103.4 \text{ kip-in}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{(d - kd)} = \frac{0.0021}{3.42} = 0.00061 = 6.1E-4$$

مرحله نهایی (Ultimate):



شکل ۳۳

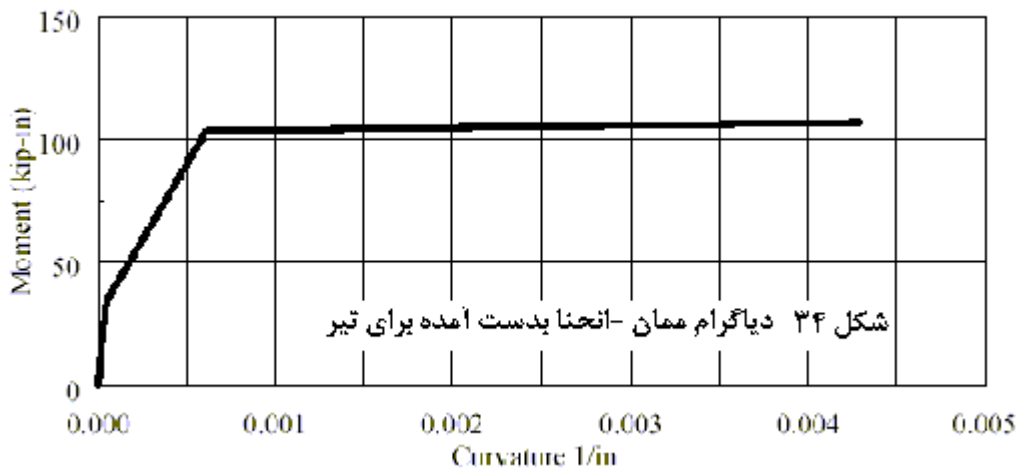
$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1} = \frac{0.4 \times 60}{0.85 \times 4 \times 12 \times 0.85} = 0.69''$$

$$M_u = A_s f_y \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = 0.4 \times 60 \times \left(4.75 - \frac{0.85 \times 0.69}{2} \right) = 106.9 \text{ kip-in}$$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{c \max}}{c} = \frac{0.003}{0.69} = 0.0043 = 4.3E-3$$

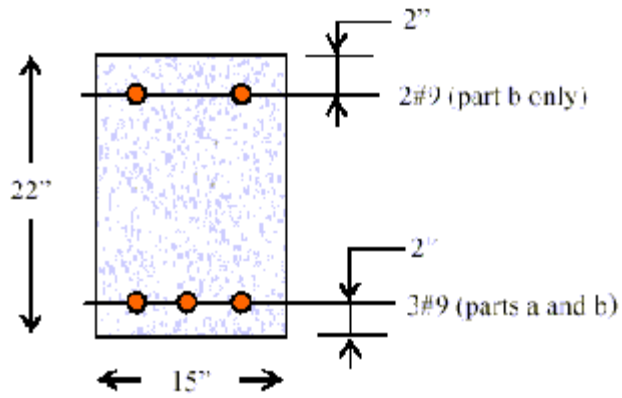
$$\Rightarrow \phi_u = 7\phi_y \Rightarrow \mu_\phi = 7$$

دیاگرام Moment-Curvature حاصل :



مثال: بررسی تأثیر آرماتور فشاری در افزایش شکل پذیری:

f'_c	4 ksi
f_y	60 ksi
f_r	0.474 ksi
I_g	13,210 in ⁴
E_c	3604 ksi
ρ	0.0099
ρ'	0.0066



شکل ۳۵

Part 1: No compression rebar

(۱) بخش اول بدون در نظر گرفتن تأثیر آرماتور فشاری:

Cracking

$$M_{cr} = \frac{13,310}{11}(0.474) = 573 \text{ kip-in}$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{EI} = \frac{573}{3604(13,310)} = 1.19E-5 / \text{in}$$

Yielding

$$n = 8.04$$

$$k = \sqrt{2(0.0099)(8.04) + (0.0099 \times 8.04)^2} - 0.0099 \times 8.04 = 0.327$$

$$M_y = A_s f_y \left(d - \frac{kd}{3} \right) = 3.00 \times 60 \left(20 - \frac{0.327 \times 20}{3} \right) = 3207 \text{ kip-in}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{(d - kd)} = \frac{0.0021}{13.46} = 1.56E - 4 / \text{in}$$

Ultimate

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1} = \frac{3.0 \times 60}{0.85 \times 4 \times 15 \times 0.85} = 4.15''$$

$$M_u = A_s f_y \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = 3.0 \times 60 \left(20 - \frac{0.85 \times 4.15}{2} \right) = 3282 \text{ kip-in} = 1.02 M_y$$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{c \max}}{c} = \frac{0.003}{4.15} = 7.2E - 4 / \text{in} = 4.6 \phi_y$$

$$\mu_\phi = 4.6$$

Part 2: Including compression rebar

(۲) بخش دوم با در نظر گرفتن تأثیر آرماتور فشاری :

Cracking (as before)

$$M_{cr} = \frac{13,310}{11} (0.474) = 573 \text{ kip-in}$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{EI} = \frac{573}{3604(13,310)} = 1.19E - 5 / \text{in}$$

Yielding

$$nA'_s \quad \left[\quad \quad \quad \right] \quad \left| \quad x = kd \right.$$

$$nA_s \quad \boxed{\hspace{2cm}}$$

با در نظر گرفتن انتگرال اول سطح داریم:

$$x = (bx^2/2 + n(A_s d + A'_s d')) / (bx + n(A_s + A'_s))$$

$$bx^2/2 + n(A_s + A'_s)x - n(A_s d + A'_s d') = 0$$

$$x^2 + 2n(\rho + \rho') dx - 2n(\rho d^2 + \rho' d d') = 0$$

$$x^2 + 2n(\rho + \rho') dx - 2nd^2(\rho + \rho' d'/d) = 0$$

با حل معادله درجه ۲ داریم:

$$x = d \left(-(\rho + \rho') + \sqrt{(\rho + \rho')^2 + 2n(\rho + \rho' d'/d)} \right)$$

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n^2 + 2(\rho + \rho' \frac{d'}{d})n} - (\rho + \rho')n$$

$$K=0.301$$

$$M_y = A_s f_y \left(d - \frac{kd}{3}\right) + A'_s f'_s \left(d' - \frac{kd}{3}\right)$$

$$f'_s = \frac{(kd - d')}{(d - kd)} f_y = 17.3 \text{ ksi}$$

$$M_y = 3.0 \times 60 \left(20 - \frac{0.301 \times 20}{3}\right) + 2.0 \times 17.3 \left(2.0 - \frac{0.301 \times 20}{3}\right) = 3238 \text{ kip-in}$$

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{(d - kd)} = \frac{0.0021}{13.98} = 1.50E - 4 / \text{in}$$

Ultimate

با فرض تسلیم فولاد فشاری داریم:

$$c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b \beta_1} = \frac{3.0 \times 60 - 2.0 \times 60}{0.85 \times 4 \times 15 \times 0.85} = 1.38''$$

Checking the assumption regarding the strain in the compression steel

چک کردن فرض تسلیم فولاد فشاری با بدست آوردن کرنش مربوطه

$$\epsilon'_s = \epsilon_{c \max} \left(\frac{c - d'}{c}\right) = 0.0015 = 0.71 \epsilon_y$$

پس فولاد فشاری تسلیم نمی شود .

$$A_s f_y = 0.85 f'_c a b + A'_s f'_s \quad f'_s = E_s \epsilon'_s$$

$$\epsilon'_s = 0.003 (a - \beta_1 d') / a \quad \text{به کمک تشابه مثلثی دیاگرام کرنش خطی}$$

با جایگذاری در معادله فوق یک رابطه درجه ۲ از a بدست می آید:

$$0.85 f'_c b a^2 + (0.003 E_s A'_s - A_s f_y) a - 0.003 E_s A'_s \beta_1 d' = 0$$

$$0.85 * 4 * 15 a^2 + (0.003 * 29000 * 2 - 3 * 60) a - 0.003 * 29000 * 2 * 0.85 * 2 = 0$$

$$a = 2.48 \text{ inch} \Rightarrow c = a / 0.85 = 2.9 \text{ inch} \Rightarrow \epsilon'_s \Rightarrow f'_s = 27 \text{ ksi}$$

$$M_u = (0.85 f'_c \beta_1 c b) \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d')$$

$$M_u = (0.85 \times 4 \times 0.85 \times 2.90 \times 15) \left(20 - \frac{0.85 \times 2.90}{2} \right) + 2.0 \times 27 (20 - 2) = 3331 \text{ kip-in}$$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cmax}}{c} = \frac{0.003}{2.90} = 0.0010$$

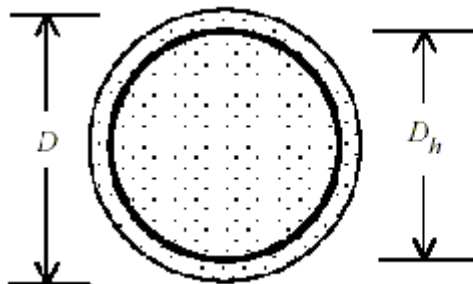
$$\mu_\phi = 6.7$$

مقایسه نتایج :

جدول ۳	Compression Rebar		
	No	Yes	
M_y	3207	3238	← negligible increase
ϕ_y	0.000156	0.000150	← no increase
M_u	3282	3331	← negligible increase
ϕ_u	0.00072	0.0010	← 40% increase
μ_ϕ	4.6	6.7	← 40% increase

نحوه محاسبه نسبت فولاد عرضی :

Calculation of Transverse Reinforcement Ratios



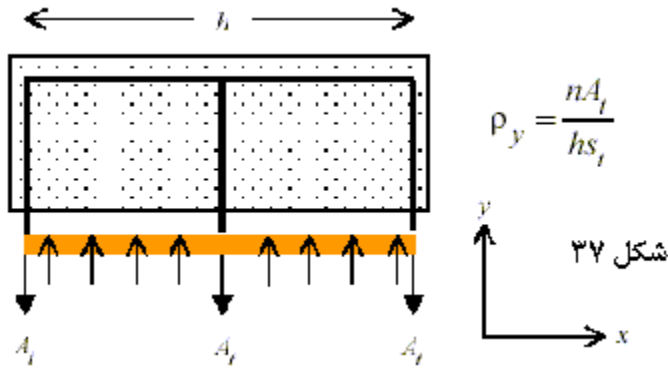
$$\rho_s = \frac{4(\pi D_h A_{sp})}{s_h \pi D_h^2} = \frac{4 A_{sp}}{s_h D_h}$$

شکل ۳۶

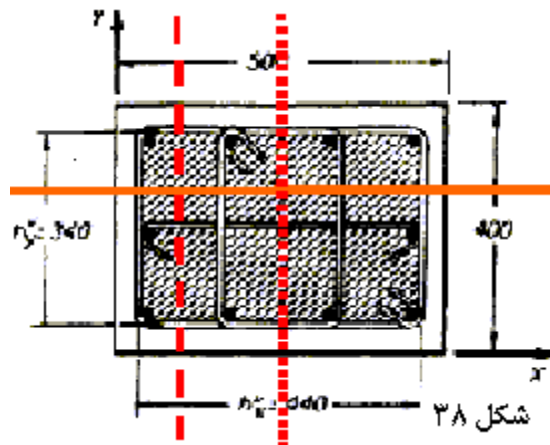
در مورد مارپیچها (Spirals) داریم:

A_{sp} : سطح مارپیچ S_h : فاصله حلقه ها یا (hoops) از هم S_t : فاصله خاموتها از هم

در مورد تنگها نیز داریم:



مثال:



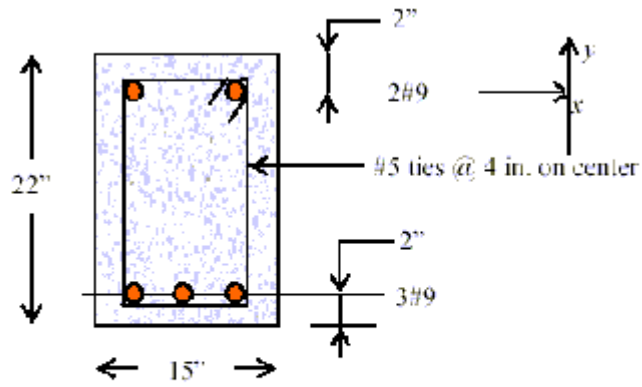
$$\rho_x = \frac{3A_t}{s_t h_y} = \frac{3(0.31)}{4\left(\frac{340}{25.4}\right)} = 0.0174$$

$$\rho_y = \frac{4A_t}{s_t h_x} = \frac{4(0.31)}{4\left(\frac{440}{25.4}\right)} = 0.0179$$

مثال: بررسی تأثیر محصورکنندگی خاموت (Confinement):

خاموت #5=φ16 @ 4 inch

f'_c	4 ksi
f_y	60 ksi
f_r	0.174 ksi
I_g	13,210 in ⁴
E_c	3604 ksi
ρ	0.0099
ρ'	0.0066



شکل ۳۹

$$h'_x \approx 13.2 \text{ in}$$

$$h'_y \approx 20.2 \text{ in}$$

$$\rho_y = \frac{2 \times 0.3}{4 \times 13.2} = 0.0114$$

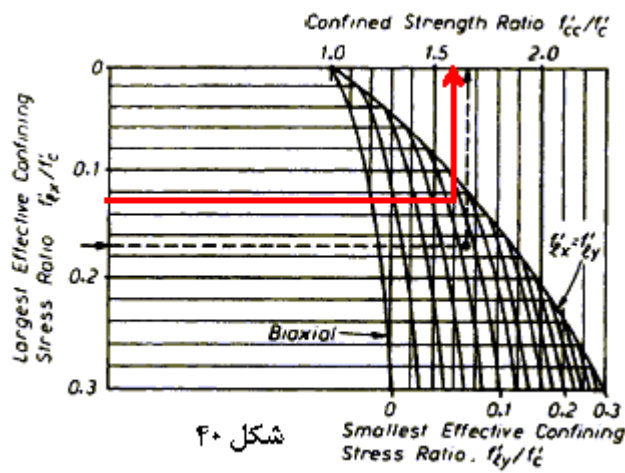
$$\rho_x = \frac{2 \times 0.3}{4 \times 20.2} = 0.0074$$

Assuming an effectiveness coefficient of 0.75

$$\frac{f'_{lx}}{f'_c} = 0.75 \times 0.0074 \times \frac{60}{4} = 0.083$$

$$\frac{f'_{ly}}{f'_c} = 0.75 \times 0.0114 \times \frac{60}{4} = 0.128$$

Note: these dimensions will violate the minimum cover requirements of ACI 318



شکل ۴*

$$f'_{cc} = Kf'_c = 1.6 \times 4 = 6.4 \text{ ksi}$$

$$\varepsilon_{c \max} = 0.004 + \frac{1.4(\rho_x + \rho_y)f_{yh}\varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} = 0.004 + \frac{1.4(0.0188)60 \times 0.1}{6.4} = 0.028$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002[1 + 5(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1)] = 0.002[1 + 5(\frac{6.4}{4} - 1)] = 0.008$$

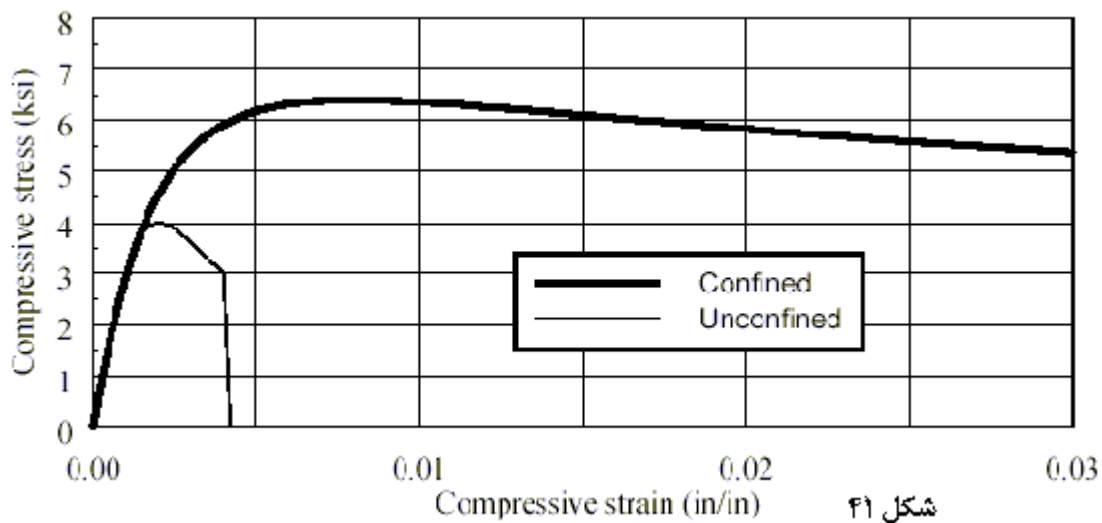
$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} = \frac{6.4}{0.008} = 800 \text{ ksi}$$

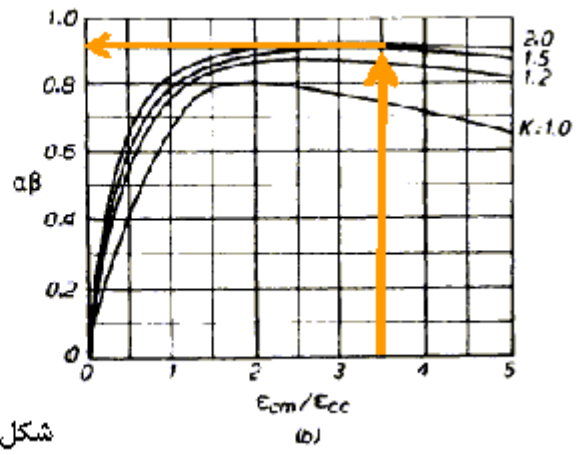
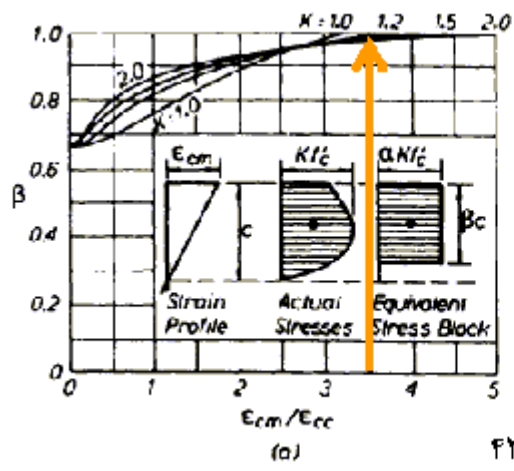
$$E_c = 57,000\sqrt{f'_c} = 57,000\sqrt{4000} \text{ psi} = 3604 \text{ ksi}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}} = 1.28$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{0.008} = 125\varepsilon_c$$

$$f_c = \frac{f'_{cc}xr}{r - 1 + x^r} = \frac{6.4(125\varepsilon_c)1.28}{1.28 - 1 + x^{1.28}} = \frac{1024\varepsilon_c}{0.28 + (125\varepsilon_c)^{1.28}}$$





شکل ۴۲

$\beta = 1, \alpha\beta = 0.9, \alpha = 0.9$ از روی دیاگرام قبلی داریم:

- $K = 1.6, \varepsilon_{c\max} = 0.028, \text{ and } \varepsilon_{cc} = 0.008$
- $\frac{\varepsilon_{c\max}}{\varepsilon_{cc}} = \frac{0.028}{0.008} = 3.5$

Cracking (as before)

$$M_{cr} = \frac{13,310}{11}(0.474) = 573 \text{ kip-in}$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{EI} = \frac{573}{3604(13,310)} = 1.19E-5 / in$$

Yielding (as before)

$$n = 8.04$$

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n^2 + 2(\rho + \rho' \frac{d'}{d})n} - (\rho + \rho')n = 0.301$$

$$f'_s = \frac{(kd - d')}{(d - kd)} f_y = 17.3 \text{ ksi}$$

$$M_y = 3.0 \times 60 \left(20 - \frac{0.301 \times 20}{3}\right) + 2.0 \times 17.3 \left(2.0 - \frac{0.301 \times 20}{3}\right) = 3238 \text{ kip-in}$$

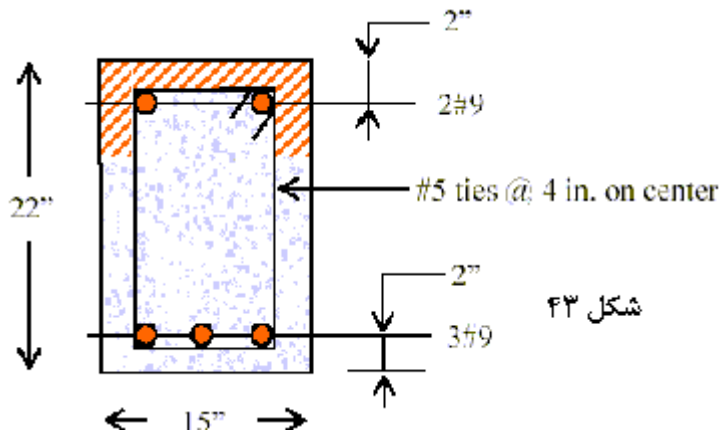
$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{(d - kd)} = \frac{0.0021}{13.98} = 1.50E-4 / in$$

Ultimate • $b = 13.2''$ • $d = 19.1''$

$$c = \frac{A_s f_y}{\alpha f'_{cc} b \beta_1} = \frac{3.0 \times 60}{0.9 \times 6.4 \times 13.2 \times 1} = 2.36''$$

$$M_u = (\alpha f'_{cc} \beta_1 c b) \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = 3215 \text{ kip-in}$$

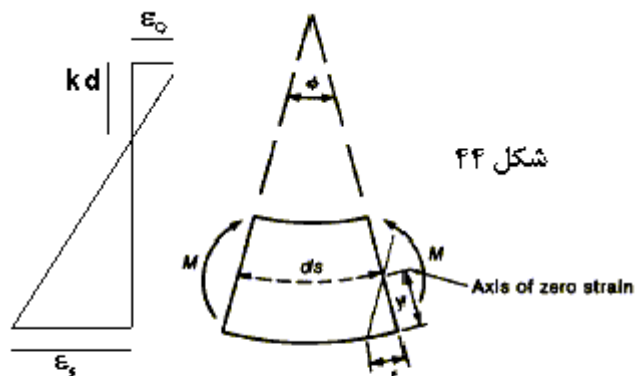
$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} = \frac{0.028}{2.36} = 0.0119 \quad \mu_\phi = 79$$



مقایسه نتایج :

جدول ۴	Confinement		
	No	Yes	
M_y	3207	3207	← no change
ϕ_y	0.000156	0.000150	← no change
M_u	3282	3215	← negligible change
ϕ_u	0.00072	0.0119	← increase by a <u>factor</u> of 17
μ_ϕ	4.6	79	← increase by a <u>factor</u> of 17

پس می بینیم تأثیر محصور شدگی در افزایش شکل پذیری خیلی زیاد است .



$$dx / R = \epsilon_c dx / kd = \epsilon_s dx / (1-k) d$$

$$\phi = \epsilon_c / kd = \epsilon_s / (1-k) d = (\epsilon_c + \epsilon_s) / d$$

$$\phi = M / EI \quad \text{با فرض رفتار خطی برای کرنش}$$

پس با افزایش ممان و به دنبال آن ترک خوردگی در مقطع بتن آرمه سختی خمشی مقطع کاهش یافته و مطابق رابطه فوق انحنا افزایش می یابد .

رفتار مقطع بتن آرمه عمدتاً بعد از ترک خوردگی بستگی به مقدار فولاد موجود در مقطع دارد . بیشترین انحنا زمانی رخ می دهد که ممان خمشی تقریباً ثابت می ماند . افزایش ممان در

این هنگام به کندی صورت می گیرد به دلیل بازوی اهرم داخلی

(due to internal lever arm)

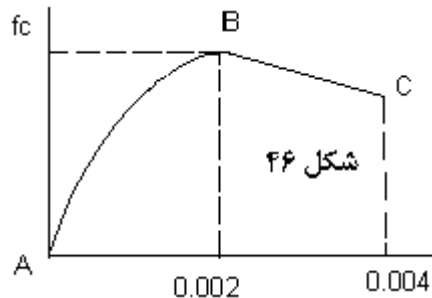
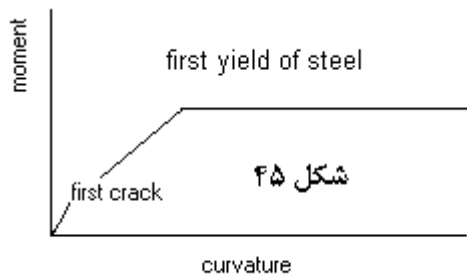
رابطه $M - \phi$ به دلیل رابطه غیرالاستیک تنش- کرنش به صورت غیر خطی است و گسیختگی در بتن به صورت کاملاً ترد می باشد مگر این کهبتن با خاموتهای نزدیک به هم محصور شده باشد . اگر بتن محصور نشده باشد در انحنایی نسبتاً کوچک قبل از تسلیم آرماتور می شکند و کاهش ناگهانی در دیاگرام ممان- انحنای رخ می دهد و برای اطمینان از رفتار شکل پذیر مقطع باید مقدار فولاد از مقدار متوازن یا بالانس کمتر باشد .

مراحل دیاگرام ممان - انحنای عبارت است

۱- ترک خوردگی (cracking)

۲- مرحله تسلیم فولاد (Yield of the tensile steel)

۳- مرحله محدودیت کرنش نهایی بتن limit of useful strain in the concrete



$$AB : f_c = f'_c (2\varepsilon_c / \varepsilon_o - (\varepsilon_c / \varepsilon_o)^2) \quad BC : f_c = f'_c (1 - 100 (\varepsilon_c - \varepsilon_o))$$

$$k = \sqrt{(\rho + \rho')^2 n^2 + 2(\rho + \rho' \frac{d'}{d})n - (\rho + \rho')n}$$

$$M_y = A_s f_s (jd) = A_s f_y (d - \frac{kd}{3})$$

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{(d - kd)} \quad c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$\text{OR} \quad a = (A_s - A'_s) f_y / 0.85 f'_c b$$

$$M_u = (0.85 f'_c \beta_1 cb) (d - \frac{\beta_1 c}{2}) + A'_s f'_s (d - d')$$

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

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad \varepsilon'_s = \varepsilon_c \left(\frac{c - d'}{c} \right)$$

$$\varepsilon_c (1 - \beta_1 d' (0.85 f'_c b / (A_s - A'_s) f_y)) \geq f_y / E_s = \varepsilon_y$$

$$0.85f'_c b a^2 + (0.003E_s A'_s - A_s f_y) a - 0.003E_s A'_s \beta_1 d' = 0$$

شکلی دیگر از معادله درجه ۲ بر حسب a (یا فرمی دیگر از رابطه قبلی)

$$(a/d)^2 + (a/d) (\rho' E_s \epsilon_c - \rho f_y) / 1.7 f'_c - \rho' E_s \epsilon_c \beta_1 d' / 1.7 f'_c d = 0$$

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = \epsilon_c / f_y / E_s * d(1-k) / a / \beta_1$$

با فرض تسلیم آرماتور فشاری :

$$\mu_\phi = 0.85\beta_1 E_s \epsilon_c f'_c (1 - n(\rho + \rho') + \sqrt{(n^2(\rho + \rho')^2 + 2n(\rho + \rho'd'/d)}) / f_y^2 (\rho - \rho')$$

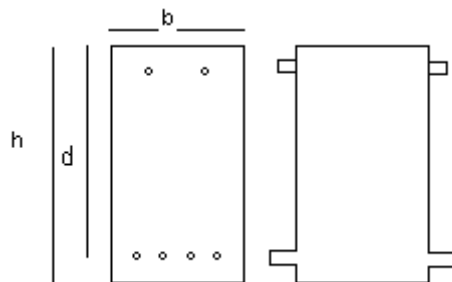
با فرض عدم تسلیم آرماتور فشاری :

$$\mu_\phi = \beta_1 E_s \epsilon_c (1 - n(\rho + \rho') + \sqrt{(n^2(\rho + \rho')^2 + 2n(\rho + \rho'd'/d)}) / f_y \text{ (term)}$$

term همان حل معادله درجه ۲ و بدست آوردن a*d است .

$= (((\rho' E_s \epsilon_c - \rho f_y) / 1.7 f'_c)^2 + \rho' E_s \epsilon_c \beta_1 d' / 0.85 f'_c d)^{1/2} - (\rho' E_s \epsilon_c - \rho f_y) / 1.7 f'_c$
 برای مقادیر کم $\rho - \rho'$ امکان دارد تار خنثی بالاتر از مرکز ناحیه فشاری بتن قرار گیرد در این صورت هم آرماتور فشاری (فوقانی) و هم آرماتور کششی (تحتانی) تحت کشش قرار می گیرند و در این حالت به احتمال زیاد آرماتور فوقانی تسلیم نشده و الاستیک باقی می ماند .

مثال: $\epsilon_{cu} = 0.004$



$$h = 25 \text{ " } d = 23 \text{ " } d' = 2 \text{ " } \# 28 = 25.4 \text{ mm } f'_c = 3 \text{ ksi } f_r = 410 \text{ psi } f_y = 40 \text{ ksi}$$

$$E_c = 3200 \text{ ksi} = 22.070 \text{ Gpa } E_s = 29000 \text{ ksi} = 200 \text{ Gpa } n = E_s / E_c = 29/3.2 = 9.06$$

$$\rho = A_s / bd = 3.16 / (10 \cdot 23) = 0.01374 \quad \rho' = A'_s / bd = 1.58 / (10 \cdot 23) = 0.00687$$

مرحله قبل از ترک خوردگی :

$$A = bh + (n-1)(A_s + A'_s) = 10 \cdot 25 + 8.06(3.16 + 1.58) = 250 + 25.5 + 12.7 = 288.2 \text{ in}^2$$

$$Y = ((250 \cdot 12.5) + (25.5 \cdot 23) + (12.7 \cdot 2)) / 288.2 = 12.97 \text{ in}^2$$

$$I_g = 10 \cdot 25^3 / 12 = 13020 \text{ in}^4$$

$$I_{cr} = 13020 + (250 \cdot 0.47^2) + (25.5 \cdot 10.03^2) + (12.7 \cdot 10.97) = 17170 \text{ in}^4$$

$$I_e = I_g (M_{cr} / M_a)^3 + I_{cr} (1 - (M_{cr} / M_a)^3) = 17130 \text{ in}^4$$

باید توجه شود در محاسبات باید I_e را به کار برد ولی دریا تقریب می توان I_{cr} را نیز به کار برد

$$M_{cr} = f_r I / y_{bottom} = 410 \cdot 17170 / 12.03 = 585200 \text{ lb.in } (66.1 \text{ Kn.m})$$

$$\phi_{cr} = f_r / E_c / y_{bottom} = 410 / (3.2 \cdot 10^6 \cdot 12.03) = 1.07 \cdot 10^{-5} \text{ rad/in } (0.49 \cdot 10^{-3} \text{ rad/m})$$

مرحله بعد از ترک خوردگی و تسلیم آرماتور :

$$k = ((0.01374 + 0.00687)^2 \cdot 9.06^2 + 2(0.01374 + 0.00687 \cdot 2/23) \cdot 9.06)^{1/2} -$$

$$(0.01374 + 0.00687) \cdot 9.06 = 0.356 \quad kd = 0.356 \cdot 23 = 8.19 \text{ in}$$

$$\epsilon_s = 40 / 29000 = 0.00138 \quad \epsilon_c = 0.00138 \cdot 8.19 / (23 - 8.19) = 0.000763$$

$$f_c = 0.000763 * 3200 = 2.44 \text{ ksi} = 0.81 f'_c$$

$$\epsilon'_s = 0.00763 * (8.19 - 2) / 8.19 = 0.000577$$

$$f'_s = 0.000577 * 29000 = 16.37 \text{ ksi}$$

$$C_c = f_c b k d / 2 = 2440 * 10 * 8.19 / 2 = 99920 \text{ lb}$$

$$C_s = A'_s f'_s = 1.58 * 16370 = 26430 \text{ lb}$$

$$Y = (2 * 26430) + (99920 * 8.19 / 3) / (26430 + 99920) = 2.58 \text{ in}$$

$$j d = d - Y = 23 - 2.58 = 20.42 \text{ in} \quad M_y = 3.16 * 40000 = 2.58 * 10^6 \text{ lb.in (291 kN.m)}$$

$$\phi_y = 0.00138 / (23 - 8.19) = 9.32 * 10^{-5} \text{ rad/in (3.67 * 10^{-3} rad/m)}$$

بعد از ترک خوردگی و در حالت نهایی تحمل بار :

$$a = 40000(3.16 - 1.58) / (0.85 * 3000 * 10) = 2.48 \text{ in} \quad C = 2.48 / 0.85 = 2.92 \text{ in}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 \Rightarrow \epsilon'_s = 0.004 (2.92 - 2) / 2.92 = 0.00126 < \epsilon_y = 0.00138$$

پس آرماتور فشاری تسلیم نمی شود.

$$0.85 f'_c b a^2 + (0.003 E_s A'_s - A_s f_y) a - 0.003 E_s A'_s \beta_1 d' = 0$$

$$\Rightarrow a = 2.55 \text{ in} \Rightarrow c = 2.55 / 0.85 = 3 \text{ in} \quad \epsilon'_s = 0.004 (3 - 2) / 3 = 0.00133$$

$$f'_s = 0.00133 * 29000 = 38.600 \text{ ksi}$$

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

$$M_u = 0.85 * 3000 * 2.55 * 10(23 - 2.55/2) + 1.58 * 38600(23 - 2) = 2.69 * 10^6 \text{ lb.in (304)}$$

$$\text{kN.m) } \phi_u = 0.004 / 3 = 133.3 * 10^{-5} \text{ rad/ in} = 52.5 * 10^{-3} \text{ rad/m}$$

$$\mu = 133.3 / 9.32 = 14.3$$

توصیه آیین نامه برای داشتن رفتار شکل پذیر تیرها :

(۱) عضو خمشی در همه لحظات - در صورتی که آرماتور فشاری تسلیم شود .

$$\rho - 0.75 \rho' \leq 0.75 * 0.85 f'_c \beta_1 * 0.003 E_s / (f_y (0.003 E_s + f_y))$$

(۲) در عضو خمشی زمانی که ممان خمشی از تئوری ارتجاعی بدست آمده وامکان باز توزیع

لنگر

وجود دارد.

$$\rho - \rho' \leq 0.5 * 0.85 f'_c \beta_1 * 0.003 E_s / (f_y (0.003 E_s + f_y))$$

(۳) در عضو خمشی قابهای شکل پذیر در مناطق زلزله خیز با فرض تسلیم آرماتور فشاری

$$\rho - 0.5 \rho' \leq 0.5 * 0.85 f'_c \beta_1 * 0.003 E_s / (f_y (0.003 E_s + f_y))$$

$$\rho_b = 0.85 f'_c \beta_1 * 0.003 E_s / (f_y (0.003 E_s + f_y))$$

طبق ضوابط فوق اگر فولاد فشاری در تیر نباشد و $\epsilon_{cu} = 0.003$ در این صورت $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$

$\phi_y > 3$ و $\epsilon_{cu} = 0.004$ در این صورت $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y > 4$ می باشد و اگر $\rho' / \rho = 0.5$ باشد در این

صورت برای $\epsilon_{cu} = 0.003$ و $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y > 4$ و برای $\epsilon_{cu} = 0.004$ و $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y > 6$ می باشد .

در مواردی که تسلیم به صورت تدریجی مانند شکل زیر اتفاق می افتد می توان از نقطه ای

متناظر ۷۵٪ مقاومت حداکثر روی منحنی کرنش انتخاب کرد و سپس کرنش آن را در ۴/۳

ضرب کرده تا ϵ_y بدست آید .

شکل پذیری های متداول :

$$\mu_\varepsilon = \varepsilon_u / \varepsilon_y$$

(۱) شکل پذیری کرنشی Strain Ductility

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$$

(۲) شکل پذیری انحنا Curvature Ductility

$$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$$

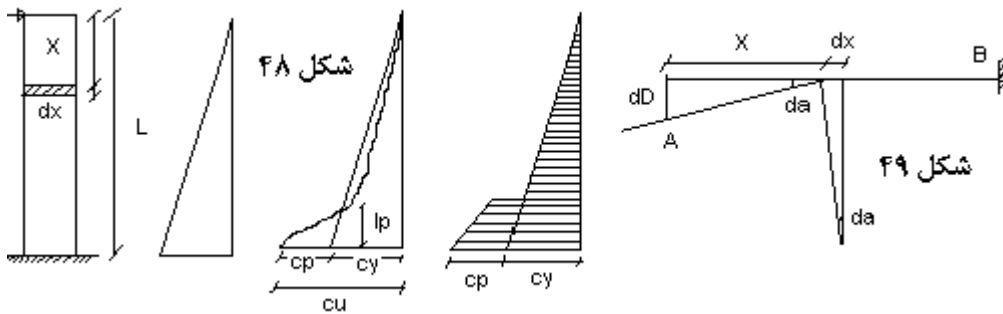
(۳) شکل پذیری تغییر مکان Displacement Ductility

$$\text{معمولاً} \quad \phi_u = \varepsilon_{cu} / X_u \quad \phi'_y = \varepsilon_y / (d - x_y) \quad X_u < X_y$$

زمانی که نقطه تسلیم دقیقاً مشخص نیست داریم

$$\phi_y = (M_u / M_y) \phi'_y \quad \varepsilon_{cu} = 0.003 \text{ to } 0.005 \quad \phi'_y = 0.0015 / x_y$$

\$\phi'_y\$ تسلیم اولین ردیف میلگرد



$$\theta_{AB} = \text{Integral A to B} (\phi \, dx)$$

$$\Delta_{AB} = \text{Integral A to B} (x\phi \, dx)$$

$$\theta = \text{Integral A to B} (M \, dx / EI)$$

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\theta_{AB} = \theta_e + \theta_p = \phi_y L / 2 + (\phi_u - \phi_y) L_p$$

$$\Delta_{AB} = (\phi_y L / 2 * 2L / 3) + (\phi_u - \phi_y) L_p (L - L_p / 2)$$

$$\Delta_p = \phi_p L_p (L - L_p / 2) \quad \Delta_y = \phi_y L^2 / 3$$

$$\phi_p / \phi_y = (\phi_u - \phi_y) / \phi_y = \mu_\phi - 1 \Rightarrow \Delta_p / \Delta_y = (\mu_\phi - 1) L_p (L - L_p / 2) / (L^2 / 3)$$

$$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y = (\Delta_y + \Delta_p) / \Delta_y = 1 + 3(\mu_\phi - 1) (L_p / L) (1 - 0.5 L_p / L)$$

$$\mu_\Delta = 1 + 3(\mu_\phi - 1) (L_p / L) (1 - 0.5 L_p / L)$$

$$\mu_\phi = (\mu_\Delta - 1) / (3(L_p / L)(1 - 0.5 L_p / L)) + 1$$

متداول ترین رابطه L_p :

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y \text{ (MPa or kg/cm}^2\text{)}$$

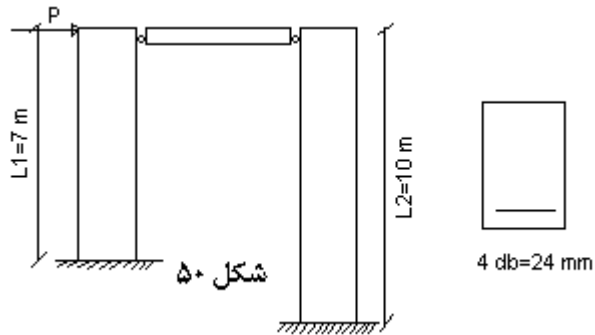
$\Delta_y = \Delta_b + \Delta_j + \Delta_c + \Delta_f$ چرخش (انعطاف پذیری) گره: Δ_j چرخش تیر: Δ_b

چرخش پی (فونداسیون): Δ_f (برش) Δ_{cv} (خمش) Δ_{cm} چرخش ستون: Δ_c

$$\mu_{c\Delta} = (\mu_{\Delta} - 1) \left(\frac{L}{L'} \right) \left(1 + \frac{\Delta_b + \Delta_j + \Delta_{cv} + \Delta_f}{\Delta_{cm}} \right) + 1$$

(نرمی لازم برای ستون)

$$L' = L - L_p < L - L_p / 2$$



مثال:

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 35 \text{ cm} \quad d = 45 \text{ cm}$$

$$A_s = 4\pi/4 * 2.4^2 = 18.1 \text{ cm}^2 \quad E_c = 2.39 * 10^5 \quad E_s = 2.01 * 10^6 \quad n = 8.4$$

$$\Delta = P_1 L_1^3 / 3EI = P_2 L_2^3 / 3EI \Rightarrow P_1 / P_2 = (L_2 / L_1)^3$$

$$\Rightarrow P_1 / P_2 = (10 / 7)^3 = 2.92 \Rightarrow P = P_1 + P_2 = P_1 (1 + 1/2.92) = 1.343 P_1$$

$$X_y = (35X_y^2 / 2 + nA_s d) / (35X_y + nA_s) \Rightarrow X_y = 15.9 \text{ cm}$$

$$\phi_y = 0.002 / (45 - 15.9) = 0.0069 \text{ rad/m} \quad A_s f_y = 0.85 f'_c b a \Rightarrow a = 9.73 \text{ cm}$$

$$X_u = 9.73 / 0.85 = 11.45 \text{ cm} \quad \phi_u = 0.003 / 11.45 = 0.0262 \text{ rad/m}$$

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = 0.0262 / 0.0069 = 3.8 \quad M_u = 0.9 A_s f_y (d - a/2) \Rightarrow M_u = 26.15 \text{ ton.m}$$

$$\Delta_y = \phi_y L^2 / 3 + L(0.0025 + 0.007 \epsilon_y d_b f_y / \sqrt{f'_c})$$

$$(\Delta_y)_1 = 18.9 \text{ cm} \quad (\Delta_y)_2 = 33.9 \text{ cm} \quad \text{جابجایی ناشی از لغزش و بیرون کشیدگی آرماتور}$$

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y \Rightarrow L_{p1} = 77.1 \text{ cm} \quad L_{p2} = 101.1 \text{ cm}$$

$$\Delta_p = \phi_p L_p (L - L_p/2) = (\phi_u - \phi_y) L_p (L - L_p/2)$$

$$(\Delta_p)_1 = (0.0262 - 0.0069) 77.1 (7 - 77.1/200) = 9.8 \text{ cm} \Rightarrow (\Delta_p)_2 = 18.5 \text{ cm}$$

$$P_{1y} \approx P_{1u} = M_u / L_1 = 26.15 / 7 = 3.74 \text{ ton} \Rightarrow P = 1.343 * 3.74 = 5.02 \text{ ton}$$

$$P_{2y} \approx P_{2u} = M_u / L_2 = 26.15 / 10 = 2.62 \text{ ton} \Rightarrow P' = 3.74 + 2.62 = 6.36 \text{ ton}$$

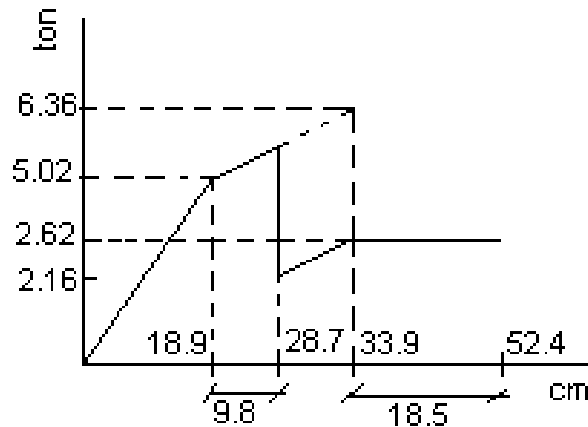
$$(\Delta_y)_1 = 18.9 \text{ cm} \Rightarrow P = 5.02 \Rightarrow (\Delta_u)_1 = 18.9 + 9.8 = 28.7 \text{ cm}$$

$$(\Delta_u)_1 = 28.7 \text{ cm} \quad P = 5.02 + (6.36 - 5.02) * 9.8 / (33.9 - 18.9) = 5.9 \text{ ton}$$

با درونیایی خطی داریم

$$P = 5.9 - 3.74 = 2.16 \text{ ton} \quad 6.36 * 18.9 / 5.02 = 23.95 \text{ cm} \quad \mu_\Delta = 28.7 / 23.95 = 1.2$$

$$P = 2.16 + (6.36 - 5.02) * (33.9 - 28.7) / (33.9 - 18.9) = 2.62 \text{ ton} \quad \text{کنترل:}$$



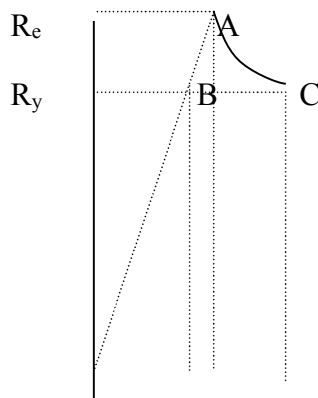
رابطه مقاومت و ضریب نرمی (نسبت شکل پذیری):

یکی از کار بردهای محاسبه μ استفاده از آن برای محاسبه مقاومت می باشد.

$$R = f(\mu, T, \xi, H_s, E)$$

μ : ضریب نرمی T : پریرود سازه ξ : نسبت میرایی H_s : شاخص نوع رفتار پسماند E : زلزله

طبق اصل بقای انرژی داریم.



$$K = R_y / d_y = R_e / d_e \Rightarrow d_e / d_y = R_e / R_y$$

$$S_{\Delta OAF} = R_e d_e / 2 = R_e^2 / 2K = R_e^2 d_y / 2R_y$$

$$S_{OBCG} = R_y d_y / 2 + R_y (d_p - d_y)$$

$$O \frac{D F G}{d_y d_e d_p}$$

به کمک اصل بقای انرژی داریم:

$$R_e^2 d_y / 2R_y = R_y d_y / 2 + R_y(d_p - d_y) \Rightarrow R_e^2 = R_y^2 (1 + 2(d_p / d_y - 1)) \Rightarrow$$

$$R_y = R_e / \sqrt{2 d_p / d_y - 1} \Rightarrow R_y = R_e / \sqrt{2 \mu - 1}$$

$$\mu = \langle (R_e / R_y)^2 + 1 \rangle / 2$$

$$d_p \approx d_e \Rightarrow \mu = d_p / d_y = d_e / d_y = R_e / R_y \Rightarrow \mu = R_e / R_y$$

رابطه ویدیج - فایفر - فیشینگر:

$$R = C_1 (\mu - 1)^{C_R} T / T_0 + 1 \quad T \leq T_0 \quad T_0 = C_2 \mu^{C_T} T_{1g}$$

$$R = C_1 (\mu - 1)^{C_R} + 1 \quad T \geq T_0 \quad T: \text{پریود سازه}$$

رابطه کروانیکلر:

$$R = (C(\mu - 1) + 1)^{1/C} \quad C = T^a / (T^a + 1) + b / T$$

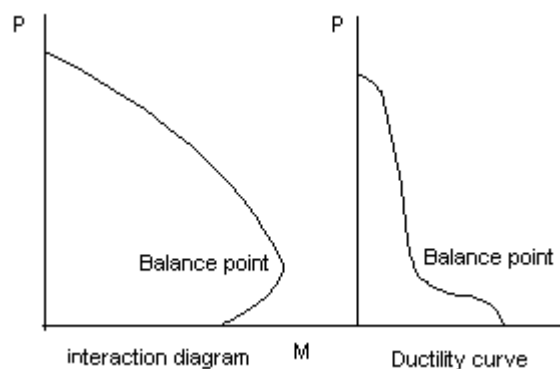
رابطه ریدل:

$$R = 1 + (R_{\max} - 1) T / T_0 \quad T \leq T_0$$

$$R = R_{\max} \quad T \geq T_0$$

ضریب نرمی یا نسبت شکل پذیری در ستونها به شدت تحت تأثیر بار محوری قرار می گیرد به گونه ای که اگر بار ستون ۱۵٪ ظرفیت ستون P_0 باشد ضریب نرمی به حدود $\mu\phi = 4$ کاهش می یابد. منحنی اندرکنش بارمحوری ستون حاکی از این است که بالاتر از نقطه بالانس یا

توازن که بار محوری افزایش و لنگر کاهش می یابد نسبت شکل پذیری به خاطر تغییر شکل غیر الاستیک بتن ناچیز بوده و در نزدیکی نقطه بالانس نسبت شکل پذیری افزایش یافته و هرچه لنگر افزایش و بار محوری کاهش می یابد (رفتار ستون به رفتار تیر شبیه تر می گردد) شکل پذیری نیز بیشتر می گردد. بنابراین طبق آیین نامه ACI استفاده از تنگک یا خاموتهای بسته نزدیک به هم در بار محوری بیشتر از $0.4P_b$ ضروری می باشد.



Axial load capacity

$$p_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

رفتار ماریچها در افزایش شکل پذیری و محصور کردن بتن بهتر از تنگها یا خاموتهای بسته است زیرا بتن را تحت یک فشار حلقوی تقریباً "یکنواخت محصور می کند در صورتی که در مورد تنگها یک تمرکز تنش در گوشه تنگها ایجاد می شود.

به طور کلی تنگها نه تنها شکل پذیری را افزایش می دهند بلکه با محصور کردن بتن مانع از گسیختگی شده و مقاومت بتن را نیز افزایش می دهند. البته این افزایش مقاومت در مورد اعضای که زیاد آرماتورگذاری شده اند نسبت به اعضای که کمتر آرماتورگذاری شده اند مشهودتر است.

تأثیر محصور شدگی روی بتن (confinement) را با پارمتری به نام Z_c مشخص می کنند

$$Z_c = 0.5 / ((3 + 0.002 f'_c) / (f'_c - 1000) + (3\rho_s/4)(\beta/S)^{1/2} - \epsilon_o) \text{ (psi).}$$

$$1 \text{ psi} = 0.00689 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow 1 \text{ N/mm}^2 = 145 \text{ psi} \quad \epsilon_o = 0.002$$

$$z_c = \frac{0.5}{\left(\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000}\right) + \frac{3}{4}\rho_s\sqrt{\frac{B}{s}} - \epsilon_0} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ρ_s : نسبت حجمی آرماتور عرضی β : عرض ناحیه محصور (هسته بتن) S : فاصله تنگها

Z_c									
ϵ_{cm}	10	30	50	70	100	140	200	300	400
Values of α									
0.002	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667
0.003	0.776	0.773	0.769	0.766	0.761	0.754	0.744	0.728	0.711
0.004	0.828	0.818	0.808	0.798	0.783	0.763	0.733	0.683	0.633
0.005	0.858	0.84	0.822	0.804	0.777	0.741	0.687	0.6	0.547
0.006	0.876	0.849	0.822	0.796	0.756	0.702	0.622	0.533	0.489
0.007	0.887	0.851	0.815	0.78	0.726	0.655	0.562	0.486	0.448
0.008	0.894	0.849	0.804	0.759	0.692	0.602	0.517	0.45	0.417
0.009	0.899	0.844	0.79	0.735	0.654	0.558	0.481	0.422	0.393
0.01	0.901	0.837	0.773	0.709	0.613	0.522	0.453	0.4	0.373
0.011	0.903	0.829	0.775	0.682	0.576	0.493	0.43	0.382	0.358
0.012	0.903	0.819	0.736	0.653	0.544	0.468	0.411	0.367	0.344
0.013	0.902	0.809	0.716	0.623	0.518	0.448	0.395	0.354	0.333
0.014	0.901	0.798	0.695	0.593	0.495	0.43	0.381	0.343	0.324
0.015	0.899	0.787	0.674	0.567	0.476	0.415	0.369	0.333	0.316

Z_c									
ϵ_{cm}	10	30	50	70	100	140	200	300	400
Values of γ									
0.002	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375	0.375
0.003	0.405	0.407	0.408	0.409	0.411	0.414	0.418	0.425	0.432
0.004	0.427	0.43	0.433	0.436	0.441	0.449	0.46	0.482	0.507
0.005	0.441	0.446	0.452	0.457	0.466	0.479	0.501	0.543	0.568
0.006	0.451	0.459	0.466	0.474	0.488	0.508	0.545	0.586	0.602
0.007	0.459	0.469	0.479	0.49	0.508	0.538	0.582	0.611	0.622
0.008	0.466	0.477	0.49	0.504	0.529	0.57	0.607	0.627	0.633
0.009	0.471	0.484	0.5	0.518	0.55	0.595	0.623	0.636	0.638
0.01	0.475	0.491	0.509	0.531	0.573	0.613	0.634	0.641	0.641
0.011	0.479	0.497	0.519	0.546	0.594	0.626	0.641	0.644	0.642
0.012	0.482	0.503	0.528	0.56	0.61	0.635	0.645	0.645	0.641
0.013	0.485	0.508	0.538	0.576	0.622	0.642	0.648	0.645	0.64
0.014	0.488	0.514	0.547	0.592	0.631	0.646	0.649	0.644	0.638
0.015	0.49	0.519	0.557	0.606	0.638	0.65	0.649	0.642	0.635

ضوابط آبا (فصل بیستم) برای طراحی لرزه‌های سازه‌های بتن آرمه :

آبا در طراحی لرزه‌های سازه‌های بتن آرمه ۳ سطح شکل پذیری در نظر گرفته است

۱- حد شکل پذیری کم : این حد برای سازه‌هایی مناسب است که در زلزله ارتجاعی عمل کرده و وارد حوزه غیر ارتجاعی نمی‌شوند و در نتیجه تدابیر خاصی برای حفظ ایمنی آنها در برابر بارهای متناوب مورد نظر است.

۲- حد شکل پذیری متوسط : این حد برای سازه‌هایی است که در زلزله وارد حوزه غیر ارتجاعی می‌شوند و مقاطع سازه باید طوری طراحی شود که از ایمنی کافی در برابر گسیختگی برخوردار باشد.

۳- حد شکل پذیری زیاد : این حد برای سازه‌هایی است که اعضای آنها در مقاطع خاص باید از ظرفیت جذب و اتلاف انرژی زیادی برخوردار باشند به طوری که در صورت ایجاد سازگار تسلیم در آنها پایداری و انسجام کلی سازه حفظ شود .

مشخصات مصالح و تعاریف پایه :

در سازه‌های بتنی مقاوم در برابر زلزله . مقاومت مشخصه بتن نباید کمتر از ۲۰ مگاپاسکال (نیوتن بر میلیمتر مربع) و مقاومت تسلیم فولاد نباید بیش از ۴۰۰ مگا پاسکال بوده و میلگردها بایستی از نوع آجدار باشند . (طبق فصل ۲۱ آیین نامه ACI مقاومت مشخصه بتن نباید کمتر از ۲۱۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع استفاده از آرماتورهای گرید ۴۰ و ۶۰ مجاز می باشد) حداکثر مقاومت تسلیم فولاد (4200 kg/cm^2) و نسبت مقاومت کششی نهایی واقعی به مقاومت جاری شدن کششی واقعی از ۱٫۲۵ کمتر نباشد $(F_u \geq 1.25F_y)$

اجزای جمع کننده : (Collectors) اجزایی در داخل دیافراگم که نیروهای ماند ناشی از زلزله را به سیستم لرزه بر منتقل می‌سازند

اجزای لبه : اجزایی در امتداد لبه دیوار یا دیافراگم که با میلگرد طولی و عرضی تقویت شده باشند این اجزا می‌توانند هم ضخامت دیوار یا دیافراگم یا ضخیم تر از آنها باشند. در صورت لزوم می‌توان در لبه بازشوها نیز از اجزای لبه استفاده کرد .

بتن پوسته : بتن قسمتی از مقطع عضو که در خارج از قسمت محصور شده یا تنگ (میلگرد عرضی) واقع شده باشد. قسمت محصور شده را هسته نیز می گویند .
سیستم لرزه بر: قسمتی از سازه که برای مقاومت در برابر نیروی جانبی زلزله محاسبه شده است .

تنگ ویژه : تنگی است بسته که میلگردهای طولی را در بر می گیرد. در دو انتهای آزاد تنگ به صورت قلاب ۱۳۵ درجه با قسمت مستقیم به طول ۸ برابر قطر میلگرد یا ۱۰۰ میلیمتر می باشد .

قلاب دوخت : میلگردی است که در یک انتها دارای قلابی با خم ۱۳۵ درجه و قسمت مستقیم به طول حداقل ۸ برابر قطر آن یا ۱۰۰ میلیمتر و در انتهای دیگر دارای قلابی با زاویه خم حداقل ۹۰ درجه و قسمت مستقیم به طول حداقل ۸ برابر قطر میلگرد است . این قلابها باید میلگردهای طولی واقع در محیط عضو را در بر گیرند . محل خم ۹۰ درجه قلابها باید به صورت یک در میان . در مقاطع طول عضو عوض شود .

لولای خمیری : مقطعی از عضو که در آن میلگرد کششی به حد تسلیم رسیده باشد .

ناحیه خمیری : قسمتی از عضو که در آن دوران خمیری صورت می گیرد

ناحیه بحرانی : ناحیه‌ای که در زلزله احتمال ایجاد لولای خمیری در آن وجود دارد

ضوابط شکل پذیری کم :

در اعضای خمشی قاب نسبت میلگرد کششی ($\rho = A_s / bd$) در هر مقطع نباید کمتر از 1.4 /

F_y و بیشتر از ۲،۵٪ باشد (F_y تنش تسلیم فولاد بر حسب مگاپاسکال)

در اعضای تحت فشار-فشار و خمش توأم (ستونها) نسبت میلگرد طولی نباید کمتر از ۱٪ و

بیشتر از ۶٪ باشد . اگر میلگرد طولی S400 (با تنش تسلیم ۴۰۰

مگاپاسکال) نسبت میلگرد در خارج محلوله به ۴،۵٪ محدود می شود.

در اعضای تحت فشار و فشار و خمش . فاصله میلگردهای طولی از هم محور تا محور نباید بیشتر

از ۲۰۰ میلیمتر باشد . در اتصالات تیر به ستون . دذر ارتفاع تیر منتهی به محل اتصال . باید در

امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون . تنگ (خاموت عرضی) به مقدار زیر پیش بینی شود .

$$A_s / S \geq 0.35 b / F_y$$

F_y تنش تسلیم به مگا پاسکال b بزرگترین بعد مقطع ستون یا قطر دایره به میلیمتر A_s سطح دو ساق تنگ به میلیمتر مربع S فاصله خاموتها به میلیمتر

به عبارت دیگر در آیین نامه آبا برای ساختمانها با شکل پذیری کم رعایت حداقل تنگ برای تأمین ظرفیت برشی کافی دانسته است .

ضوابط شکل پذیر متوسط :

عضو خمشی (تیر) : تیر به عضوی اطلاق می شود که تحت خمش خالص قرار دارد یا حداکثر نیروی محوری ضریبدار آن از $0.15 \phi_c f'_c A_g$ تجاوز نکند (ϕ_c ضریب جزئی ایمنی مقاومت بتن است که در اینجا برابر ۰.۶ است . نیروی محوری ضریبدار N_u از ترکیب $(1.25D+L)$ و $(D+1.2L+1.2E)$ و $(0.85D+1.2D+1.2L)$ بدست می آید .

برای تأمین شکل پذیری یک عضو بایستی ۱- محدودیت در هندسه وابعاد ۲-آرایش و مقدار میلگردها را اعمال کرد.

محدودیتهای هندسی :

۱- ارتفاع مؤثر مقطع تیر نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد

۲- عرض مقطع نباید کمتر از یک چهارم ارتفاع تیر باشد

۳- عرض مقطع نباید الف : بیشتر از عرض ستون تکیه گاهی . در صفحه عمود بر محور طولی تیر . به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر در هر طرف ستون باشد ب : بیشتر از عرض ستون تکیه گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع ستون . در هر طرف ستون و کمتر از ۲۵۰ میلیمتر اختیار شود

۴- برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می دهد . یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر . نباید بیش از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد .

آرایش و مقدار میلگردها :

۱- در کلیه مقاطع تیر نسبت میلگرد . هم در پایین وهم در بالا . نباید کمتر از $1.4 / F_y$ و نسبت میلگرد کششی نباید بیشتر از ۰.۰۲۵ اختیار شود . حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلیمتر باید در پایین ودر بالای مقطع در سراسر طول ادامه داده شوند .

- ۲- در تکیه گاههای تیر و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل لولای خمیری وجود داشته باشد . باید میلگرد فشاری به مقدار یک سوم میلگرد کششی موجود در آن مقطع تأمین شود
- ۳- در هر تیر حداقل یک پنجم میلگرد موجود در مقاطع تکیه گاهها . هر انتها که میلگرد بیشتری دارد در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند .
- ۴- در تیر در طول قسمتهای بحرانی که در زیر مشخص می شوند باید تنگ ویژه بکار برده شود.

مگر آنکه طراح برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند .

- الف : در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه
- ب : در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در هر دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل لولای خمیری در اثر جابجایی غیر از تجاعی قاب وجود داشته باشد .
- پ : در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز است .
- تنگهای ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط زیر باشند .
- ۱- قطر تنگ نباید کمتر از ۶ میلیمتر باشد

- ۲- فاصله تنگها از مقادیر یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع ($d/4$) و ۸ برابر قطر کوچکتر میلگرد طولی و ۲۴ برابر قطر تنگها و ۳۰۰ میلیمتر بیشتر اختیار نشود
- ۳- فاصله اولین تنگ از بر تکیه گاه بیشتر از ۵۰ میلیمتر نباشد
- ۴- در قسمتهایی که مطابق ضابطه فوق تنگ گذاری نمی شوند . نباید فاصله تنگها از هم بیشتر از نصف ارتفاع مؤثر مقطع اختیار شود .

اعضای فشاری قاب (ستون) : در یک قاب . عضو فشاری عضوی است که نیروی فشاری خالص یا توأم با خمش ضربیدار (N_u) بیشتر از $0.15 \phi_c f'_c A_g$ باشد .

محدودیت‌های هندسی :

- ۱- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم بعد دیگر و نباید کمتر از ۲۵۰ میلیمتر باشد
- ۲- نسبت طول آزاد به عرض مقطع آن نباید بیشتر از ۲۵ باشد .

آرایش و مقدار میلگردها :

- ۱- در ستون مقدار میلگرد طولی نباید کمتر از ۱٪ و بیشتر از ۶٪ باشد. محدودیت حداکثر مقدار میلگرد بایستی در محل وصله نیز رعایت شود. اگر میلگرد از فولاد S400 (با تنش تسلیم ۴۰۰ مگا پاسکال) باشد مقدار میلگرد در خارج از وصله به ۴،۵٪ محدود می شود
- ۲- فاصله میلگردهای طولی محور تا محور. نباید بیش از ۲۰۰ میلیمتر باشد
- ۳- در قسمتهای بحرانی ستون . به طول L_0 واقع در دو انتهای آن . باید تنگ مطابق ضوابط زیر بکار برده شود مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند .
طول L_0 که از بر اتصال به اعضای جانبی اندازه گیری می شود نباید کمتر از مقادیر زیر باشد :
الف : یک ششم ارتفاع آزاد ستون ب : ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون پ : ۴۵۰ میلیمتر
- ۴- میلگردهای مورد نیاز در طول L_0 باید دارای قطر حداقل ۸ میلیمتر بوده و فواصل آنها از هم در مواردی که به صورت مارپیچ بکار می روند باید از ضوابط فصل هشتم آبا تبعیت کنند و وقتی به صورت تنگ بکار می روند باید فواصل آنها کمتر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود
الف : ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون ب : ۲۴ برابر قطر تنگ
پ : نصف کوچکترین ضلع مقطع ستون ت : ۲۵۰ میلیمتر
- ۵- فاصله اولین تنگ از بر اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف مقادیر زیر در نظر گرفته شود
- ۶- در قسمتهایی از طول ستون که شامل طول L_0 نمشود. ضوابط میلگرد عرضی مشابه ضوابط در ستون عادی است .
- ۷- در ستونهایی که بار اعضای با شختی زیاد را تحمل می کنند . مانند ستونهایی که در زیر دیوار بتن آرمه قرار دارند . در تمام طول ستون باید میلگرد عرضی مطابق ضوابط فوق بکار برده شود. به علاوه این میلگرد گذاری باید در قسمتی از میلگرد طولی ستون که به اندازه طول گیرداری استودر داخل دیوار قرار دارد. ادامه داده شود. ضابطه ادامه میلگرد عرضی در دیوار در مورد ستونهایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود .

۸- در محل اتصال ستون به شالوده میلگرد طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طول حداقل برابر ۳۰۰ میلگرد عرضی مطابق ضابطه فوق تقویت شود ضوابط ویژه برای برش :

مقدار نیروی برشی نهایی V_u که در محاسبات بکار برده می شود برابر بزرگترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می شود :

الف : نیروی برشی ایجاد شده در عضو با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم. در صورت وجود. لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع لولای خمیری تشکیل شده است . ظرفیت خمشی لولای خمیری . مثبت یا منفی . باید برابر با لنگر خمشی مقاوم اسمی مقطع M_n در نظر گرفته شود. در تعیین این لنگرها. در اعضای تحت فشار و خمشی . باید نامساعدترین نیروی محوری نهایی موجود در عضو که منتج به بیشترین لنگر خمشی می شود . منظور گردد . جهت این لنگرها باید چنان در نظر گرفته شود که بیشترین نیروی برشی را در عضو ایجاد کند . $M_n = M_r / \phi_s = 1.17M_r$

ب : نیروی برشی بدست آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله اتصال تیر به ستون :

در امتداد عمده بر میلگرد طولی ستون مطابق ضوابط فوق تنگ تأمین شود و مقدار تنگ نبایستی کمتر از دو سوم مقدار تنگ در ناحیه L_0 ستون و فاصله آن نباید کمتر از ۱/۵ برابر فاصله تنگها در این ناحیه گردد .

دیوارهای بار بر قائم و جانبی و دیافراگمها :

تنگ گذاری عناصر مرزی مطابق تنگ گذاری ستون . در سازه های با شکل پذیری متوسط است .

مهار وصله میلگردها مطابق با فصل پنجم آبا صورت می گیرد

ضوابط شکل پذیری زیاد :

عضو خمشی (تیر) : همان تعریف در شکل پذیری متوسط را دارد .

محدودیت‌های هندسی : ۱- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد
۲- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن باشد.

۳- عرض مقطع نباید بیشتر از عرض ستون تکیه گاهی . در صفحه عمود بر محور طولی تیر. به اضافه سه چهارم ارتفاع تیر . در هر طرف ستون و بیشتر از عرض ستون تکیه گاهی به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع ستون در هر طرف ستون باشد و کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد
۴- برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می دهد. یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر . نباید بیشتر از یک چهارم مقطع ستون باشد .
آرایش و مقدار میلگرد :

میلگرد طولی : ۱- در کلیه مقاطع تیر نسبت میلگرد . هم در پایین و هم در بالا نباید کمتر از $1.4/f_y$ و نسبت میلگرد کششی نباید بیشتر از 0.025 اختیار شود . حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از ۱۲ میلی‌متر هم در پایین و هم در بالای قطع در سراسر طول ادامه داده شوند .
۲- در تکیه گاههای تیر و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل لولای خمیری وجود داشته باشد . باید میلگرد فشاری به مقدار نصف میلگرد کششی موجود در آن مقطع تأمین گردد .
۳- در هر تیر حداقل یک چهارم میلگرد موجود در مقاطع تکیه گاهها ، هر انتهایی که میلگرد بیشتری دارد باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند .
۴- در تیرهای T و L شکل که با تاوه به صورت یکپارچه اجرا می شوند مقدار میلگردی که در بر ستونها می توان برای خمش مؤثر در نظر گرفت . علاوه بر میلگرد جان به شرح زیر است :

الف : در ستونهای داخلی وقتی که ابعاد تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است. تمام میلگردهایی که در عرضی از تاوه مساوی چهار برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده اند.
ب : در ستونهای داخلی وقتی تیر عرضی وجود ندارد. تمام میلگردهایی که در عرضی از تاوه مساوی $2/5$ برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده اند .

پ: در ستونهای خارجی وقتی که تیر عرضی در محل اتصال به ستون در حدود ابعاد عضو خمشی طولی است و لازم است میلگردهای عضو خمشی طولی مهار شوند. تمام میلگردهایی که در عرضی از تاوه مساوی با دو برابر ضخامت آن در هر طرف ستون واقع شده اند.

ت: در ستونهای خارجی وقتی که تیر عرضی وجود ندارد. تمام میلگردهایی که در عرض ستون واقع شده اند.

ث: در تمام حالتها حداقل ۷۵٪ میلگرد فوقانی و نیز میلگرد تحتانی که ظرفیت خمشی مورد لزوم را تأمین می کنند باید از ناحیه هسته عبور کنند و یا در آن مهار شوند.

۵- استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله میلگرد عرضی از نوع تنگ یا مارپیچ موجود باشد. فاصله سفره های میلگرد عرضی در بر گیرنده وصله از یکدیگر نباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و یا ۱۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۶- استفاده از وصله های پوششی در محلهای زیر مجاز نمی باشد:

۱- در اتصالات تیر به ستون

۲- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه

۳- در محلهایی که امکان تشکیل لولای خمیری در اثر جابجایی جانبی قاب وجود دارد.

۷- وصله جوشی یا مکانیکی. به شرطی مجاز است که وصله در هر سفره میلگرد به صورت یک در میان اجرا شود و فاصله وصله ها در میلگردهای مجاور یکدیگر در امتداد طول عضو کمتر از ۶۰۰ میلیمتر نباشد.

تنگ (۱): استفاده از تنگ در قسمتهای بحرانی با شرایط زیر در عضو خمشی الزامی است مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند.

الف: در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه

ب: در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که امکان تشکیل لولای خمیری در اثر جابجایی جانبی غیر ارتجاعی قاب وجود دارد.

پ: در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به فولاد فشاری نیاز باشد.

تنگهای ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید شرایط زیر را داشته باشند:

الف: قطر تنگ کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد

ب: فاصله تنگها از هم بیشتر از مقادیر یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع ، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ، ۲۴ برابر قطر تنگ و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود .

پ: فاصله اولین تنگ از برتکیه گاه بیش از ۵۰ میلی‌متر نباشد

۲) در قسمتهایی از طول عضو خمشی که تنگ ویژه بکار برده می شود میلگردهای طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه گاه عرضی باشند به طوری که در هر مقطع تعداد تنگها باید به گونه ای باشد که هر یک از میلگردهای زیر در یک گوشه تنگ با زاویه داخلی حداکثر ۱۳۵ درجه به طور جانبی قرار گیرد: در هر گوشه عضو میلگرد وجود داشته باشد

میلگردهای غیر گوشه به صورت حداکثر یک در میان قرار گیرند

هر میلگردی فاصله آزاد آن از میلگرد محصور شده مجاور بیش از ۱۵۰ میلی‌متر نباشد .

چنانچه میلگردهای طولی روی محیط یک دایره قرار گیرند می توان از تنگ گرد استفاده کرد مشروط به آنکه انتهای آنها به قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه ختم شود یا به نحوی مناسب در بتن قسمت داخلی دایره مهار شود .

۳) در قسمتهایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست . فاصله تنگها نباید بیش از نصف ارتفاع مؤثر مقطع انتخاب شود.

۴) در اعضای خمشی تنگ ویژه را می توان با دو قطعه میلگرد ساخت . یک میلگرد به شکل L که در دو انتها به قلاب ۱۳۵ درجه . با طول مستقیم ۸ برابر قطر میلگرد یا ۱۰۰ میلی‌متر . ختم می شود و میلگرد دیگر که به شکل قلاب دوخت با میلگرد اول یک تنگ بسته تشکیل می دهد . در این قطعات قلابهای انتهایی باید در داخل بتن محصور شده مهار شوند . قلاب دوخت می تواند در یک انتها خم ۹۰ درجه داشته باشد مشروط به این که خم یک در میان در دو سمت عضو خمشی قرار گیرد . چنانچه میلگردهای طولی که توسط قلاب دوخت نگهداری شده اند در داخل یک تاوه که تنها در یک قسمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشد . خم ۹۰ درجه قلابهای دوخت را می توان در آن سمت . در تاوه قرار داد .

اعضای فشاری قاب (ستون) : همان تعریف در شکل پذیری متوسط را دارد .

محدودیت‌های هندسی :

الف: عرض مقطع نباید کمتر از چهار دهم بعد دیگر و نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد
 ب: نسبت طول آزادستون به عرض مقطع آن در ستونهایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دوانتها در دو جهت خم می شوند نباید بیشتر از ۱۶ و در ستونهای کنسولی نباید بیشتر از ۱۰ باشد.

آرایش و مقدار میلگرد:

میلگرد طولی (۱): در ستون نسبت میلگرد طولی نباید کمتر از ۱٪ و بیشتر از ۶٪ باشد. محدودیت حداکثر مقدار میلگرد باید در محل وصله رعایت شود. در مواردی که میلگرد طولی از فولاد S400 است. نسبت میلگرد در خارج وصله به حداکثر ۴/۵٪ محدود می شود

(۲) فاصله میلگردهای طولی از هم. محور تا محور نباید بیشتر از ۲۰۰ میلیمتر باشد
 (۳) استفاده از وصله پوششی در میلگرد طولی فقط در نیمه میانی ستون مجاز است. طول پوشش این وصله ها باید برابر وصله های کششی در نظر گرفته شود.

(۴) وصله جوشی یا مکانیکی در میلگردهای طولی به شرطی مجاز است که وصله میلگردها در هر مقطع به صورت یک در میان انجام شود و فاصله وصله ها در میلگردهای مجاور هم در امتداد طول ستون کمتر از ۶۰۰ میلیمتر نباشد.

تنگ (۱): در ستون در طول ناحیه بحرانی L_0 بایستی تنگ ویژه بکار برد که این طول نباید کمتر از ۱- یک ششم ارتفاع آزاد ستون ۲ - ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون ۳- ۴۵۰ میلیمتر

در ستونهای گرد نسبت حجمی میلگرد مارپیچ یا تنگ حلقوی ρ_s نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد $\rho_s = 0.12 f_c / f_{yh}$ و $\rho_s = 0.45 (A_g / A_c - 1) f_c / f_{yh}$ که $A_g = 4 A_s / s D_c$

A_g : مساحت کل مقطع ستون s : فاصله تنگها (گام دور پیچ) A_c : مساحت مغزی ستون محدود بین بر خارجی تنگ f_{yh} : تنش تسلیم میلگرد دور پیچ A_s : سطح مقطع میلگرد دور پیچ D_c : قطر خارجی دایره مارپیچ f_c : مقاومت فشاری مشخصه بتن

در ستونهای با مقطع مستطیل سطح مقطع کل تنگهای ویژه در هر امتداد A_{sh} نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد. $A_{sh} = 0.3 (sh_c f_c / f_{yh}) (A_g / A_c - 1)$ و $A_{sh} = 0.09 sh_c f_c / f_{yh}$

- Ash سطح مقطع کلیه ساقهای موجود در امتداد عمود بر h_c (بعد مغزی ستون که از مرکز به مرکز تنگها اندازه گیری می شود) و S فاصله تنگها است .
- (۲) قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلیمتر و فاصله آنها نباید از مقدار زیر بیشتر شود الف : یک چهارم ضلع کوچکتر مقطع ستون
ب : هشت برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی پ : ۱۲۵ میلیمتر
- میلگرد عرضی در ناحیه بحرانی را می توان با تنگهای ویژه یکپارچه و با تنگهای ویژه چند قطعه که با یکدیگر پوشش دارند ساخت . همچنین می توان از قلابهای دوخت با قطر و فاصله مشابه تنگها که دارای خم ۹۰ درجه در یک انتهای آن است استفاده کرد . هر انتهای قلاب دوخت باید در برگیرنده یک میلگرد طولی باشد و محل خم ۹۰ درجه آن باید در امتداد میلگرد طولی یک در میان عوض شود .
- (۳) در هر مقطع ستون فاصله قلابهای دوخت یا شاخه های تنگها از یکدیگر در جهت عمود بر محور طولی ستون نباید بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر باشد .
- (۴) در ستونهایی که در اثر جابجایی غیر ارتجاعی قاب در مقطعی غیر از مقاطع انتهایی آن امکان تشکیل مفصل خمیری وجود داشته باشد . در هر سمت آن مقطع طولی به اندازه L_o ناحیه بحرانی تلقی شده و در آن باید میلگرد گذاری عرضی ویژه اجرا شود .
- (۵) در ستونهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می کنند . مانند ستونهایی که در زیر دیوار بتن آرمه قرار دارند. در تمام طول ستون باید میلگرد عرضی بکار برده شود بعلاوه این میلگرد گذاری باید در قسمتی از میلگرد طولی ستون که به اندازه طول گیرایی است و در داخل دیوار قرار دارد ، ادامه داده شود . ضابطه ادامه میلگرد عرضی در دیوار در مورد ستونهایی که روی دیوار قرار دارند نیز باید رعایت شود
- (۶) در ستونهایی که قسمتی از ارتفاع آن با یک دیوار بتنی گرفته شده است . در تمام قسمت آزاد ستون باید میلگرد گذاری ویژه اجرا شود .
- (۷) در محل اتصال ستون به شالوده میلگرد طولی ستون که به داخل شالوده برده شده است باید در طولی حداقل ۳۰۰ میلیمتر با میلگرد گذاری عرضی ویژه تقویت شود .

۸) در قسمتهایی از طول ستون که میلگردگذاری عرضی اجرا نمی شود باید میلگرد عرضی به صورت مارپیچ یا تنگ ویژه به قطر حداقل ۸ میلیمتر بکار برده شود. فاصله سفره های این میلگردها بر اساس نیاز طراحی برای برش تعیین شود ولی در هر حال نباید بیشتر از نصف ضلع کوچکتر مقطع مستطیل شکل ستون و یا نصف قطر مقطع گرد ستون. شش برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلیمتر باشد.

مراجع: (References)

۱) شکل پذیری سازه های بتن آرمه ویژه مناطق زلزله خیز نویسنده ج.گ.مک گریگور ترجمه دکتر علی اکبر مقصودی انتشارات دانشگاه شهید باهنر کرمان

۲) سازه های بلند و لف گنگ شولر ترجمه دکتر حجت ا... عادل انتشارات دهخدا

۳) اصول مهندسی زلزله دکتر حجت ا... عادل

۴) مهندسی زلزله مبانی و کاربرد دکتر حسن مقدم انتشارات فراهنگ

۵) آنالیز و طراحی سازه های بتن آرمه دکتر امیر مسعود کی نیا انتشارات جهاد دانشگاهی واحد صنعتی اصفهان

۶) آیین نامه سازه های بتنی ACI318-95 ترجمه مهندس مجید رضا نقیه

۷) طراحی کاربردی ساختمانهای مقاوم در برابر زمین لرزه - فصل هفتم طراحی مقاوم سازه های بتن مسلح David Key ترجمه دکتر فریبرز ناطقی الهی - مهرتاش معتمدی انتشارات مؤسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله ۱۳۷۷

8) The Seismic Design Handbook Farzad Naeim 2th Edition

9) Reinforced Concrete Structures R.Park-T.Pauly -Department of Civil Engineering University of Canter Bury , Christ church News land JOHN Wiley& sons 1975

10) Seismic Design of Reinforced concrete Structures and Masonary Buildings Pault.t and Priestly.M.J.N - Wiley Inter Sciense 1992

- 11) Reinforced Concrete Mechanics and Design - MacGregor - Prentice Hall Third Edition
- 12) CIE525 Reinforced Concrete Structures Andrew Whittaker Section 3,4 Confined Reinforced Concrete Moment-Curvature Relationships
- 13) Estimating the relationship between tension reinforcement and ductility of reinforced concrete beam sections Tai-Kuang Lee Austin D.E.Pan Enginnering Structures 17 February 2003
- 14) Framed Structures Ductility and Seismic Response V.Gioncu 2000
- 15) Blume,J.A – Newmark,N.m – Corning,L.H Design of Multi-Story Reinforced Concrete Building for Earthquake Motions – 1961
- 16) Furlong,R.W – Design of Concrete Frames by Assigned Limit moments ACI Journal April 1970
- 17) Cohn,M.z – Ghosh,S.k – The Flexural Ductility of Reinforced Concrete Sections- University of Waterloo 1972 Publication : international Association of Bridges & Structures Engineering
- 18) Hogenstad,E.A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members University off Illinois Bulletin November 1951

شکل پذیری کم	شکل پذیری متوسط	شکل پذیری زیاد
این حد برای سازه هایی مناسب است که در زلزله ارتجاعی عمل کرده و وارد حوزه غیر خمیری نمی شوند لذا تدابیر خاص برای حفظ ایمنی تحت بار سیکلی وجود ندارد	این حد برای سازه هایی است که در زلزله وارد حوزه غیر ارتجاعی شده و مقاطع بایستی طوری طراحی شوند که از ایمنی کافی برخوردار باشند	این حد برای سازه هایی است که اعضای آنها در مقاطع خاص باید از ظرفیت جذب و اتلاف انرژی زیادی برخوردار باشند به طوری که در صورت ایجاد سازگار تسلیم در آنها پایداری و انسجام کلی حفظ شود
<p>در اعضای خمشی نسبت آرماتور در هر مقطع نباید از $1.4 f_y$ کمتر و از 2.5% بیشتر باشد.</p> <p>۲- در اعضای تحت فشار و خمش توأم (ستونها) نسبت میلگرد طولی نباید کمتر از 1% و بیشتر از 6% گردد و اگر تنش تسلیم میلگرد بیشتر از 400 مگا پاسکال باشد نسبت به 4.5% محدود می گردد. ۳- در ستونها فاصله میلگردهای طولی محور تا محور از هم نباید از 200 میلیمتر کمتر باشد و محل اتصال بایستی خاموت با رابطه $A/S \geq 0.35b / F_y$ در نظر گرفته شود</p> <p>ضوابط تنگهای ویژه تیر برای شکل پذیری متوسط: ۱- قطر نباید کمتر از 6 میلیمتر باشد ۲- فاصله تنگها از $d/4$ و 8 برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی و 24 برابر قطر تنگها و 300 میلیمتر نباید بیشتر اختیار شود ۳- فاصله</p>	<p>محدودیت در ابعاد تیرها: ۱- ارتفاع مقطع مؤثر تیر نباید بیشتر از $1/4$ طول دهانه آزاد باشد ۲- عرض مقطع نباید کمتر از $1/4$ ارتفاع تیر باشد ۳- عرض مقطع تیر نباید بیشتر از عرض ستون تکیه گاهی به اضافه $3/4$ ارتفاع تیر در هر طرف ستون باشد یا نباید از عرض ستون به اضافه $1/4$ بعد ستون و کمتر از 250 میلیمتر باشد ۴- برون محوری تیر نسبت به ستون در قاب نباید از $1/4$ عرض ستون بیشتر شود محدودیت در آرایش و مقدار میلگردها در تیرها: ۱- مثل شکل پذیری کم با در نظر گرفتن حداقل 2 میلگرد با قطر بیشتر یا مساوی 12 میلیمتر در وجه پایین و بالا و در سراسر طول تیر ۲- در تکیه گاههای تیر و در هر مقطعی که امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد میلگرد فشاری به مقدار $1/3$ میلگرد کششی موجود در آن مقطع تأمین</p>	<p>محدودیت در ابعاد تیرها: - ارتفاع مقطع مؤثر تیر نباید بیشتر از $1/4$ طول دهانه آزاد باشد ۲- عرض مقطع نباید کمتر از $3/10$ ارتفاع تیر باشد ۳- عرض مقطع تیر نباید بیشتر از عرض ستون تکیه گاهی به اضافه $3/4$ ارتفاع تیر در هر طرف ستون باشد یا نباید از عرض ستون به اضافه $1/4$ بعد دیگر ستون و کمتر از 250 میلیمتر باشد ۴- برون محوری تیر نسبت به ستون در قاب نباید از $1/4$ عرض ستون بیشتر شود محدودیت در آرایش و مقدار میلگردها در تیرها: ۱- مثل شکل پذیری کم با در نظر گرفتن حداقل 2 میلگرد با قطر بیشتر یا مساوی 12 میلیمتر در وجه پایین و بالا و در سراسر طول تیر ۲- در تکیه گاههای تیر و در هر مقطعی که امکان تشکیل مفصل پلاستیک</p>

<p>وجود دارد میلگرد فشاری به مقدار 1/2 میلگرد کششی موجود در آن مقطع تأمین شود ۳- در هر تیر حداقل 1/4 میلگرد موجود در مقاطع تکیه گاهها، هر انتها که میلگرد بیشتری دلرد در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شود. ۴- در تیر در طول و قسمتهای بحرانی الف: ۲ برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه به سمت وسط دهانه ب: در هر محلی که امکان شکل پذیری متوسط تشکیل لولای خمیری وجود دارد پ: در طولی که برای تأمین ظرفیت خکشی نیاز به آرماتور فشاری است مشخص می شوند باید تنگ و ویژه بکار رود.</p> <p>وجود دارد میلگرد فشاری به مقدار 1/2 میلگرد کششی موجود در آن مقطع تأمین شود ۳- در هر تیر حداقل 1/4 میلگرد موجود در مقاطع تکیه گاهها، هر انتها که میلگرد بیشتری دلرد در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شود. ۴- استفاده از وصله پوششی در شکل پذیری زیاد میلگردهای طولی خمشی در شرایط مجاز است که در تمام طول وصله میلگرد عرضی تنگ یا مارپیچ بکار رفته شود. فاصله سفره های میلگرد عرضی در بر گیرنده وصله پوششی نباید از $d/4$ یا ۱۰۰ میلیمتر اختیار شود ۵- ارائه ضوابط ویژه تیرهای T, L شکل ۶- استفاده از وصله های پوششی در محلهای زیر مجاز نمی باشد الف- در اتصالات تیر به ستون ب- در طولی معادل ۲ برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه گاه پ- در محل امکان تشکیل لولای خمیری ۷- وصله مکانیکی یا جوشی به شرطی مجاز است که وصله در هر سفره به صورت یک در میان اجرا شود و فاصله وصله های مجاور هم کمتر از ۶۰۰ میلیمتر نباشد</p>	<p>اولین تنگ از بر تکیه گاه بیشتر از ۵۰ میلیمتر نباشد ۴- در قسمتهایی که ضرورتی به تنگ گذاری مطابق ضابطه فوق نیست، نباید فاصله تنگها از هم بیشتر از $d/2$ گردد</p> <p>ضوابط تنگهای ویژه تیر برای شکل پذیری زیاد: ۱- قطر نباید کمتر از ۸ میلیمتر باشد ۲- فاصله تنگها از $d/4$ و ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی و ۲۴ برابر قطر تنگها و ۳۰۰ میلی متری نباید بیشتر اختیار شود ۳- فاصله اولین تنگ از بر تکیه گاه بیشتر از ۵۰ میلیمتر نباشد ۴- میلگردهای طولی به صورت حداکثر یک در میان بوسیله تنگ بسته باشند و فاصله هر میلگرد از میلگرد محصور مجاور بیش از ۱۵۰ میلیمتر نگردد ۵- در قسمتهایی که ضرورتی به تنگ گذاری مطابق ضابطه فوق نیست، نباید فاصله تنگها از هم بیشتر از $d/2$ گردد</p>
---	--

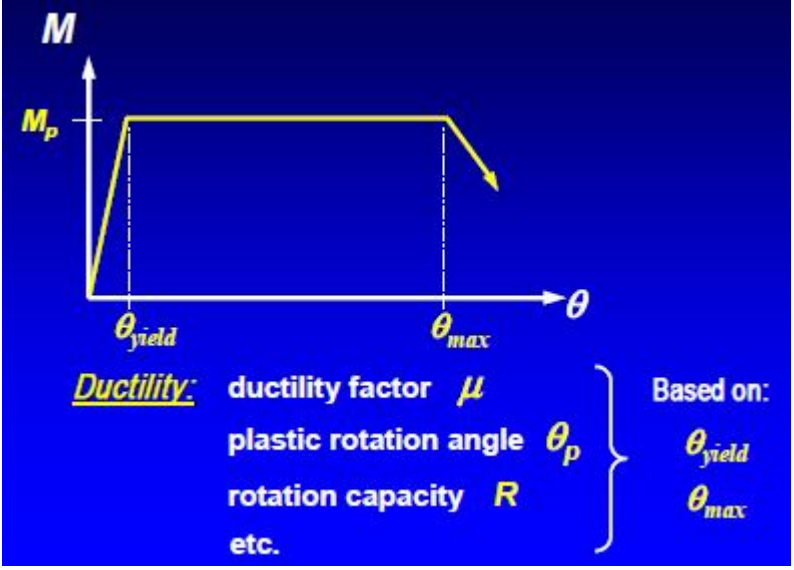
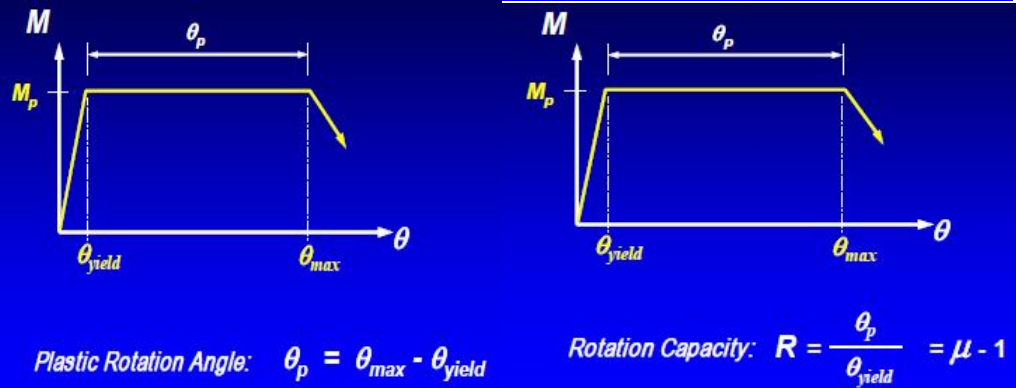
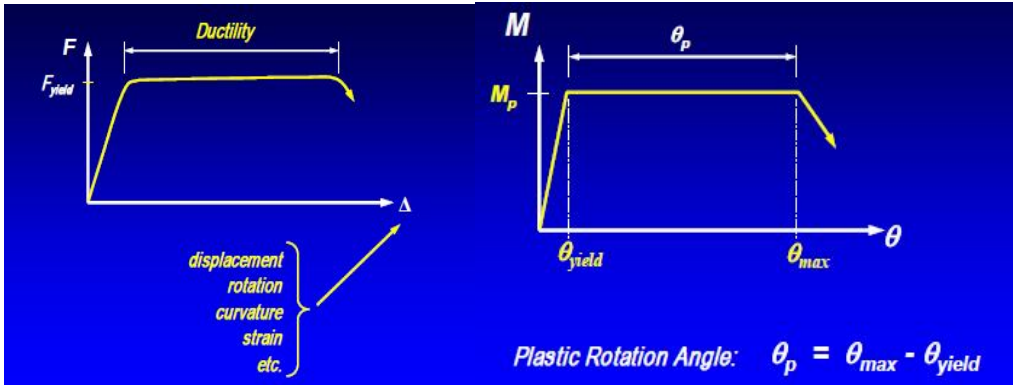
شکل پذیری زیاد	شکل پذیری متوسط
<p>محدودیت‌های هندسی ستونها: ۱- عرض مقطع نباید کمتر از 1/4 بعد دیگر و نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد</p> <p>۲- نسبت طول آزاد به عرض مقطع در ستونهایی که زیر اثر لنگرهای خمشی موجود در دو انتهای خم می شوند نباید بیشتر از ۱۶ و در ستونهای کنسولی نباید بیشتر از ۱۰ باشد. آرایش و مقدار میلگردها: مثل شکل</p> <p>شکل پذیری کم نسبت میلگرد طولی نباید کمتر از ۱٪ و بیشتر از ۶٪ گردد و اگر تنش تسلیم میلگرد بیشتر از ۴۰۰ مگا پاسکال باشد نسبت به ۴.۵٪ محدود می گردد</p> <p>۲- فاصله میلگردهای طولی از هم محور تا محور نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد</p> <p>۳- در طول بحرانی L_o تنگ با فواصل معین در بند آیین نامه استفاده شود قطر تنگها در این ناحیه حداقل ۸ میلی‌متر می باشد</p> <p>۴- در ستونهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می کنند. مانند ستونهایی که زیر دیوار بتن آرمه قرار دارند بایستی میلگردهای عرضی در سراسر طول ستون بکار رود و در قسمتی به اندازه طول گیر داری داخل دیوار قرار گیرد. ۵- در محل اتصال ستون به شالوده میلگرد طولی ستون در طولی حداقل برابر ۳۰۰ میلی‌متر با میلگرد گذاری عرضی تقویت شود</p> <p>۶- در قسمتهایی از ستون که بحرانی نیست (در ناحیه L_o قرار ندارد) ضوابط میلگرد عرضی مانند ستون عادی می باشد و فاصله تنگها بایستی بیشتر از نصف ضلع کوچکتر ستون یا قطر آن (در ستونهای دایروی) یا ۶ برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلی‌متر گردد.</p> <p>اتصال تیر به ستون: تنگ بایستی کمتر از 2/3 مقدار تنگ در ناحیه L_o و فاصله آنها نباید کمتر از ۱.۵ برابر فاصله تنگها در ناحیه بحرانی ستونها گردد. L_o نباید کمتر از مقادیر زیر باشد الف - 1/6 ارتفاع آزاد ستون ب- ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای شکل ستون</p>	<p>محدودیت‌های هندسی ستونها: ۱- عرض مقطع نباید کمتر از 3/10 بعد دیگر و نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر باشد</p> <p>۲- نسبت طول آزاد به عرض مقطع نباید بیشتر از ۲۵ باشد. آرایش و مقدار میلگردها: مثل شکل</p> <p>پذیری کم نسبت میلگرد طولی نباید کمتر از ۱٪ و بیشتر از ۶٪ گردد و اگر تنش تسلیم میلگرد بیشتر از ۴۰۰ مگا پاسکال باشد نسبت به ۴.۵٪ محدود می گردد</p> <p>۲- فاصله میلگردهای طولی از هم محور تا محور نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد</p> <p>۳- در طول بحرانی L_o تنگ با فواصل معین در بند آیین نامه استفاده شود قطر تنگها در این ناحیه حداقل ۸ میلی‌متر می باشد</p> <p>۴- در ستونهایی که بار اعضای با سختی زیاد را تحمل می کنند. مانند ستونهایی که زیر دیوار بتن آرمه قرار دارند بایستی میلگردهای عرضی در سراسر طول ستون بکار رود و در قسمتی به اندازه طول گیر داری داخل دیوار قرار گیرد. ۵- در محل اتصال ستون به شالوده میلگرد طولی ستون در طولی حداقل برابر ۳۰۰ میلی‌متر با میلگرد گذاری عرضی تقویت شود</p> <p>۶- در قسمتهایی از ستون که بحرانی نیست (در ناحیه L_o قرار ندارد) ضوابط میلگرد عرضی مانند ستون عادی می باشد و فاصله تنگها بایستی بیشتر از نصف ضلع کوچکتر ستون یا قطر آن (در ستونهای دایروی) یا ۶ برابر قطر میلگرد طولی و یا ۲۰۰ میلی‌متر گردد.</p> <p>اتصال تیر به ستون: تنگ بایستی کمتر از 2/3 مقدار تنگ در ناحیه L_o و فاصله آنها نباید کمتر از ۱.۵ برابر فاصله تنگها در ناحیه بحرانی ستونها گردد. L_o نباید کمتر از مقادیر زیر باشد الف - 1/6 ارتفاع آزاد ستون ب- ضلع بزرگتر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره ای شکل ستون</p>

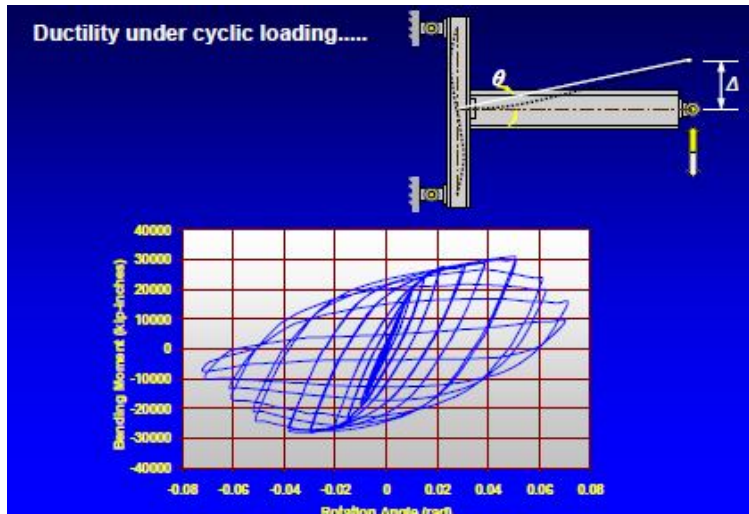
<p>کندند . مانند ستونهایی که زیر دیوار بتن آرمه قرار دارند بایستی میلگردهای عرضی در سراسر طول ستون بکار رود و در قسمتی به اندازه طول گیر داری داخل دیوار قرار گیرد . ۷- در محل اتصال ستون به شالوده میلگرد طولی ستون در طولی حداقل برابر ۳۰۰ میلیمتر با میلگرد گذاری عرضی تقویت شود ۸- در قسمتهایی از ستون که بحرانی نیست قطر تنگها حداقل ۸ میلیمتر و فواصل آنها براساس کنترل ضوابط برش می باشد</p>	<p>پ- ۴۵۰ میلیمتر فاصله تنگها در ناحیه LO بایستی کمتر از مقادیر ۱- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی ستون ب - ۲۴ برابر قطر تنگ پ- 1/2 کوچکترین ضلع مقطع ستون ت- ۲۵۰ میلیمتر</p>
---	--

سختی : برای محدود کردن تغییر مکان نسبی طبقات در حد بهره برداری در برابر زلزله های خفیف به منظور جلوگیری از تغییر مکان زیاد طبقات در برابر زلزله های متوسط و شدید به منظور کاهش اثرات P-Δ و کنترل تنش ها و کرنش های ایجاد شده در سازه سختی باید تا حد مورد نیاز افزایش یابد.

شکل پذیری : جهت کاهش نیروهای وارده به سازه و ایجاد طراحی اقتصادی از طریق جذب و استهلاک انرژی در ناحیه پلاستیک باید مقدار این مشخصه را تا مقدار مورد نیاز افزایش داد. (باتوجه به این موضوع که حرکات زلزله به صورت رفت و برگشتی بوده و سازه میتواند در هر سیکل مقداری از انرژی زلزله را به صورت هیستریزس مستهلک نماید.)

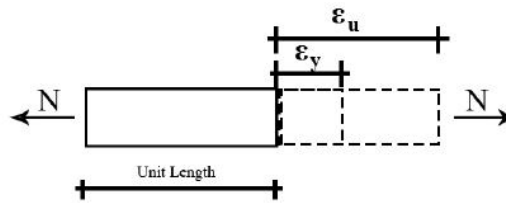
مقاومت : جهت کنترل تنش های ایجاد شده در سازه در اثر زلزله به طوریکه این تنش ها از حد مقاومت نهایی یا مجاز مصالح تشکیل دهنده و سازه بالاتر نرود تالیمنی کلی سازه به خطر نیفتد. توضیح بیشتری از شکل پذیری : بحث شکل پذیری چون به رفتار غیر خطی سازه ها ارتباط دارد خیلی شناخته شده نمیباشد. و اکثر آیین نامه ها بحث شکل پذیری را در مرحله کنترل سازه ، به جای کنترل شکل پذیری مورد نیاز ، تغییر مکانها و یا نیروهای اعضاء کنترل میشود. به همین دلیل اکثر مهندسين جهت کنترل تغییر مکان سازه ها ، سعی در سخت کردن آن دارند. درحالیکه سیستم مطلوب ، همواره سیستم سخت نیست . چونکه هرچه سازه سخت تر باشد مقدار نیروی وارده به آن بیشتر است .



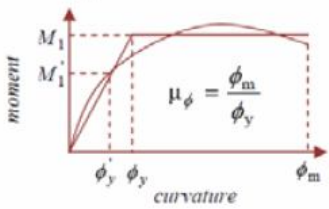


$$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$$

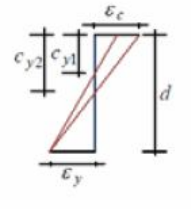
Ductility strain.



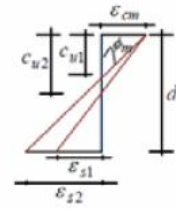
$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$



(a) moment curvature relationship



(b) first - yield curvature

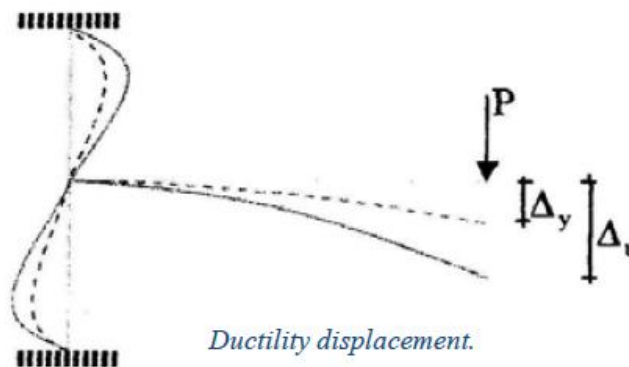


(c) ultimate curvature

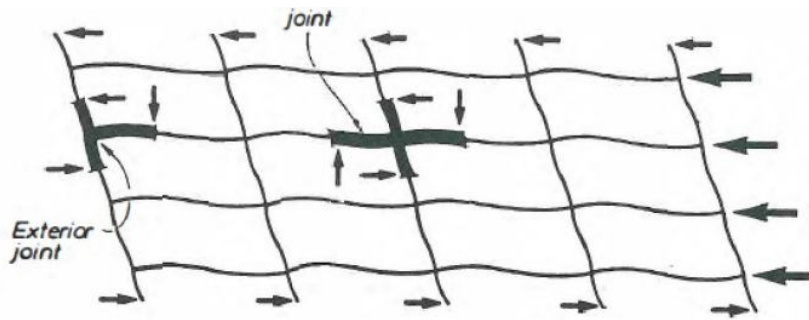
$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

! Ductility rotation.

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$



Ductility displacement.



Exterior and Interior Beam-Column Joint Subassemblies of a Ductile Moment Resisting Frame Subjected to Lateral Loads

The deflected shape of an inelastic frame under earthquake attack.

