طراحی لرزه‌ای سازه‌ها

دکتر ریاضی مظلوم

هیئت علمی دانشگاه آزاد مشهد

دانشکده مهندسی عمران - سازه

دانشجو:

صادق حیدری

سال ۱۳۹۵

Sadegh Heidari
0783342762

طراحی ساختمان ها در برابر زلزله

سرفصل های مصوب وزارت علوم :

1- بررسی رفتار انواع ساختمان ها در برابر زلزله
2- مدل کردن ساختمان های مختلف جهت تحلیل
3- انواع سیستم های سازه ای مقاوم در برابر زلزله
4- تحلیل سازه های مختلف در برابر زلزله
5- مقایسه ی روش های آیین نامه ای، طیفی و دینامیکی
6- بررسی مسائل مهندسی پی ساختمان ها در برابر زلزله
7- مسائل اجرایی در ساخت ساختمان های مقاوم لرزه ای
8- نکات طراحی ساختمان های بتنی در برابر زلزله
9- نکات طراحی ساختمان های فلزی در برابر زلزله
10- بررسی طراحی ساختمان های بلند و نکات مرتبط در حالت زلزله

منابع :

1- ساختمان های مقاوم در برابر زلزله ← واکابایاشی (ترجمه سعادت پور و ...)
2- مهندسی زلزله ← دکتر حسن مقدم
3- مباحث 9 و 10 استاندارد 2800

ارزشیابی :

امتحان میان ترم	5 نمره
امتحان پایان ترم	10 نمره
سمینار	3 نمره
پروژه	2 نمره

موضوعات پیشنهادی سمینار ← شامل فایل حاوی و گام به گام

نکات طراحی لرزه‌ای در سازه‌های فولادی

- طراحی تیرهای فولادی
- طراحی ستون‌های فولادی
- طراحی اتصالات و کف ستون‌ها
- طراحی باربندها و اتصالات آن‌ها

نکات طراحی لرزه‌ای سازه‌های بتنی

- طراحی تیرهای بتنی
- طراحی ستون‌های بتنی
- طراحی اتصالات و مهارها
- ✓ طراحی دال‌ها و فونداسیون‌ها
- طراحی دیوار برشی و دیافراگم‌ها و تیرهای همبند

طراحی جداگرهای لرزه‌ای

تیرهایی که دو تا دیوار برشی را به هم وصل می‌کنند.

پروژه :

تهیه برنامه‌ی اکسل برای مفصل‌های فوق

Sadegh Heidari
0783342762

سرفصل های جزوه استاد

1- بررسی رفتار انواع ساختمان ها در مقابل زلزله

1-1- تعاریف

1-2- ویژگی های منحنی های تنش - کرنش بتن و فولاد

1-3- سازه های بتن مسلح

1-4- سازه های فولادی

1-5- سازه های بنایی

2- انواع سیستم های سازه ای مقاوم در برابر زلزله

2-1- قاب خمشی

2-2- قاب ساده با دیوارهای برشی

2-3- قاب های ساده با دیوارهای برشی

2-4- قاب های دوگانه

3- تحلیل لرزه ای

3-1- تحلیل طیفی

3-2- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

3-3- تحلیل استاتیکی معادل

3-4- مدل کردن ساختمان های مختلف جهت تحلیل

4- بررسی مسائل مهندسی پی در حالت زلزله

4-1- تراز پایه

4-2- اضافه فشار ناشی از خاک

4-3- پدیده ی روانگرایی یا آبگونگی

4-4- انواع پی ها

5- نکات عمومی و مسائل اجرایی و طراحی

6- نکات طراحی ساختمان های بتنی در برابر زلزله

7- نکات طراحی ساختمان های فولادی در برابر زلزله

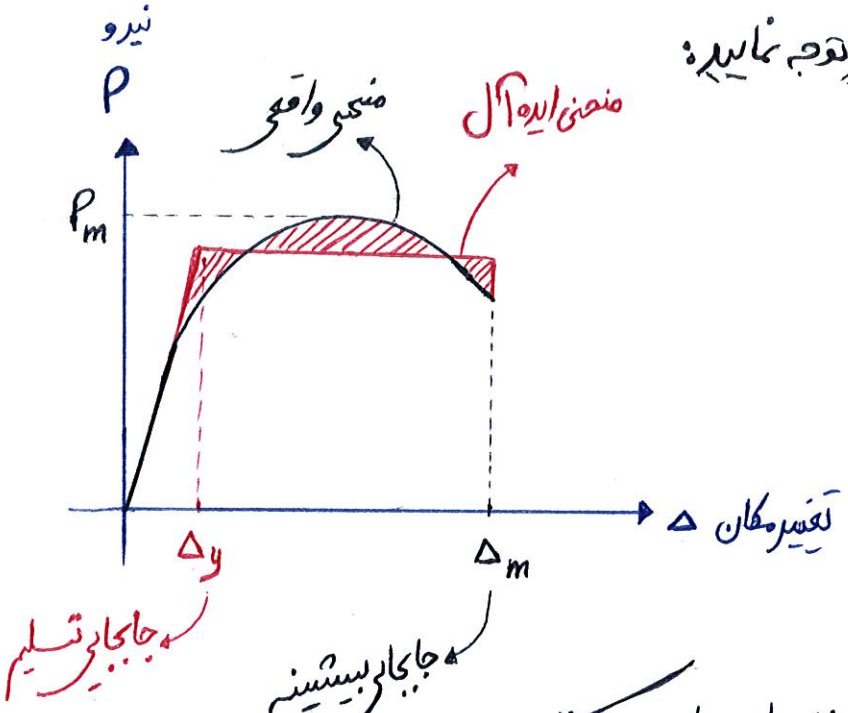
8- بررسی طراحی ساختمان های بلند و نکات مرتبط در حالت لرزه ای

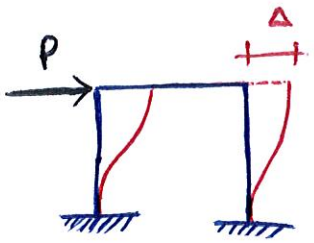
Sadegh Heidari
0783342762

فصل اول : بررسی رفتار انواع ساختمان‌ها در مقابل زلزله

۱-۱- تعاریف :

به منحنی نیرو - تغییرمکان زیر توجه نمایید:





سازه مورد نظر تحت بار P
که به اندازه Δ جابجا شده است.

این شکل را معمولاً به صورت ایده‌آل نیز ساده سازی می کنند.
در این حالت، سطح زیر دو نمودار واقعی و ایده‌آل یکسان است.
با استفاده از این شکل، مفاهیم زیر را می توان تعریف نمود.

در تحلیل‌ها، سازه را کشسان در نظر می گیریم

شکل پذیری :

شکل پذیری، نسبت جابجایی بیشینه Δ_m به جابجایی تسلیم Δ_y می باشد.
و با حرف μ نشان داده می شود.

$$\text{شکل پذیری} = \mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = \frac{\text{جابجایی بیشینه}}{\text{جابجایی تسلیم}}$$

μ هرچه بیشتر باشد ← در زلزله بهتر است.
یعنی وقتی سازه تسلیم می شود خیلی کار دارد تا بشکند و مثل آکاردئون کش می آید.
خرابی سازه با شکست آن همراه است و اگر بتوانیم شکل پذیری را افزایش دهیم، خرابی سازه دیرتر اتفاق می افتد و بهتر است.

بدیهی است هرچه مقدار μ بزرگتر باشد، ساختمان، تغییر شکل های پلاستیک بزرگتری را تحمل می کند.

در چنین حالتی، جذب انرژی ساختمان، قبل از آوار شدن بیشتر است.
واز سوی دیگر، اتلاف انرژی سازه های شکل پذیر بیشتر است.

در بخش های بعدی، در خصوص اتلاف انرژی بیشتر توضیح داده می شود.

معمولاً آیین نامه ها، طراحی ساختمان ها را از نظر شکل پذیری به سه رسته معمولی، متوسط و زیاد تقسیم بندی می کنند.
کم — متوسط — ویژه

بنابه مبحث دهم مقررات ملی، قاب خمشی با شکل پذیری زیاد (شکل پذیری ویژه) قابی است که دوران نظیر تغییر مکان نسبی طبقه، در آن به 0.04 رادیان برسد که حدود 0.03 آن خزا ارتجاعی باشد.

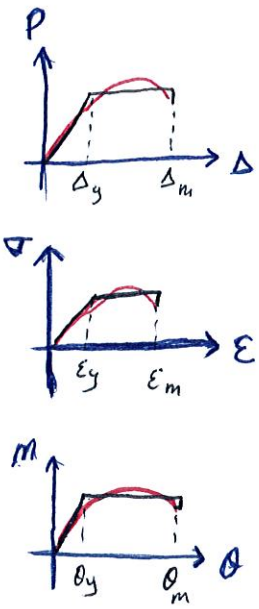
$$\mu = \frac{0.04}{0.01} = 4$$

$0.04 - 0.03$

در قاب با شکل پذیری متوسط، اعداد فوق به ترتیب 0.02 و 0.01 رادیان می باشد.

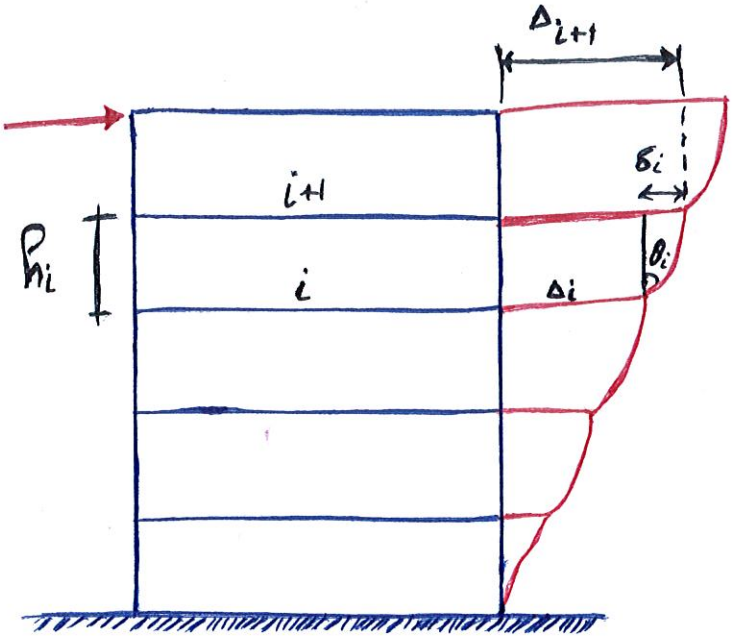
$$\mu = \frac{0.02}{0.02 - 0.01} = 2$$

در قاب با شکل پذیری کم $\mu = 1$ است.



همان طور که برای نمودار $P-\Delta$ نمودار کشیدیم، برای نمودار $\sigma-\varepsilon$ و $M-\theta$ نیز می توان همین کار را انجام داد و برای آنها نیز شکل پذیری را تعریف کرد.

Sadegh Heidari
0783342762



در جابجایی های کوچک
$\theta = \tan\theta$

حسب شکل
واحد آن رادیان است. Drift

$$\theta_i = \frac{\delta_i}{h_i} = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h_i}$$

شکل پذیری زیاد $\theta_{m_i} = 0.04$, $\theta_{y_i} = 0.01$ $\longrightarrow$ $\mu_\theta = 4$

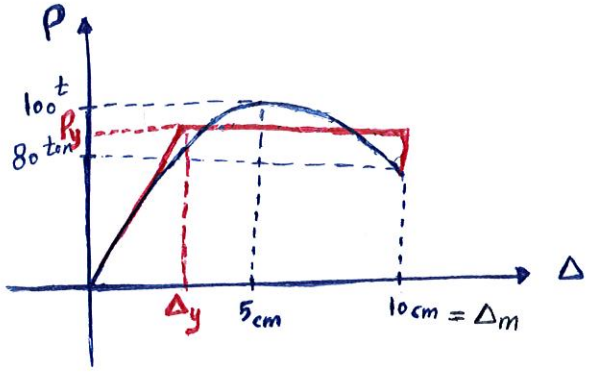
شکل پذیری متوسط $\theta_{m_i} = 0.02$, $\theta_{y_i} = 0.01$ $\longrightarrow$ $\mu_\theta = 2$

شکل پذیری معمولی $\theta_{m_i} = 0.01$, $\theta_{y_i} = 0.01$ $\longrightarrow$ $\mu_\theta = 1$

جلسه‌ی دوم :

مثال منحنی نیرو - تغییرمکان یک سازه تا لحظه‌ی گسیختگی به صورت زیر است.
اگر بتوان این منحنی را با یک سهمی درجه 2 تقریب زد، شکل پذیری سازه را چقدر برآورد می‌کنید؟

سؤال امتحانی



حل :

معادله سهمی درجه 2 $\quad y = ax^2 + bx + c$

$$P = a\Delta^2 + b\Delta + c$$

سهمی را با داشتن سه نقطه می‌توانیم رسم کنیم.

$$\begin{cases}\Delta=0\\P=0\end{cases} \longrightarrow c=0$$

$$\begin{cases}\Delta=5\\P=100\end{cases} \longrightarrow 25a+5b=100$$

$$\begin{cases}\Delta=10\\P=80\end{cases} \longrightarrow 100a+10b=80$$

حل دو معادله دو مجهول

$$\rightarrow \begin{cases}a=-2.4\\b=32\end{cases}$$

$$\rightarrow \boxed{P=-2.4\Delta^2+32\Delta}$$

حال دو خط راست رسم می‌کنیم طوری که مساحت آنها برابر شود.

سطح محصور منحنی

$$A=\int_0^{10} P(\Delta)\,d\Delta=\int_0^{10}(-2.4\Delta^2+32\Delta)\,d\Delta=-2.4\frac{\Delta^3}{3}+32\frac{\Delta^2}{2}\Big]_0^{10}=\boxed{800\ t.cm}$$

حال دو خط قرمز را طوری باید انتخاب کنیم که مساحت زیر آنها نیز 800 شود.

مساحت ذوزنقه $A' = \dfrac{\text{ارتفاع} * \text{مجموع دو قاعده}}{2} = \dfrac{\Delta_m+(\Delta_m-\Delta_y)}{2} * P_y = \left(\Delta_m - \dfrac{\Delta_y}{2}\right) K\Delta_y$

قانون هوک

$F = K\Delta$

$P = K\Delta$

K را باید به دست آوریم.

K شیب خط راست است.

که اگر از معادله‌ی سهمی در نقطه‌ی صفر مشتق بگیریم، شیب آن را می‌دهد.

$$K = P'(0) = -4.8\Delta + 32 = 32$$

($\Delta = 0$)

مشتق اول معادله سهمی

حال دو تا مساحت باید با هم برابر شود:

$$A' = A$$

$$32\left(10 - \frac{\Delta y}{2}\right)\Delta y = 800$$

$$16\Delta y^2 - 320\Delta y + 800 = 0$$

$$\Delta y^2 - 20\Delta y + 50 = 0 \longrightarrow \begin{cases} \Delta y_1 = 17.07 \text{ cm} \\ \Delta y_2 = 2.93 \text{ cm} \end{cases}$$

غیرقابل پذیرش، چون از Δ_m که 10 است بیشتر شده است.

حال که Δ_m را داریم و Δy را به دست آوردیم،

شکل پذیری را به دست می‌آوریم:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta y} = \frac{10}{2.93} = 3.41$$

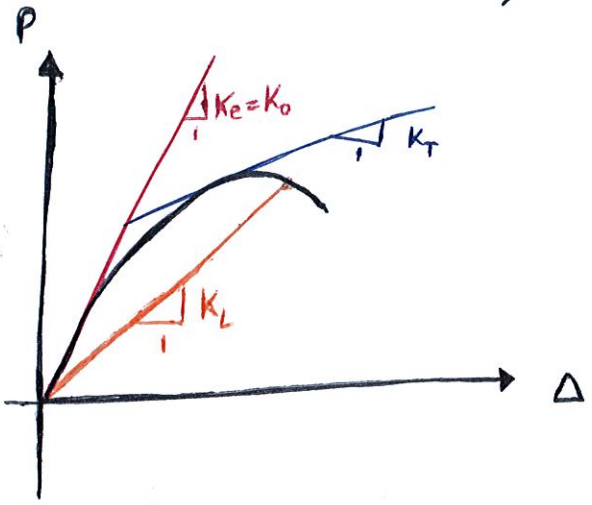
Sadegh Heidari
0783342762

در ناحیه خطی

سختی: شیب منحنی نیرو- تغییرمکان را سختی گویند.

معمولاً با افزایش سختی، جابجایی های سازه کاهش می یابد.

مفهوم نرمی و انعطاف پذیری، عکس سختی است.



سختی کششا $K_e = K_0 = K_s$

سختی مماسی K_T

سختی وتری K_L

اگر هر نقطه ای که هستیم را به مبدأ وصل کنیم یک شیب دارد که آن را سختی وتری گویند.

هماندحجم و وزن که باهم متفاوت اند، انعطاف پذیری باشکل پذیری نیز فرق می کند و هیچ ربطی در تعریف ندارند.

توجه داشته باشید که انعطاف پذیری (flexability) و شکل پذیری (ductility) دومفهوم مجزا هستند و الزاماً سازه ی انعطاف پذیر، ممکن است شکل پذیر نباشد.

شکل پذیری کم ولی انعطاف پذیری زیاد است.

نکته: شکل پذیری و انعطاف پذیری، در تعریف باهم نسبتی ندارند.

قابل ذکر است که، سخت بودن یا نرم بودن سازه ها، هرکدام مزایا و معایبی دارد.
یک سازه ی سخت، جابجایی های کوچکتری در مقابل بارهای اعمالی خواهد داشت
و از این حیث ارزشمند است.

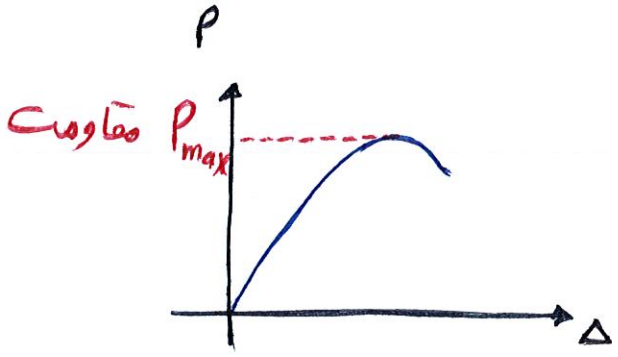
اما از سویی دیگر، سختی زیاد، موجب جذب بیشتر نیروهای زلزله می شود.

طراح با تجربه، معمولاً با درک صحیح از سختی، میزان آن را به گونه ای تعیین می کند که
جابجایی ها در محدوده ی مجاز قرار گیرد.

نیروی زلزله جایی می رود که سخت تر است.
پس سخت کردن سازه ها خوب نیست ولی در این سازه ها
جابجایی کم است.

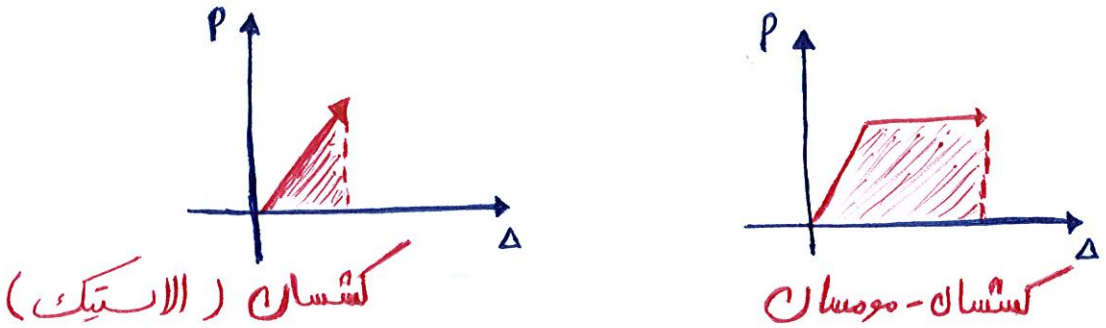
- مقاومت:

حداکثر بار وارد به سازه، در محدوده نیرو- تغییرمکان را مقاومت می گویند.



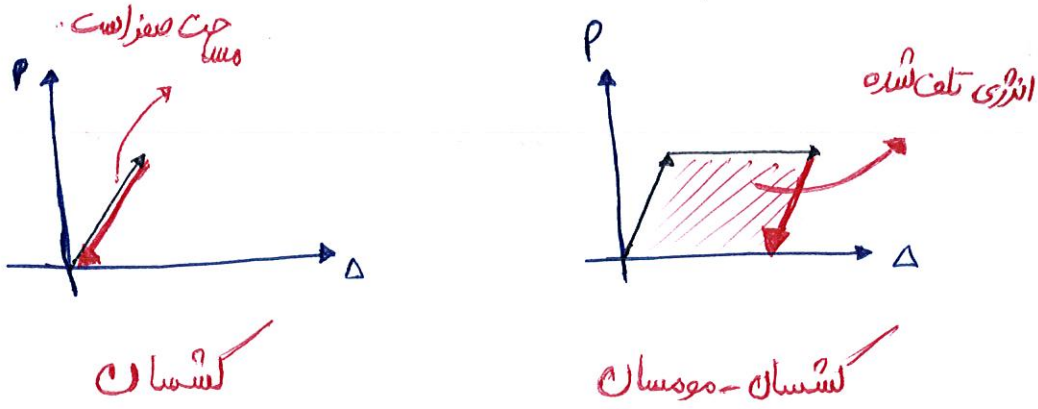
- جذب انرژی و اتلاف انرژی :

سطح زیر منحنی بار - تغییرمکان ، انرژی جذب شده توسط سیستم می گویند.



جذب انرژی در سیستم های کشسان و کشسان - مومسان

در حالت الاستیک، انرژی جذب شده پس از باربرداری ، به صفر تنزل می یابد.
اما در حالت کشسان - مومسان ، بعد از باربرداری ، مقداری از انرژی از دست می رود.
که در این حالت ، سطح محصور در زیر منحنی بار - تغییرمکان، اتلاف انرژی را نمایش می دهد.



هرچه انرژی تلف شده بیشتر باشد ، عملکرد آن در زلزله بهتر است.
در واقع چنین سازه‌ای ، با رفتار هنجیری خود ، انرژی زلزله را مستهلک می کند
واز آسیب های جانی و مالی می کاهد.

- منحنیِ هیسترزیس :

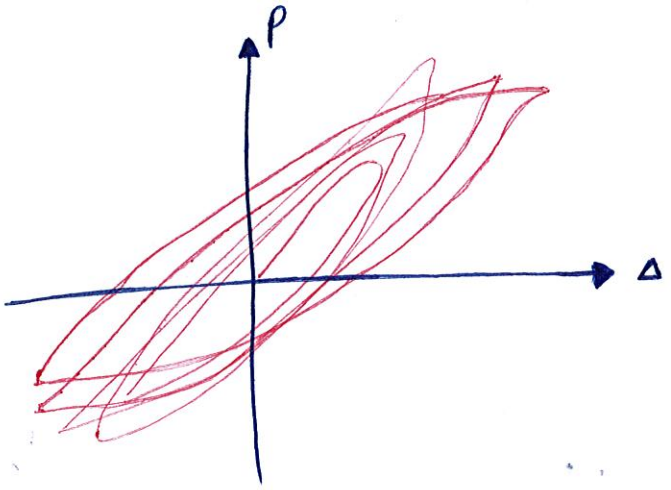
به منحنیِ بار - جابجاییِ سازه یا اجزای سازه‌ای که به صورت چرخه‌ای تکرار شده‌اند، منحنیِ هیسترزیس می‌گویند.

رسمِ چنین منحنی‌هایی در موردِ یک زلزله‌ی واقعی - معمولاً شکلِ نامنظم و پیش‌بینی نشده‌ای دارند، اما عمدتاً در آزمایشگاه‌ها سعی می‌شود که رسمِ منحنیِ هیسترزیس، از یک قاعده‌ی خاص پیروی کند.

در برخی موارد، بارِ اعمالی به سازه، تا حدِ ثابتِ مشخص اعمال می‌شود و این کار به دفعات به صورتِ رفت و برگشتی اعمال می‌گردد.

این نوع بارگذاری، به ندرت انجام می‌شود.

در چنین حالتی، معمولاً تنزلِ سختیِ سازه در سیکل‌های متوالی ملاحظه می‌شود.

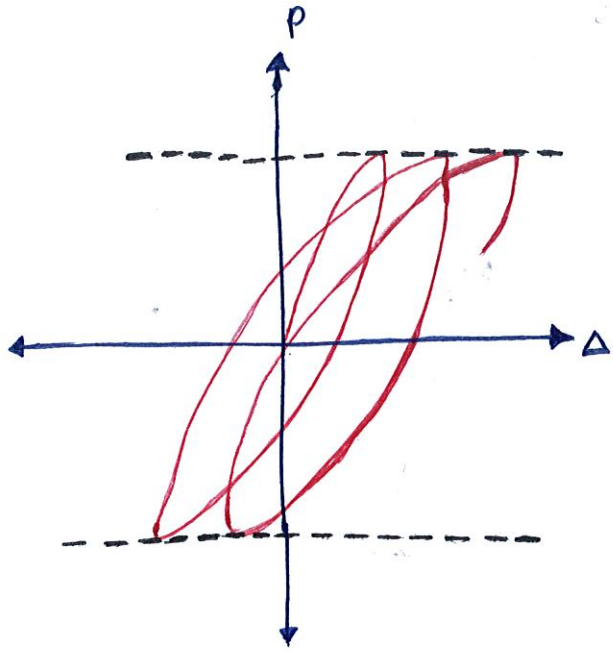


منحنی هیسترزیس سازه تحت زلزله

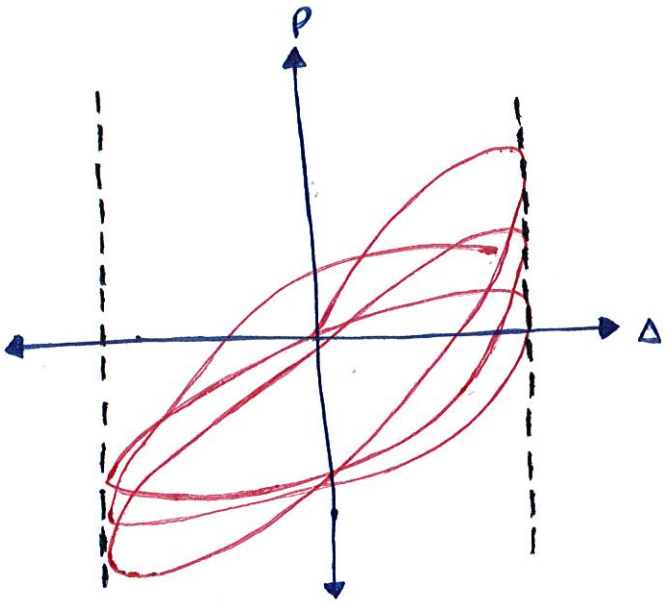
معمولاً از 2 روش، منحنی هیسترزیس را رسم می‌کنند:

① مثلاً نیرو را تا ۱۰۰ بالا و پایین می‌برند و نمودار را رسم می‌کنیم

② یا اینکه تغییرمکان را به اندازه‌ای مشخص مثلاً $+10_{cm}$ و -10_{cm} راست و چپ می‌برند و نمودار را رسم می‌کنند.



منحنی هیسترزیس با کنترل نیرو



منحنی هیسترزیس با کنترل تغییرمکان

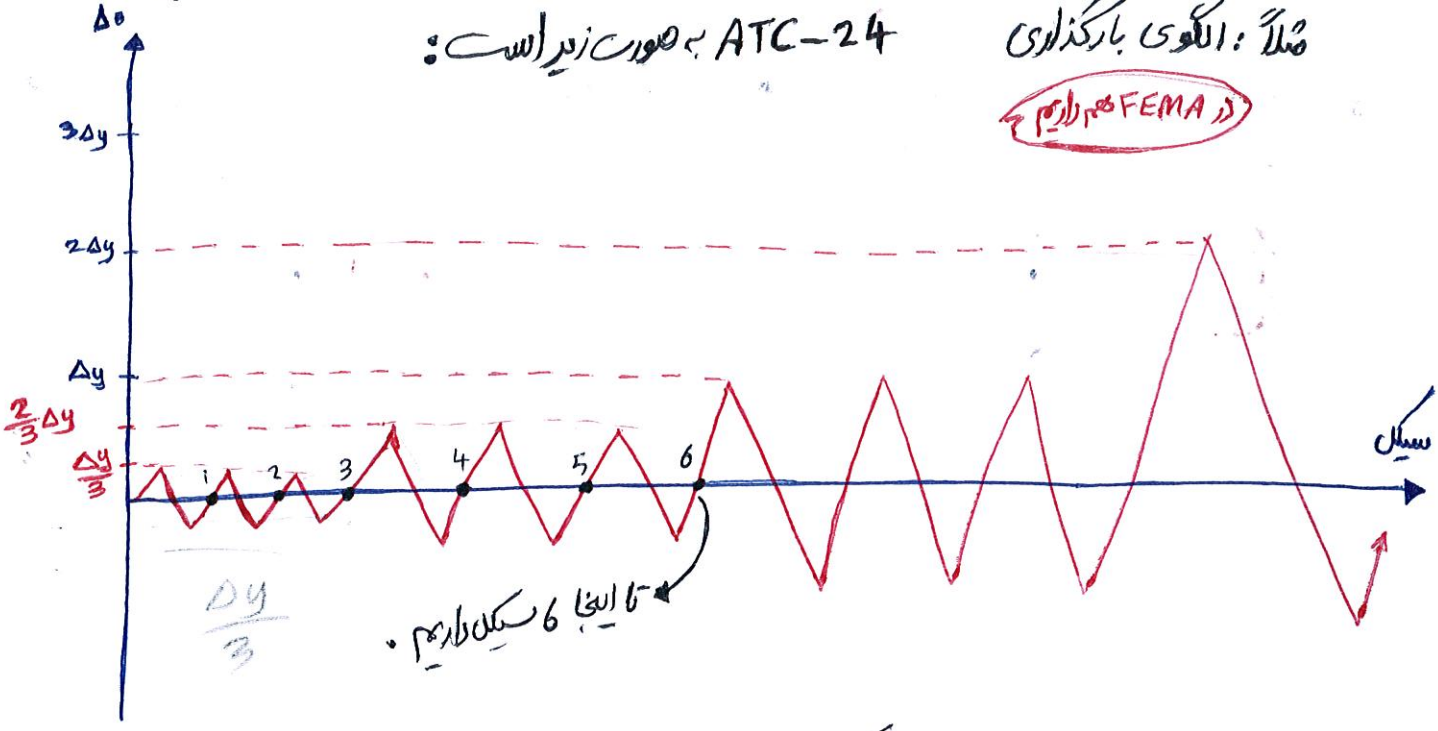
معمول تر آن است که منحنی های هیسترزیس، به ازای تغییرمکان های ثابت مشخص رسم گردد در چنین حالتی، معمولاً تنزل مقاومت در سیکل های متوالی، ملاحظه می شود.

به کاهش سختی و مقاومت که در منحنی های هیسترزیس ایده می شود، **اثر زوال** می گویند. هرچه قدر زوال مقاومت و سختی کمتر باشد، عملکرد لرزه‌ای مطلوب تر است.

جلسه چهارم پنج شنبه 95/12/5

برخی آیین نامه ها نیز مقرر می دارند که جابجایی های خاصی که معمولاً ضریبی از جابجایی های تسلیم هستند، با اندازه‌ی تکرار مشخصی، به سازه اعمال کردند،
مثلاً: الگوی بارگذاری ATC-24 به صورت زیر است:

(در FEMA هم داریم)



تعداد قله‌ها = تعداد سیکل

جابجایی کنترل	تعداد تکرار
$\frac{\Delta y}{3}$	3
$\frac{2}{3}\Delta y$	3
Δy	3
$2\Delta y$	3
$3\Delta y$	3
$4\Delta y$	2
$5\Delta y$	2

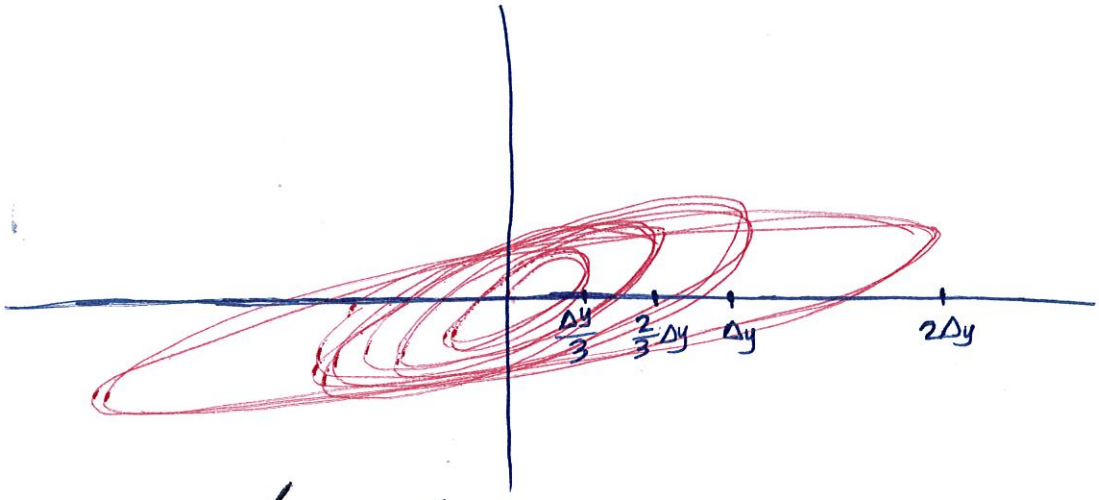
ابتدای گوید تا $\frac{\Delta y}{3}$ سه سیکل برویم و بیاییم
وسپس تا $\frac{2}{3}\Delta y$ " " " " "
و " " Δy " " "
" " " " $2\Delta y$ " " "
" " " " $3\Delta y$ " " "
" " " " $4\Delta y$ " " "
" " " " $5\Delta y$ " " "

تا همین جا ادامه می دهیم، چون 5 برابر شکل پذیری است و خیلی است
و اگر تا قبل آن، مصالح ما تاب آورد، تا همان جا کافی است.

پروتکل آزمایش چرخه ای
براساس ATC-24

سیکلی ≠ دینامیکی
↳ در اینجا زمان مطرح است

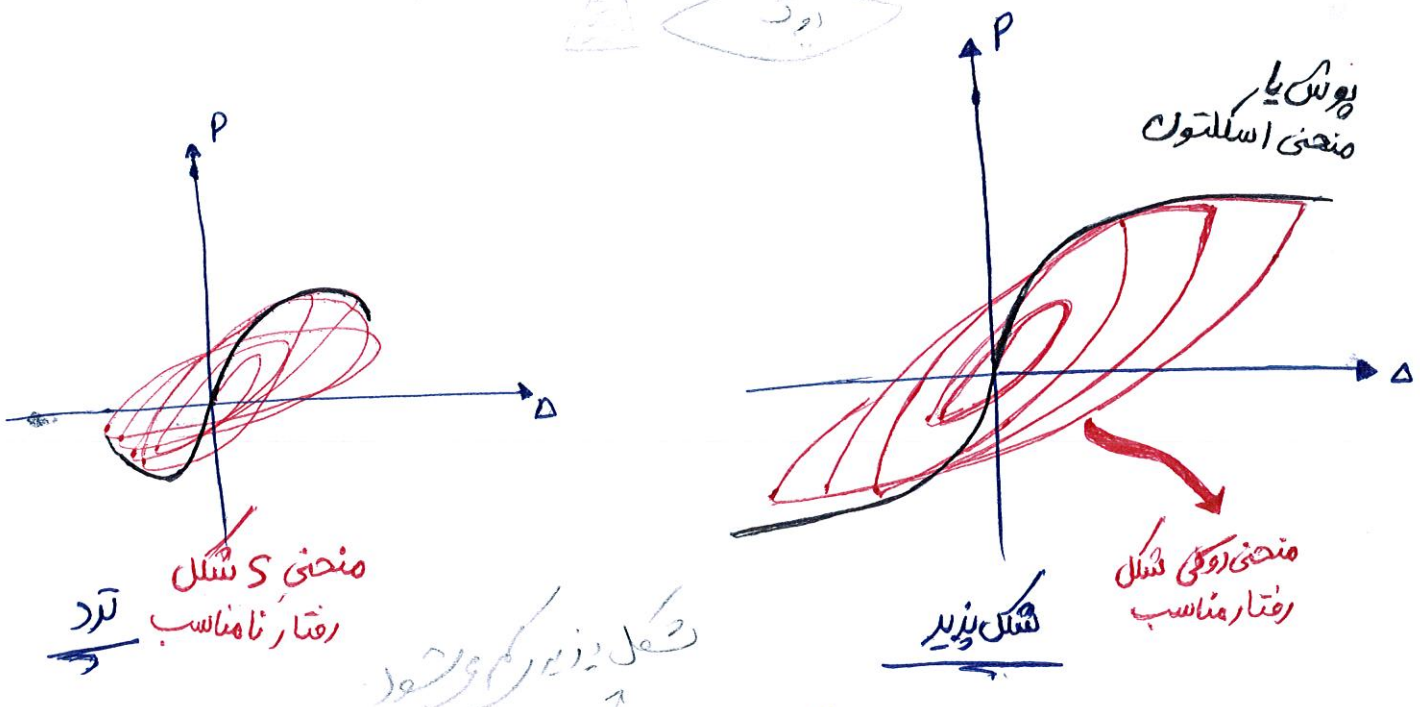
بارگذاری استاتیکی است
و زمان مطرح نیست
و به صورت رفت و برگشتی است.



یک سازه یا رفتار لرزه‌ای خوب، سازه‌ایی است که دارای شکل‌پذیری زیاد، مقاومت قابل قبول، اتلاف انرژی زیاد و چرخه‌ی پایدار هیسترزیس بدون تنزل مقاومت باشد.

منحنی هیسترزیس در چنین سازه‌هایی، به صورت روکی شکل می‌باشد.

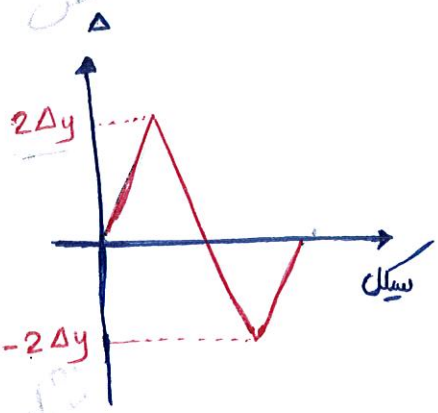
← خوب است



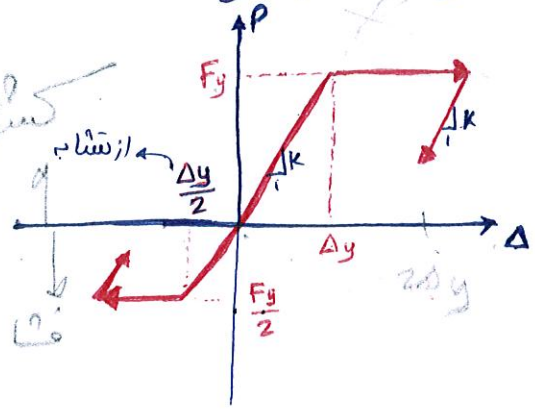
اگر لاغر شود و بخوابد ← سطح محصور کم می‌شود و خوب نیست.

سطح محصور در یک سیکل منحنی هیسترزیس، اتلاف انرژی در آن سیکل را نشان می‌دهد. معمولاً در کارهای پژوهشی، اتلاف انرژی به صورت تجمعی در سیکل‌های مختلف تنش حساب می‌شود.

مثال یک سازه با منحنی رفتاری زیر، پروتکل بارگذاری نشان داده شده را تجربه کرده است.
امتحانی اتلاف انرژی در یک سیکل را محاسبه کنید.

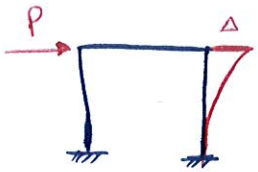


الگوی بارگذاری



منحنی بار - تغییر مکان

ظرفیت خمشی و کششی با هم فرق می‌کند.

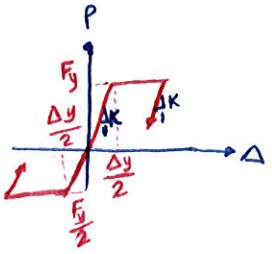


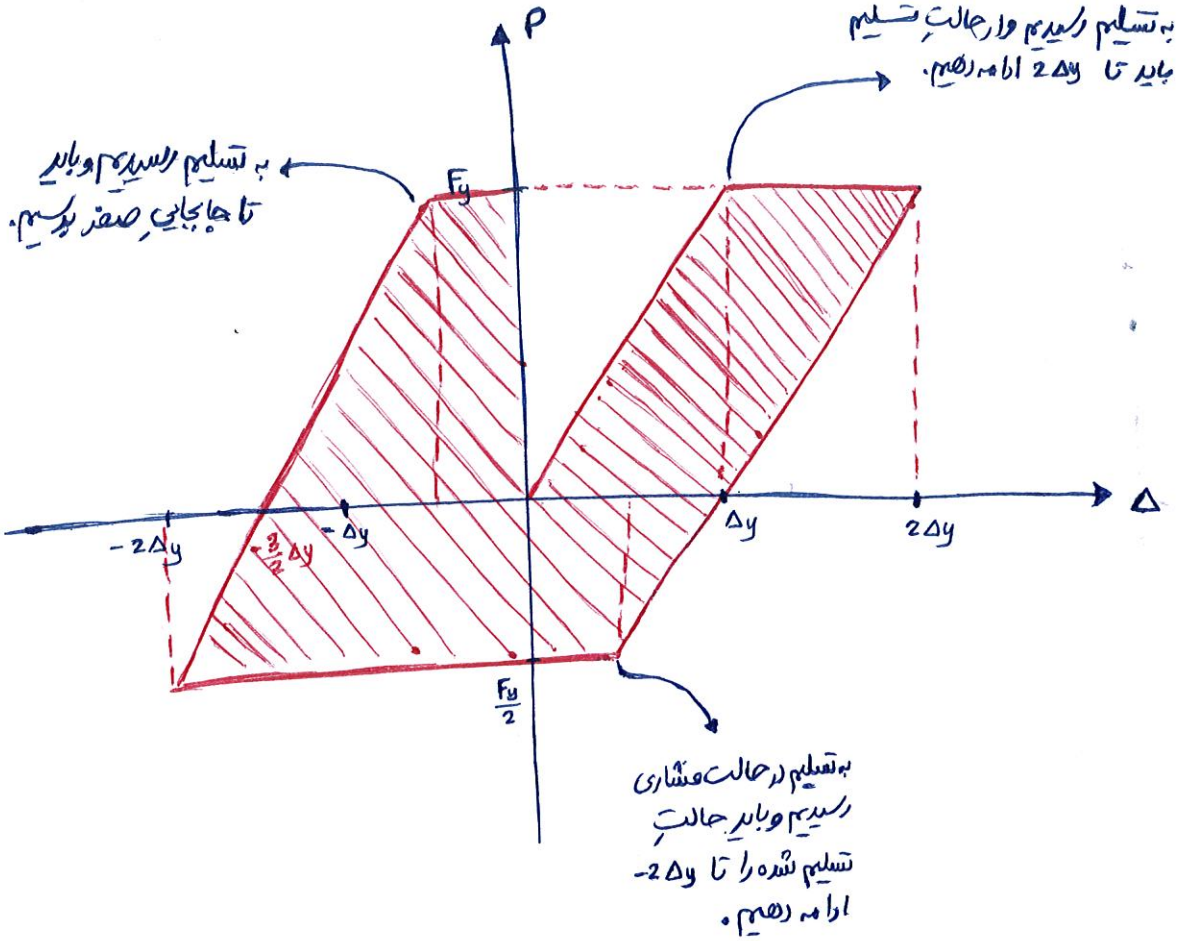
سازه مورد نظر

سازه ای داریم که تحت نیرو قرار داریم و Δ را اندازه گرفتیم و یا برعکس (فرقی نمی‌کند)
در حالت کششی ظرفیت آن Fy است
و در حالت فشاری، ظرفیت آن نصف می‌شود.
که اگر مقدار Δ در حالت فشاری را نداده بود از تشابه به دست می‌آوریم
حال سازه را در آزمایشگاه می‌بریم و تحت الگوی بارگذاری بالا قرار می‌دهیم و در این حالت، انرژی اتلاف شده را به دست آوریم.
که باید منحنی هیسترزیس را به دست آوریم.

طبق الگو ← می‌گوید سازه را تا 2Δy بکشیم
که سازه به Δy برسد، تا 2Δy تسلیم است.
و اگر بار را برداریم، به همان شیب برمی‌گردد تا به نقطه‌ای که مجدداً به تسلیم برسد.
حال سازه را تا -2Δy باید بکشیم که هنوز نرسیده به -2Δy، دوباره $\frac{\Delta y}{2}$ به تسلیم می‌رسد و در حالت تسلیم شده تا -2Δy ادامه می‌دهیم.
حال دوباره باید بارگذاری کنیم تا جابجایی ما صفر شود.
به اندازه‌ی 2Δy جلو می‌آییم تا به حد تسلیم برسیم و سپس افقی می‌شود تا به جابجایی صفر برسد.

مثال تا ±Δy بکشید





انرژی تلف شده ، مساحت منحنی است.

اتلاف انرژی = سطح متوازی الاضلاع − سطح مثلث

$$E = (2.5\Delta y)(1.5F_y) - \frac{1}{2}F_y\Delta y$$

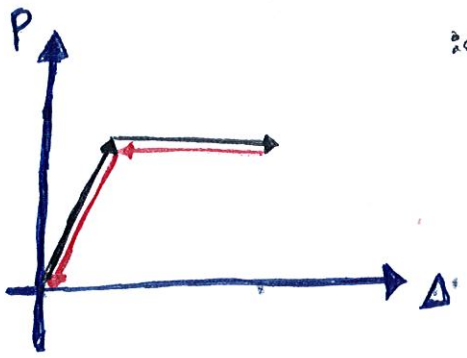
$$= \frac{13}{4}F_y \cdot \Delta y$$

$$= 3.25F_y \cdot \Delta y$$

- رفتارِ مستقل از مسیر بارگذاری :

بعضی از اجزای سازه‌ای، هنگامِ بارگذاری، دقیقاً از همان مسیری به وضعیت اولیه بازمی‌گردند که در حالِ بارگذاری طی کرده بودند.

نمودارِ جابجاییِ این گونه سازه‌ها، مشابه زیر است:

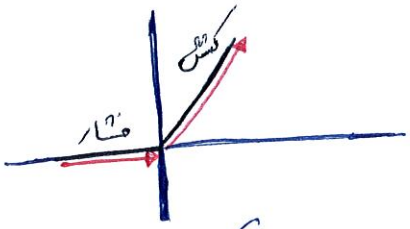


رفتارِ مستقل از بارگذاری

دراین حالت، به ازایِ هر جابجایی، صرفاً یک نیرو وجود دارد.

به چنین سازه‌هایی Holonomic نیز می‌گویند.

رفتارِ مشاریِ کابل، یک نمونه از این نوع رفتار است.



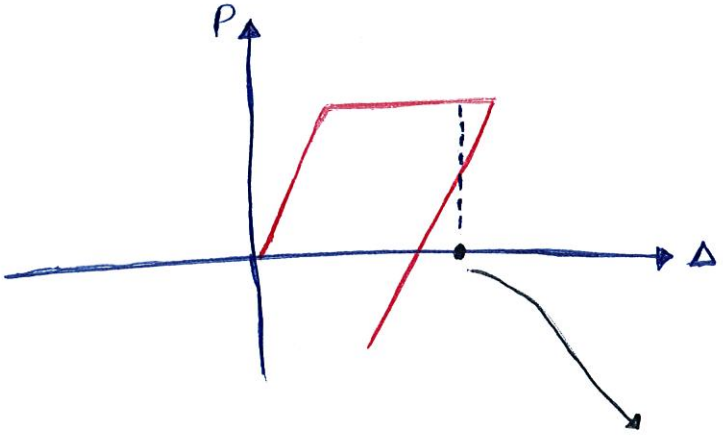
رفتار هولونومیک کابل

- رفتارِ وابسته به مسیر بارگذاری :

در تحلیلِ عنصرِ خطیِ عمده‌ی سازه‌های مهندسی، تاریخچه‌ی بارگذاری، اهمیت ویژه‌ای دارد.

به چنین سازه‌هایی Non-holonomic می‌گویند.

در چنین وضعیتی ممکن است به ازایِ یک جابجایی، چند نیروی محتمل وجود داشته باشد.

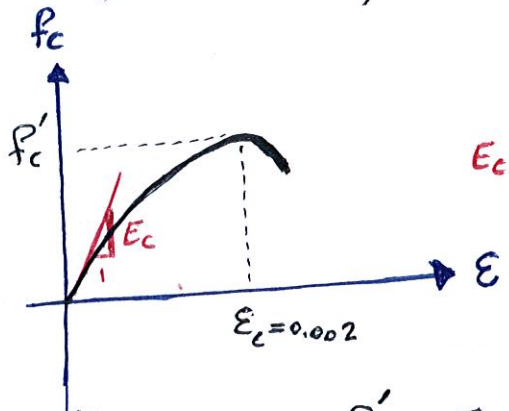


مثلاً اگر نیرو در این نقطه را بخواهیم دو تا نیروی محتمل وجود دارد که حتماً باید تاریخچه‌ی بارگذاری را داشته باشیم.

1-2- ویژگی های منحنی تنش-کرنش بتن و فولاد :

الف- بتن :

مقاومت مشاری بتن معمولاً با استفاده از نمونه ی استوانه ای به دست می آید و به f'_c موسوم است.
شکل عمومی منحنی تنش-کرنش بتن به صورت زیر است :

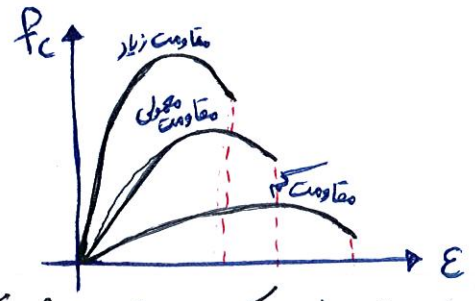


شیب اولیه

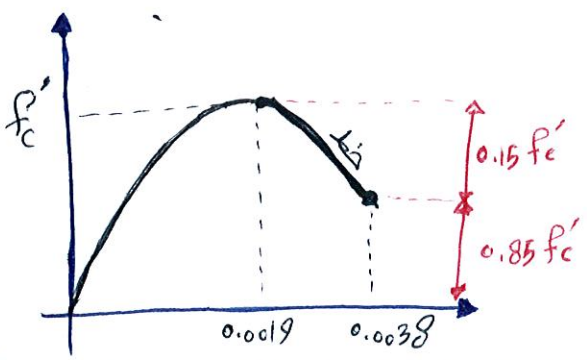
$E_c = 15100\sqrt{f'_c}$ $\frac{kg}{cm^2}$

f'_c مقاومت 28 روزه ی بتن

در نمودار بالا و رابطه بالا، E_c و f'_c هردو برحسب $\frac{kg}{cm^2}$ می باشند.
هرچه قدر مقاومت بتن بیشتر باشد، تردشکنی آن نیز بارزتر است.
به همین دلیل، بتن با مقاومت بالا، بسیار ناگهانی و به صورت انفجاری می شکند.



برای استفاده از تحلیل های خطی، لازم است که منحنی تنش-کرنش با استفاده از روابط ریاضی معرفی شود.
تاکنون پژوهش های زیادی برای این منظور صورت گرفته است.
معمولاً این منحنی ها، شامل یک قسمت سهمی و یک قسمت خطی می باشد.
شکل زیر مدلی را که توسط Hegnestad پیشنهاد شده است را نشان می دهد.



شاکله اصلی همین است ولی اعداد فرق می کند چون بتن های مورد استفاده فرق می کند.

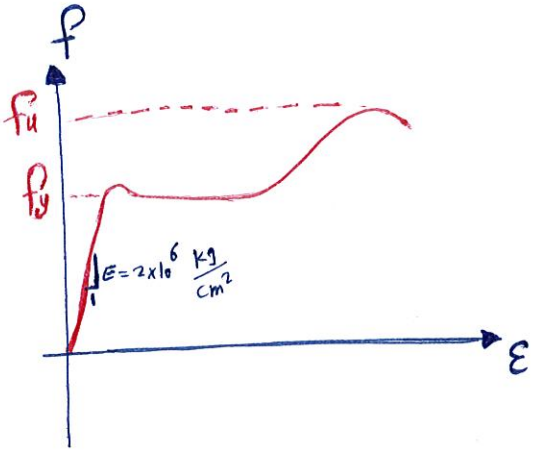
* در رسم سهمی سه نقطه نیاز است ولی اگر شیب را داشته باشیم $15100\sqrt{f'_c}$ می توان از معادله مشتق گرفت و برابر شیب قرار داد و سه مجهول سهمی به دست آید.

$y = ax^2 + bx + c$
$f_c = a\varepsilon^2 + b\varepsilon + c$

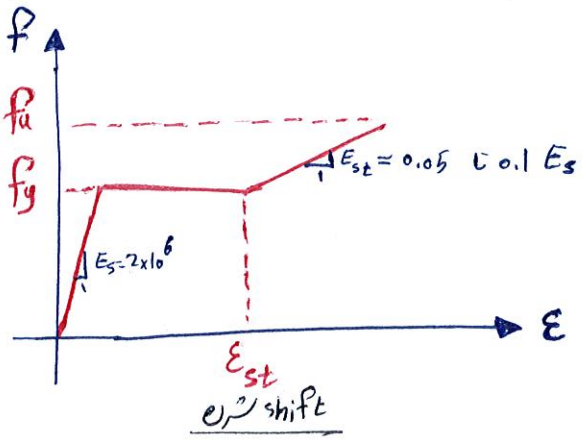
هنگامی که بتن، تحت بارهای فشاری سریع نظیر زلزله قرار می‌گیرد، مقاومت بیشتری از خود نشان می‌دهد برای همین، معمولاً آیین‌نامه‌ها اجازه می‌دهند که در حالت زلزله، تنش‌های مجاور، مقداری بزرگتر در نظر گرفته شوند.

ب - فولاد :

منحنی تنش - کرنش فولاد به صورت زیر است:



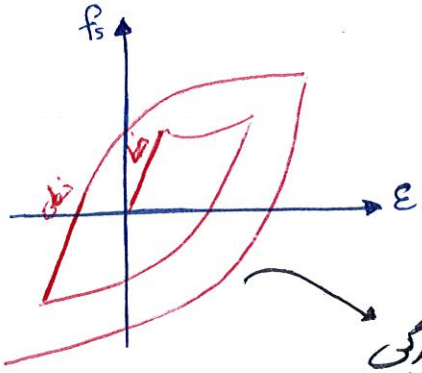
منحنی واقعی



منحنی ایده‌آل

هرچه شیب بیشتر باشد سختی مصالح بیشتر است.

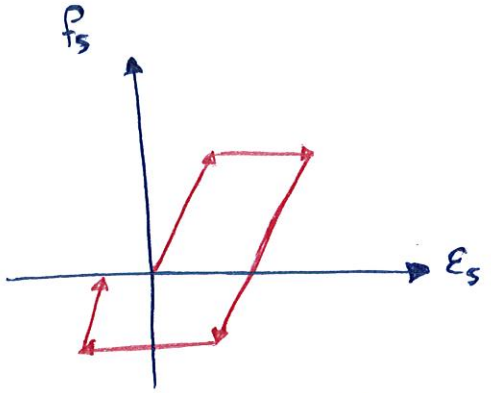
شکل زیر منحنی هیسترزیس فولاد را نشان می‌دهد.



به این گردشدگی اثر بوشینگر گویند.

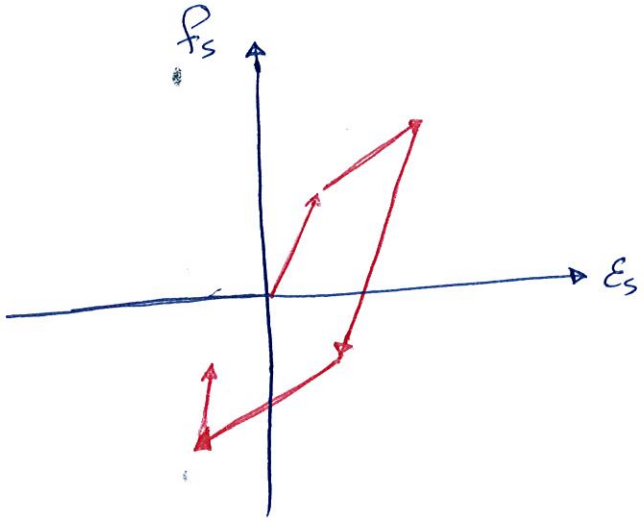
منحنی هیسترزیس فولاد

این مدل برای معرفی اکی
به نرم افزار خوب است.



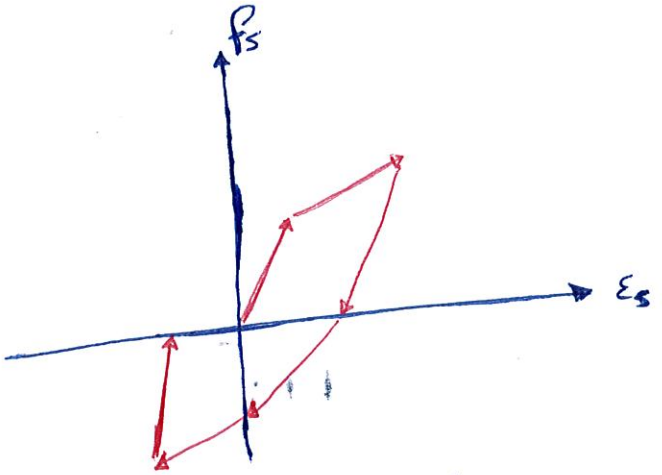
مدل کشسان - مومسان کامل

این مدل دقیق تر از
بالایی است.



این مدل اثر بوشینگر
را در نظر نگرفته است.

مدل دو خطی



مدل دو خطی با اثر بوشینگر

بارگذاری سریع در مقطعات فولادی نیز منجر به افزایش تنش تسلیم می شود.
اما تاثیر چندانی در مقاومت نهایی ندارد.

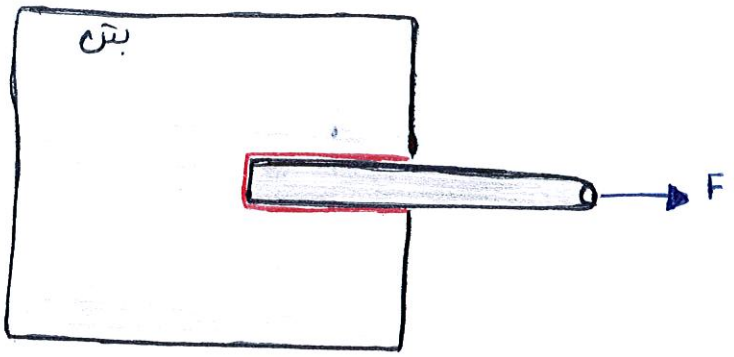
1-3- سازه‌های بتن مسلح :

فولاد و بتن از کنار هم قرار می‌گیرند

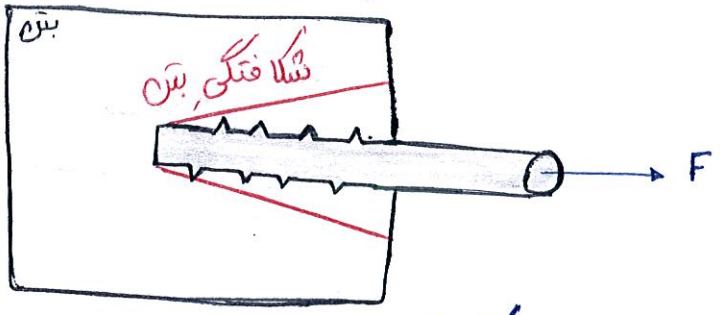
1-3-1- اثر متقابل بتن و فولاد :

- چسبندگی میلگرد و بتن:

این چسبندگی از طریق شیمیایی و اصطکاکی صورت می‌گیرد.
با استفاده از میلگردهای آجدار می‌توان چسبندگی را افزایش داد.
در این حالت، بیرون کشیده شدن آرماتور، همراه با شکافتگی بتن می‌باشد که می‌توان آن را با استفاده از آرماتورهای عرضی کنترل نمود.



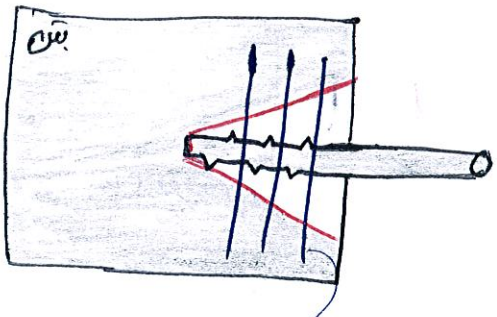
برای میلگرد صاف ← چسبندگی از نوع شیمیایی است.



بتن را جر می‌دهد و جدا می‌شود.

میلگرد آجدار

اگر از میلگرد عرضی استفاده کنیم آن گوه را دوخته ایم و نمی‌تواند به راحتی بیرون آید.

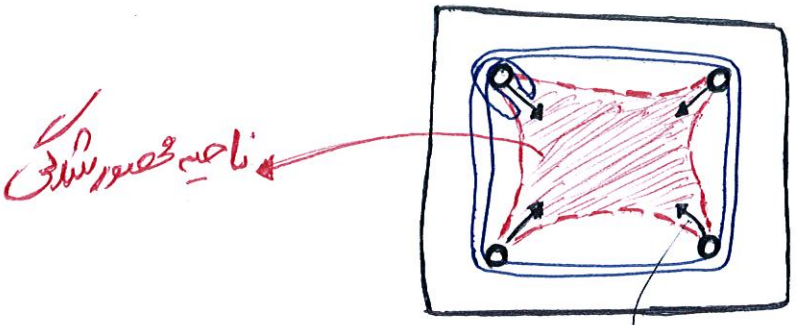


میلگرد عرضی باعث افزایش مقاومت مهاری می‌شود

confinement

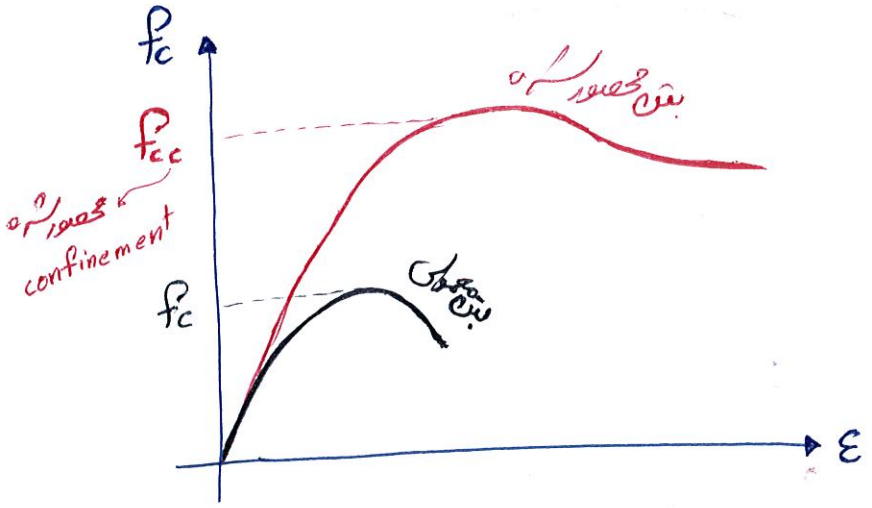
- محصور شدگی بتن :

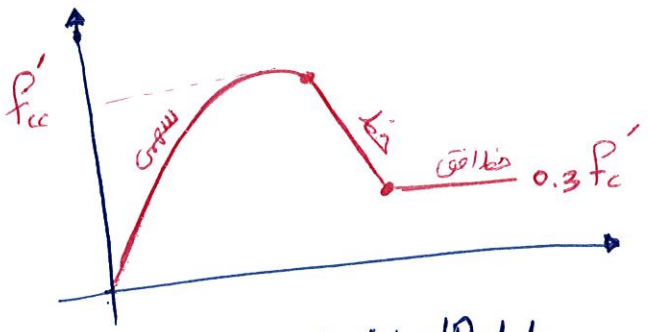
با محصور کردن عرضی بتن توسط خاموت، می‌توان مقاومت و شکل‌پذیری آن را افزایش داد.



این نیرو باعث می‌شود
بصورت متراکم باقی بماند.

* - ابتدا پوسته خارجی می‌ریزد
- و هسته داخلی باقی می‌ماند
- و سپس کمی از آن نیز می‌ریزد
- و میلگرد ها شکور خورده باقی می‌مانند
- تا فشار بیش از حد شود تا آن هم از بین برود.





مدل ایده‌آل ریاضی برای بتن محصور شده

پژوهشگران برای منحنی دو نقطه مدل
روابط و فرمول های مختلفی دارند.

آیین نامه ها معمولاً برای افزایش شکل‌پذیری اجزای بتن مشاری
ضوابط خاصی برای خاموت گذاری این اعضا، پیشنهاد می‌کنند.

جلسه ششم 95/12/19

یادآوری:

اثر متقابل فولاد و بتن
- چسبندگی
- مصورشدگی ← بیشتر روی بتن تأثیر می‌گذارد.
(هر جا رفتیم داشتیم، مصورشدگی داریم)
- کمانش میلگردهای طولی ستون این جلسه

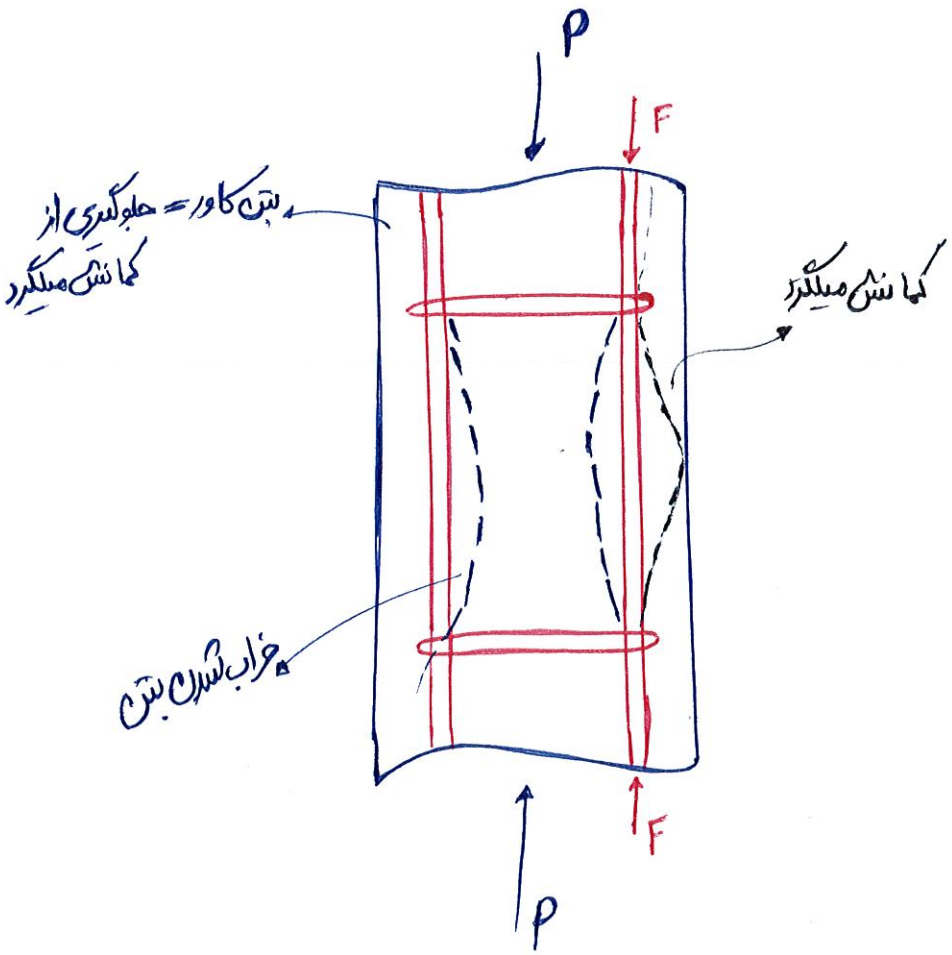
کمانش میلگردهای طولی ستون:

در اثر افزایش بارهای فشاری، پوشش بتنی ستون‌ها گسیخته می‌شود و آرماتورهای طولی در حد فاصل خاموت‌ها در معرض کمانش قرار می‌گیرند.

میلگردهای گنج در برابر کمانش تحمل بیشتری دارند.

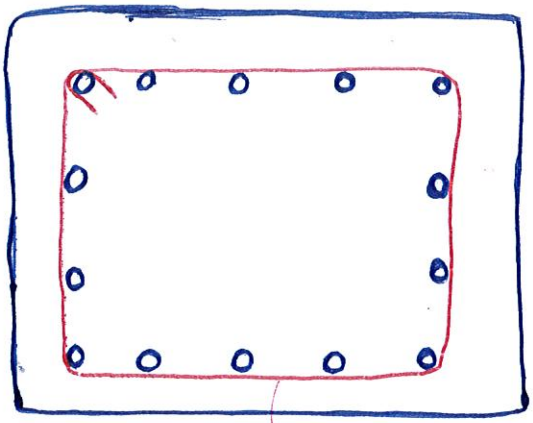
پتانسیل کمانش این آرماتورها، برای آنهایی که در گنج خاموت قرار ندارند بیشتر است

برای همین، آیین‌نامه‌ها الزام می‌دارند که آرماتورهای طولی حداقل، به صورت یک در میان در گنج خاموت‌ها قرار بگیرند.



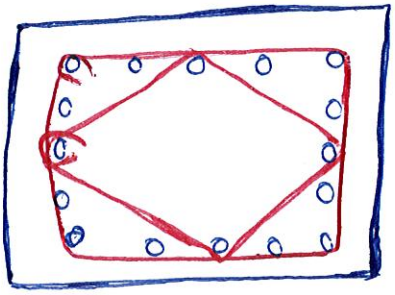
بتن کاور تخریب می‌شود
و میلگرد لخت می‌شود
و کمانش پیدا می‌کند.

Sadegh Heidari
0783342762



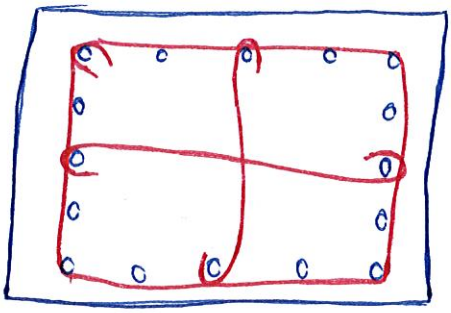
کمانش جانبی نامناسب

برای جلوگیری از کمانش ← یک در میان خاموت می گذاریم.



مناسب

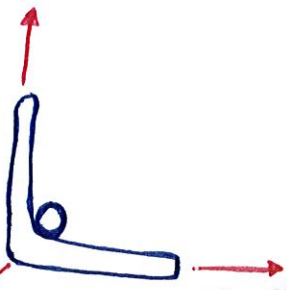
اگر مستطیلی باشد خاموت گذاری دراین مدل خیلی سخت می شود.



مناسب

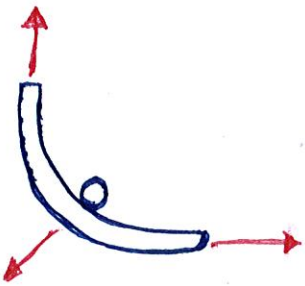
اگر مستطیلی باشد هم مشکل ندارد.

کاربردی تر



عکس العمل خاموت که از حرکت میلگرد طولی جلوگیری می کند.

میلگرد طولی که مایل به حرکت به این طرف می باشد



برای مقاطع دایروی

پس اثر متقابل فولاد و بتن

- چسبندگی
- محصور شدگی
- کمانش میلگرد طولی

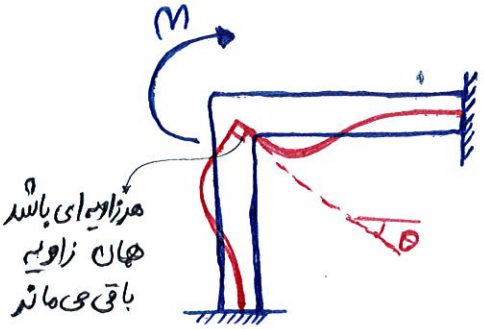
3-1-2- رفتار خمشی اعضا :

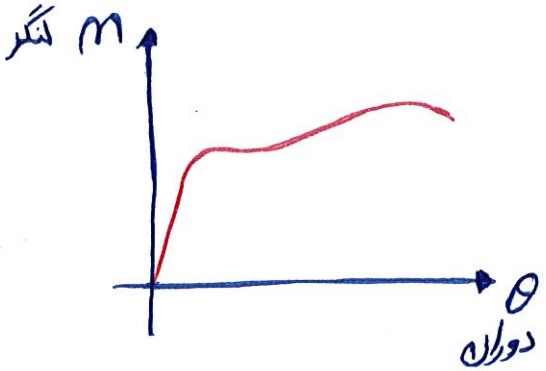
معمولاً نمودارِ بار- تغییر شکلِ اعضای خمشی در دو حالت ترسیم می‌شوند:

- لنگر- دوران : (M-θ)

خیلی رایج نیست

در این حالت، دورانِ یک گره تحتِ لنگر بررسی و نمودارِ آن رسم می‌شود.





لنگر با انحنا رابطه مستقیم دارد.
و با شعاع انحنا نسبت عکس دارد.

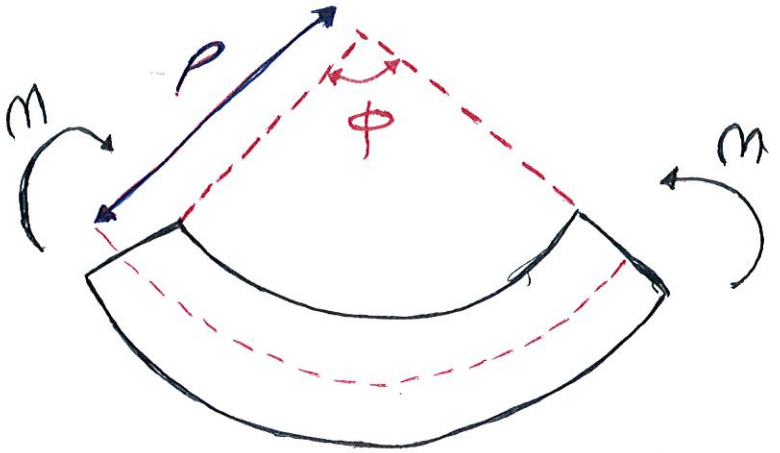
- لنگر - انحنا :

با مفهومِ انحنا در درسِ مقاومتِ مصالح آشنا شده‌اید.
در واقع، انحنا که آن را با Φ (فی)، ψ (سای) یا K (کاپا) نمایش می‌دهند، عکسِ شعاعِ انحنا است.

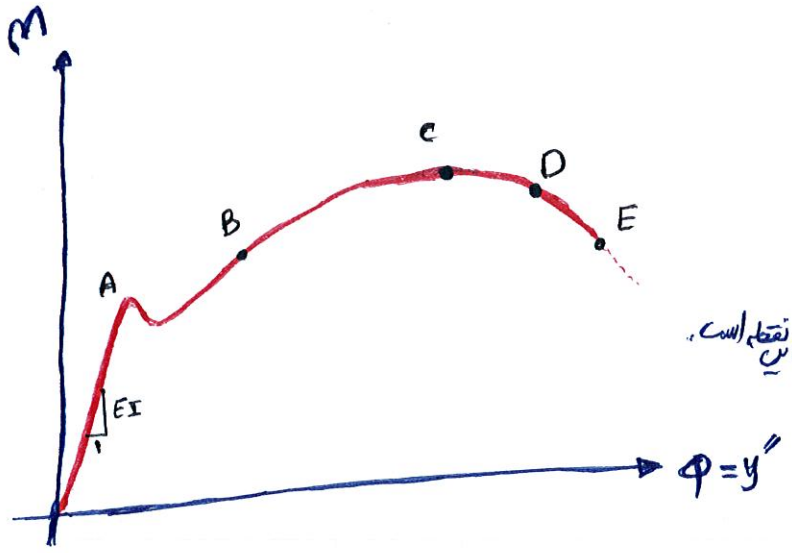
$$\Phi, \psi, K = \frac{1}{\rho}$$

در مقاومت مصالح برای سازه‌های با تغییر شکل کوچک ⟵ $K = y''$

در ناحیه‌ی خطی ⟵ $EIy'' = M(x)$



در این حالت اگر بخواهیم نمودار لنگر ـ انحنا را رسم کنیم:



A: ترک خوردگی اولیه

B: تسلیم آرماتورهای کششی

C: بار نهایی ← بیشترین باری که تحمل می کند.

D: خردشدگی بتن ← معمولاً طراحی تیر خمشی برای این نقطه است.

اگر فولاد فشاری نداشته باشیم، در این مقطع می شکند و ادامه پیدا نمی کند.

E: کمانش فولادهای فشاری ← در این نقطه فولاد فشاری کمانش پیدا می کند

با وجود آرماتورهای فشاری، شکل پذیری افزایش پیدا می کند

در ابتدای منحنی که در حالت خطی هستیم شیب آن EI است

نکته:

از درس مبتنی کارشناسی می دانیم که آرماتورهای فشاری در سازه هایی که آرماتور کششی آنها از حد بالانس کمتر است، نقش مؤثری در افزایش مقاومت ندارند.

نمودار فوق نیز این مطلب را نشان می دهد.

اما استفاده ی معقول از آرماتورهای فشاری، می تواند باعث افزایش انحنای پلاستیک و بهبود شکل پذیری شود.

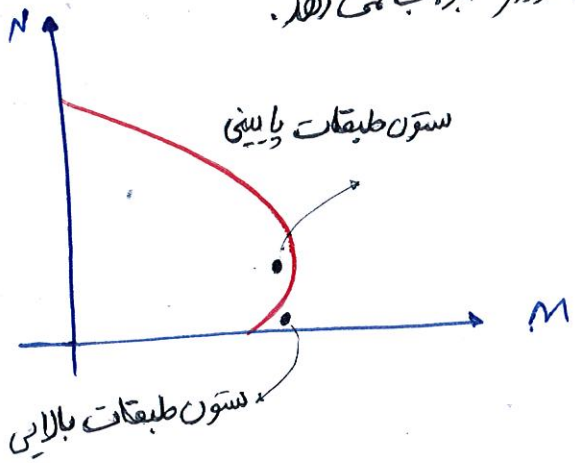
تاثیر نیروی محوری فشاری N بر رفتار خمشی :

وجود نیروی محوری فشاری N ، مقاومت و شکل پذیری را تحت تاثیر قرار می دهد
و بر روی منحنی لنگر - انحنا اثر می گذارد.

- اثر روی مقاومت :

در طراحی ساختمان های بتنی ، گاهی اتفاق می افتد که ابعاد و آرماتورهای ستون های طبقات یکسان است و طبقات پایینی جواب می دهد ولی طبقات بالایی خیر.
که جواب این ، در این نمودار نهفته است

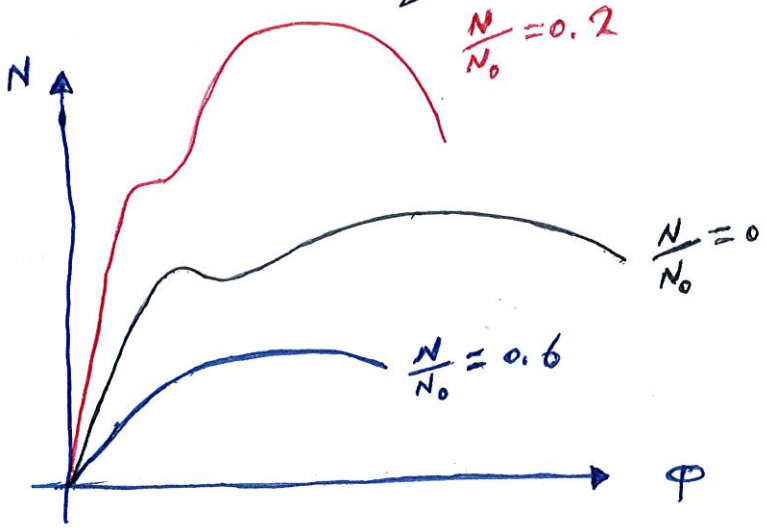
اگر لنگرها در طبقات یکسان باشد ولی نیروی فشاری طبقات پایینی بیشتر است و در طبقات بالاتر کمتر است. و ممکن است مطابق بالا اتفاق بیفتد که داخل نمودار safe است و بیرون نمودار جواب نمی دهد.



نکته : گاهی آرماتورهای طبقات فوقانی سنگین تر از تحتانی نشان داده می شود.

- اثر روی شکل پذیری :

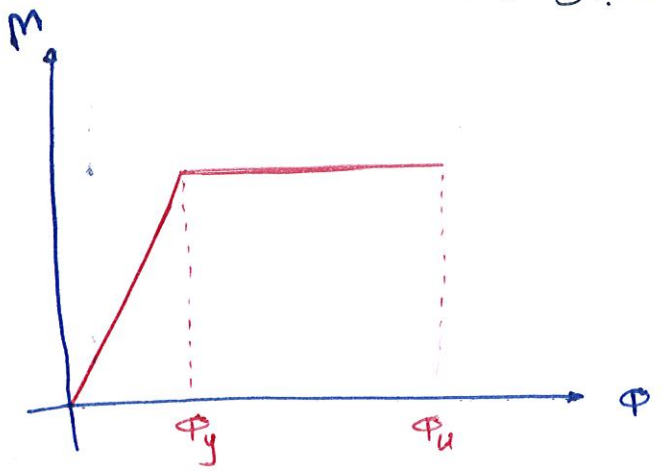
افزایش نیروی محوری فشاری در هر صورت موجب کاهش شکل پذیری می شود.



ما می دانیم از نمودار بالا که با افزایش نیروی فشاری تا یک حدی خمش افزایش پیدا می کند و سپس شروع به کاهش می کند
و اگر N0 را از صفر مول به بعد ادامه دهیم، شکل های مختلف بالا تر تشکیل می شود.

$$N_0 = 0.85 f_c' (A_g - A_s) + f_y A_s$$

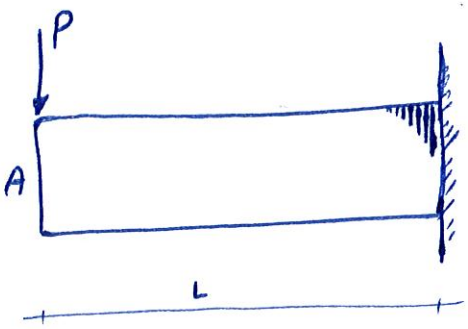
معمولاً شکل پذیری انحنایی، از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:



$$\mu_{\Phi} = \frac{\Phi_u}{\Phi_y}$$

- شکل پذیری تغییر مکان اعضا:

تیر طبقی زیر را در نظر بگیرید:



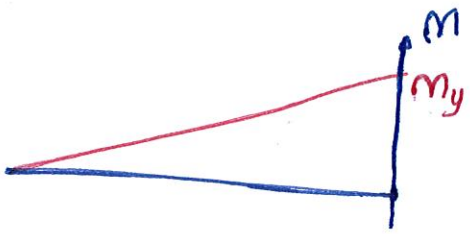
با افزایش بار انتهایی، آرماتورهای خمشی به تسلیم می‌رسند. در این حالت Φ_y در این حالت Δ_y و جابجایی انتهایی نقطه A می‌باشد.

از آنجایی که رابطه‌ی لنگر-انحنا در مقاومت مصالح $M = EI\Phi$ بود و دیاگرام لنگر این تیر خطی است، می‌توان گفت که انحنای تیر خطی تغییر می‌کند.

برای اینکه همه شکل‌ها در یک صفحه باشند ادامه در صفحه بعد.

اگر بار را زیاد کنیم در آخر
مقدار لنگر به M_y می رسد.

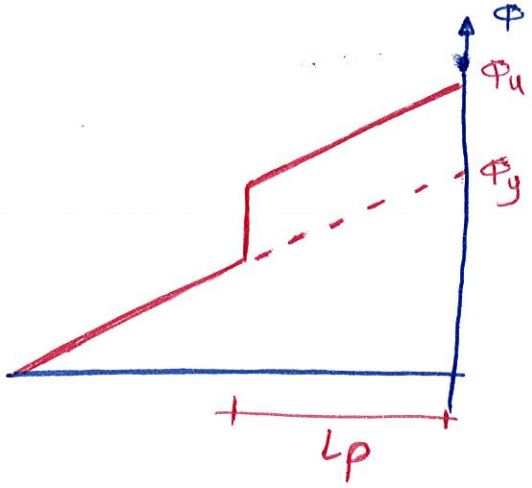
دیاگرام لنگر در لحظه تسلیم تکیه گاه ←



$M = EIy''$
یعنی باز هم خطی می ماند

دیاگرام انحنا در لحظه تسلیم ←

دیاگرام انحنا در لحظه گسیختگی ←



اگر بار را بیشتر افزایش دهیم، Φ_y به Φ_u می رسد
ولی در اینجا، حالت خطی خود را حفظ نمی کند و منحنی می شود.
و برای اینکه منحنی رسم نکنیم، آن را ایده آل می کنیم که
همان Φ_y را رسم می کنیم و Φ_u را نیز موازی Φ_y رسم می کنیم.
سپس در یک نقطه به صورت قائم، پایین بیاییم و به Φ_y وصل کنیم.

اکنون فرض کنید که همچنان بار انتهایی یا جابجایی انتهایی را افزایش می‌دهیم، دراین صورت، طول بیشتری از آرماتورها تسلیم می‌شوند و انحنای انتهای تیر از Φ_y به Φ_u افزایش می‌یابد.

معمولاً فرض می‌شود که توزیع انحنای عنبر کشسان به صورت فوق تخمین زده می‌شود. (دو خطی)

با استفاده از روابط تحلیل و مقاومت مصالح می‌توان ثابت نمود که خیز انتهای A از تیر بالا (صفحه قبل) برابر است با لنگر اول سطح زیر نمودار انحنا نسبت به نقطه‌ی A.

یعنی:

برای شکل اول:

$$\Delta_y = \frac{1}{2}\Phi_y . L * \frac{2}{3}L \longrightarrow \Delta_y = \frac{\Phi_y . L^2}{3}$$

(بازو)

برای شکل دوم: مساحت مثلث پایینی را داریم و فقط متوازی‌الاضلاع را اضافه می‌کنیم.

$$\Delta_u = \Phi_y . \frac{L^2}{3} + (\Phi_u - \Phi_y) * L_p * \left(L - \frac{L_p}{2}\right)$$

(بازو)

با توجه به رابطه‌ی بالا، می‌توان شکل پذیری جابجایی را به شکل پذیری انحنایی مربوط کرد:

$$\frac{\Delta u}{\Delta y} = 1 + \left(\frac{\Phi u}{\Phi y} - 1\right) * \frac{3L_p\left(L - \frac{L_p}{2}\right)}{L^2}$$

(μ_Δ , μ_Φ)

!

$$\mu_\Delta = 1 + (\mu_\Phi - 1)\frac{3L_p}{L} * \left(1 - 0.5\frac{L_p}{L}\right)$$

رابطه بالا نشان می دهد که هرچه قدر $\frac{L_p}{L}$ بزرگتر باشد، به ازای یک شکل پذیری ثابت μ_ϕ شکل پذیری جابجایی بزرگتری حاصل می شود.

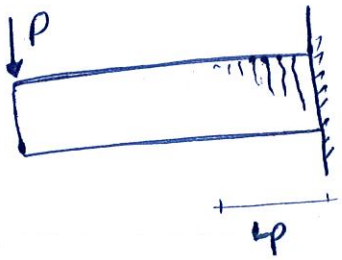
معنی این حرف آن است که اگر بتوانیم با خاموت گذاری مناسب، امکان آن را فراهم کنیم که طول بیشتری از تیر، تغییر شکل های بزرگتری را تحمل کند، شکل پذیری جابجایی بیشتری فراهم می شود.

به همین دلیل است که مطابق آیین نامه های بتن، برای سازه های شکل پذیر، تراکم خاموت بیشتری در نواحی نزدیک تکیه گاه الزام می شود.

طراحی لرزه ای جلسه 96,1,23

مثال اگر در تیر طره ای زیر $L_p = 0.15L$ باشد، شکل پذیری انحنایی μ_ϕ را به نحوی محاسبه کنید تا تیر دارای شکل پذیری زیاد $\mu_\Delta = 4$ باشد.

طول مفصل پلاستیک



شکل پذیری زیاد وقتی است که $\mu_\Delta = 4$ باشد

همان طور که قبلاً اشاره شد، برای آنکه یک سازه، دارای شکل پذیری زیاد باشد، لازم است که شکل پذیری جابجایی آن $\mu_\Delta = 4$ باشد.

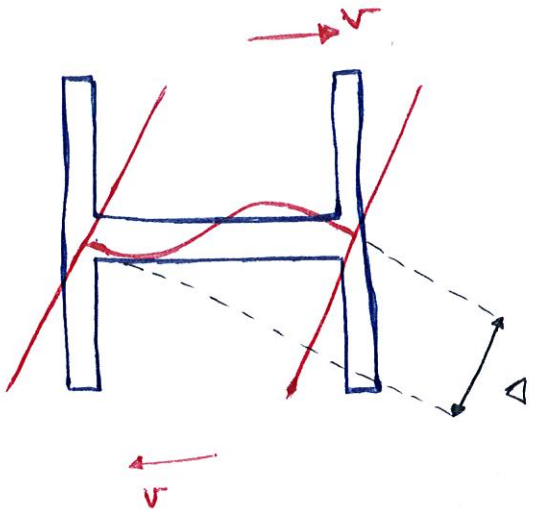
$$\mu_\Delta = 1 + (\mu_\phi - 1)\frac{3L_p}{L}\left(1 - 0.5\frac{L_p}{L}\right) \xrightarrow[\mu_\Delta = 4]{\frac{L_p}{L} = 0.15} \mu_\phi = 8.2$$

ملاحظه می گردد که رقم محاسبه شده برای μ_ϕ، رقم قابل توجهی است.

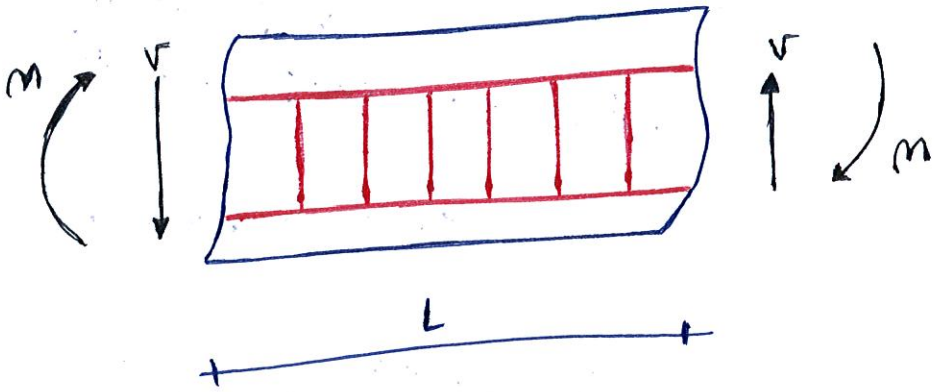
(یعنی شکل پذیری دورانی ما باید 8.2 باشد تا شکل پذیری جابجایی ما به 4 برسد)

3-3-1- رفتار برشی اعضا :

تیربتنی را با وضعیت لنگر و برش انتهایی به صورت زیر در نظر بگیرید:
معمولاً در بارگذاری های لرزه ای ، چنین وضعیتی در تیرها حادث می شود.



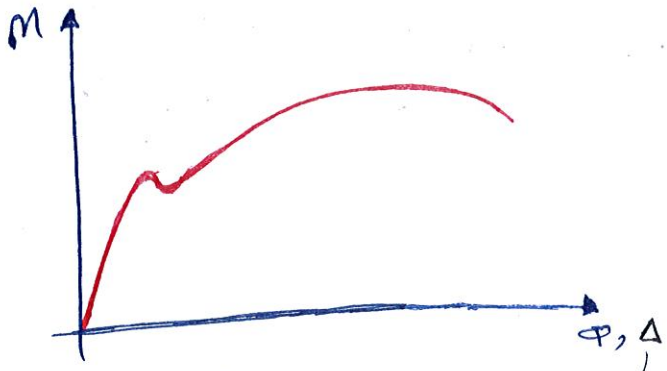
یک تیر بین دو تا ستون باشد
اگر زلزله بیاید ستون ها خم می شوند که در اصل منحنی شکل اند.
و چون اتصالات صلب اند. زاویه ها 90 درجه باقی می ماند
و تیر به چنین شکلی در می آید.
و سر دو تیر به اندازه Δ نسبت به هم جابجا شده اند.



بنابه تعادل استاتیکی :

$$VL = 2M \longrightarrow \begin{cases} V = \frac{2M}{L} \\ M = \frac{VL}{2} \end{cases}$$

در بخش قبل دیدیم که رابطه ی لنگر - جابجایی تقریباً به صورت زیر است.

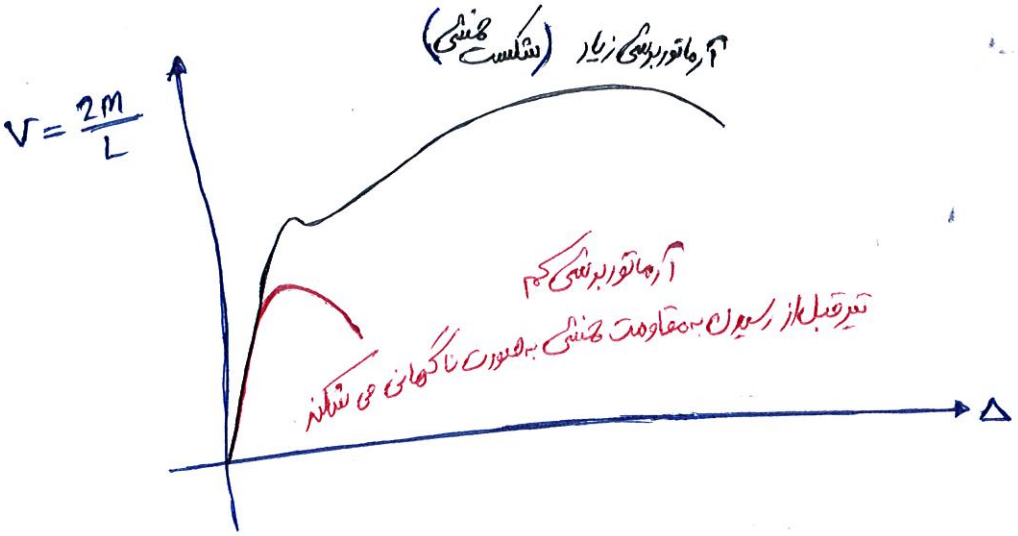


اگر برحسب Δ هم باشد اعداد فرق می کند ولی شکل ، همین شکل است.

این رابطه تا وقتی صادق است که آرماتورهای برشی زیاد باشند و تیر قبل از تسلیم خمشی، دچار شکست برشی نشود.

(شکست برشی شکست تردی است و ناگهانی است و خوب نیست (شکل پذیری ندارد))

درواقع متناسب با میزان آرماتورهای برشی، نمودارها مقاومتی برای بار- تغییرمکان حاصل می شود.



طبق رابطه $V=\frac{2M}{L}$

اگر نمودار M را $\frac{2}{L}$ برابر کنیم V به دست می آید.

برش عامل بسیار مخربی است.

ملاحظه می شود که با افزایش خاموت های یک تیر، می توان از شکست برشی که عموماً به صورت ترد اتفاق می افتد جلوگیری کرد و رفتار تیر را به سمت شکست خمشی که عموماً شکل پذیرتر است سوق داد.

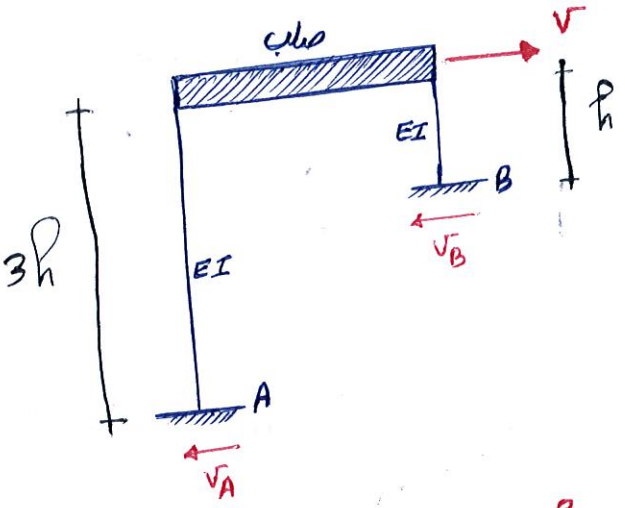
معمولاً آیین نامه ها الزامات محافظه کارانه تری را در طرح برشی مقاطع به کار می برند. به عنوان نمونه، می توان آیین نامه ی ACI را استفاده کرد که برای برش ضریب کاهش مقاومت $\Phi=0.65$ را پیشنهاد می کند. و برای خمش $\Phi=0.9$ را.

در طراحی سازه‌ها حتی المقدور سعی می‌شود از شکست برشی پرهیز گردد.
این نوع شکست خصوصاً در مورد بعضی از اجزای سازه‌ای بسیار تهدید کننده است.
به برخی از این موارد توجه کنید: | ستون کوتاه / تیر همبند

الف - ستون کوتاه:

عمده‌ی تخریب‌ها در زلزله‌ها از همین ستون کوتاه است.

مثال در قاب روبرو مشخص نمایید سهم نیروی برشی ستون کوتاه چند برابر ستون بلند است؟



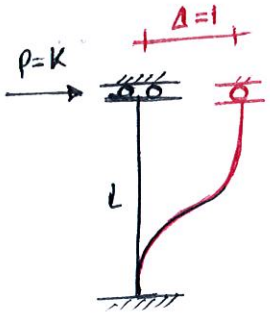
$$K = \frac{3EI}{h^3}$$

از برش V سهمی از آن برای V_B و سهمی از آن برای V_A است.
چه سهمی؟
نیروی برشی به نسبت سختی ستون‌ها سهم می‌برند.

$$V_A = \frac{K_A}{K_A + K_B} \cdot V = \frac{\left(\frac{1}{3h}\right)^3 \cdot V}{\left(\frac{1}{3h}\right)^3 + \left(\frac{1}{h}\right)^3} = \frac{1}{28} V$$

$$V_B = \frac{K_B}{K_A + K_B} \cdot V = \frac{\left(\frac{1}{h}\right)^3 \cdot V}{=} = \frac{27}{28} V$$

برشی که به B می‌رسد 27 برابر برشی است که به A می‌رسد
پس نیروی بسیار زیادی به ستون کوتاه می‌رسد
و ما در طراحی باید کاری کنیم که حتی الامکان
ستون کوتاه ایجاد نشود.



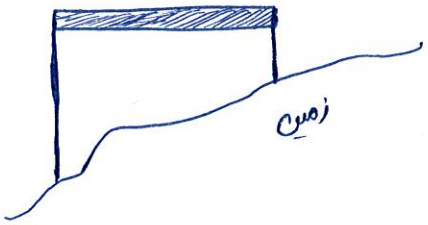
$$K = \frac{12EI}{L^3}$$

ستون های کوتاه - یکی از آفات ساختمان های مهندسی است و حتی الامکان باید از آن جلوگیری شود.

از عواملی که باعث ایجاد ستون کوتاه می شود، می توان به موارد زیر اشاره کرد:

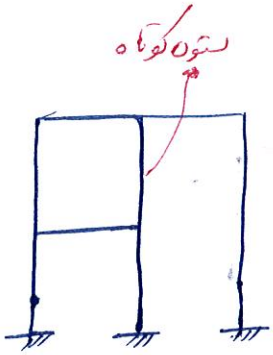
① اختلاف تراز در پی

معمولاً در مناطق کوهستانی

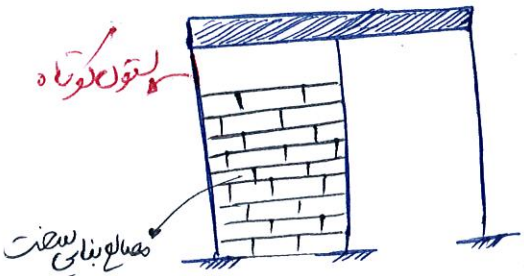


② پیکربندی نامناسب سازه

(طراحی معماری)

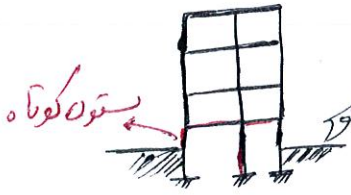


③ دیوارچینی نامناسب

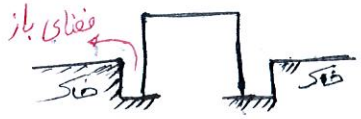


اگر مصالح بنایی سبک باشد زیاد تاثیری ندارد.

در زمین هایی که سازه مقداری بالاتر آید برای نورگیری بین ستون کوتاه ایجاد می شود

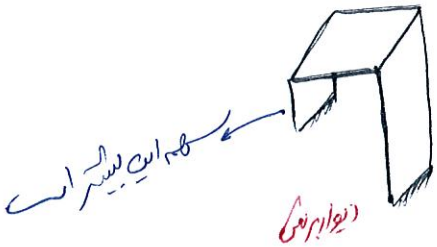


که بیشتر در قاب های خمشی (سازه بتنی) است.



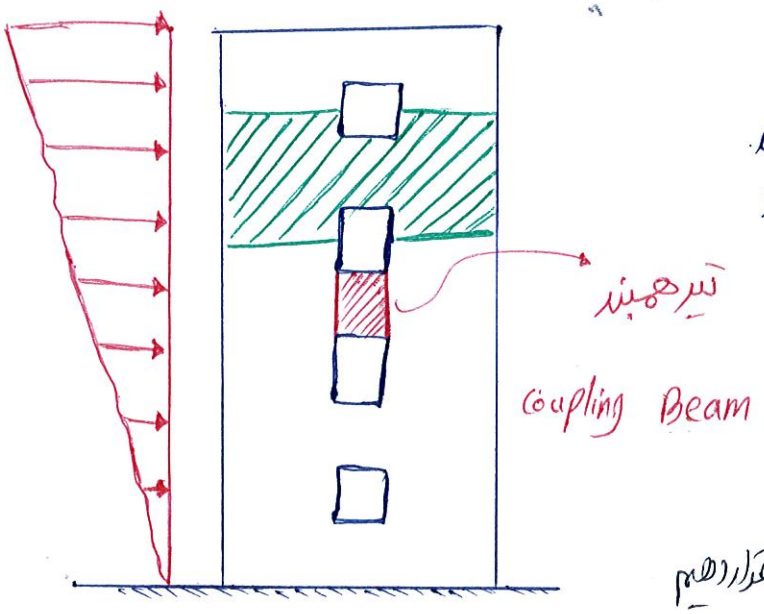
و برای جلوگیری از آن، فضای بازی ایجاد می کنند که ستون کوتاه ایجاد نشود.

در اتصالات مفصلی (سازه فولادی)، برش را دیوار برشی تحمل می کند و خیلی جذب ستون ها نمی شود.



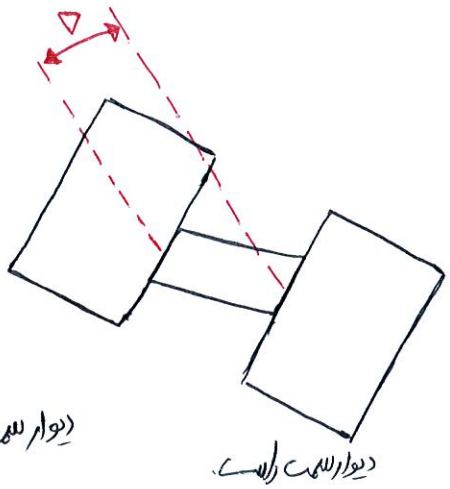
ب - تیر همبند :

گاهی اوقات به ضرورت معماری، در داخل یک دیوار، بازشو تعبیه می‌شود یا به منظور بهبود رفتار، دو دیوار جدا توسط تیرهای پیوند دهنده به هم متصل می‌شود. در این صورت، تیرهایی بین دو دیوار شکل می‌گیرد که به آن تیرهای همبند می‌گویند.
در هنگام زلزله، این تیرها، تحت تیرهای برشی و خمشی مطابق شکل زیر قرار می‌گیرند:



مثل این است که دو تا دیوار با تیرهایی به هم وصل شده‌اند. تیر همبند باعث می‌شود دو تا دیوار با هم کار کنند که هر چه ارتفاع آن بیشتر باشد کارکرد بهتری خواهد داشت.

معمولاً پژوهشگران می‌گویند شکل زیر را مورد آزمایش قرار دهیم که مدل‌سازی می‌کنند.

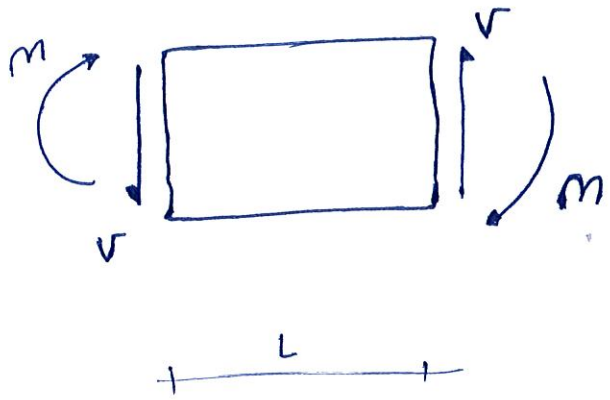


که زلزله می‌آید، دیوار قوس برمی‌دارد و منحنی می‌شود و مثل این می‌ماند که شکل بالایی بتابد و به این شکل تبدیل شود. و تیر به شکل متوازی‌الاضلاع در آید که منحنی شکل است. دامل که سر و ته تیر به اندازه Δ جابجایی دارند.

تغییر شکل برشی یک تیر پیوند کوتاه

برای این که تیر مورد نظر به حالت بالا در آید چه نیروهایی اعمال می شود.

اگر نیروی برشی به آن اعمال شود به حالت متوازی الاضلاع در می آید که برای تعادل، باید M نیز در خلاف آن وارد شود.



$$V.L = 2M \longrightarrow V = \frac{2M}{L}$$

این تیرها دارای M بالایی اند
واز طرف دیگر، L آنها کم است
} ← طبق فرمول، برش نسبت به تیرهای معمولی خیلی زیاد است و تعیین کننده می باشد.

Sadegh Heidari
0783342762

شکل پذیری :

پاتولی بررسی کرد که برای رسیدن به شکل پذیری زیاد در سازه ($\mu = 4$) لازم است که شکل پذیری تیرهای پیوند، حداقل به اندازه‌ی 12 باشد.

مود شکست برشی :

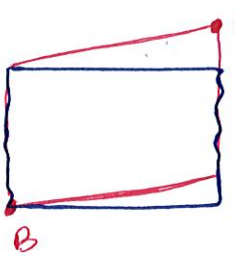
در صورت استفاده از آرماتور گذاری متعارف: ← آرماتور طولی و آرماتور عرضی دارد.

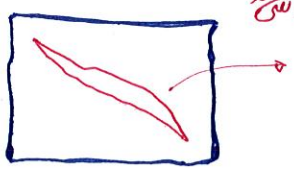
چون برش داریم به شکل متمرکز وارد می‌آید و A و B از هم دور شده و در کشش‌اند و عمود بر آن ترک می‌خورد.

وارد زلزله رفت و برگشت داریم که از جهت دیگر هم ترک می‌خورد و X مانندی می‌شود.

واز آرماتور قطری استفاده می‌کنند که ترک را می‌دوزد

و چرا خاموت قائم استفاده نمی‌کنند؟ ← از جلوتر توضیح داده می‌شود.





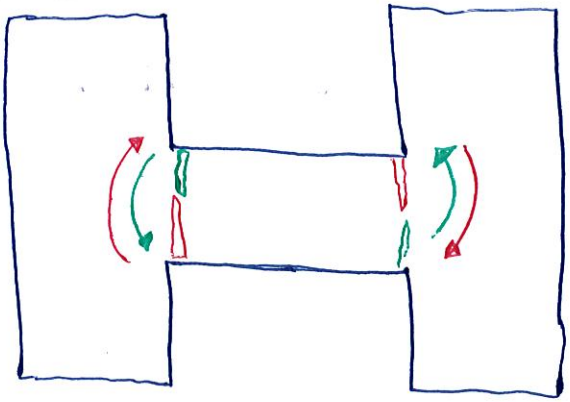
ترک خوردگی قطری ناشی از برش، بسیار ناگهانی بوده و لازم است از آن جلوگیری شود.

مود شکست خمشی :

با افزایش آرماتور برشی می‌توان شکست برشی را کنترل نمود. اما در این حالت،

اولاً شکل پذیری به اندازه‌ی لازم افزایش نمی‌یابد،

ثانیاً در بارهای سیکلی، ترک‌های خمشی با هم تداخل می‌کنند و شکست لغزشی تردی را ایجاد می‌نمایند.



در تیر لنگر نیز داشتیم که اگر ساعتگرد باشد، یک طرف را ترک خمشی می‌دهد و اگر پادساعتگرد باشد، طرف دیگر ترک می‌خورد.

و این‌ها در هم تداخل می‌کنند و جدار لغزش می‌شود و به هم می‌ریزد

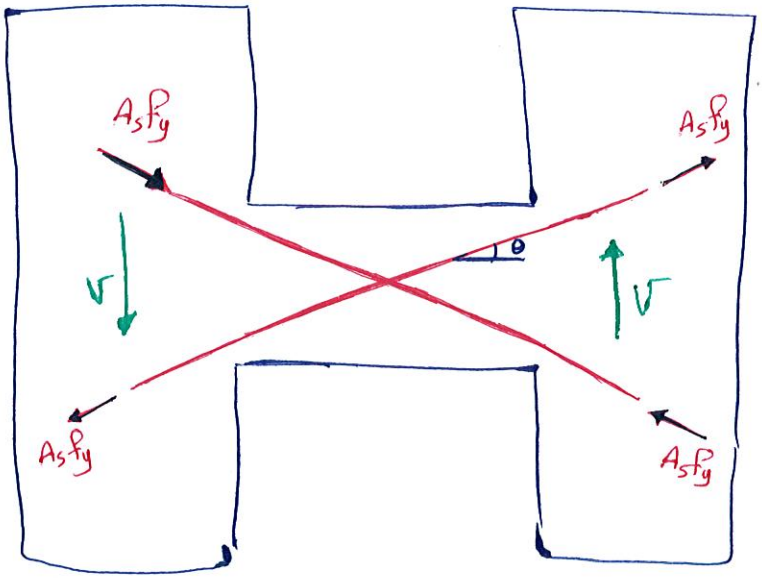
که در این حالت آرماتورگذاری متعارف به درد نمی‌خورد.

آرماتورگذاری قطری : (پیشنهاد پائولی)

اولین بار پائولی در اوایل دهه 80 پیشنهاد کرد این تیرها توسط آرماتورهای قطری تقویت شوند.
آزمایشات وی و پژوهشگران بعدی، نشان داد که در این صورت،
شکل پذیری تا حد قابل توجهی افزایش می یابد.
این پیشنهاد - مورد استقبال آیین نامه ها نیز قرار گرفته است.
آرماتورهای قطری با استفاده از اصول ساده ی استاتیک طراحی می شوند.

(علاوه بر آرماتورهای معمولی افقی و قائم
آرماتور قطری هم دارد)

(در این روش، شکل پذیری بیشتر افزایش می یابد)



اگر یک قطر کششی باشد، قطر دیگر در فشار است.
و اگر تعادل بنویسیم :

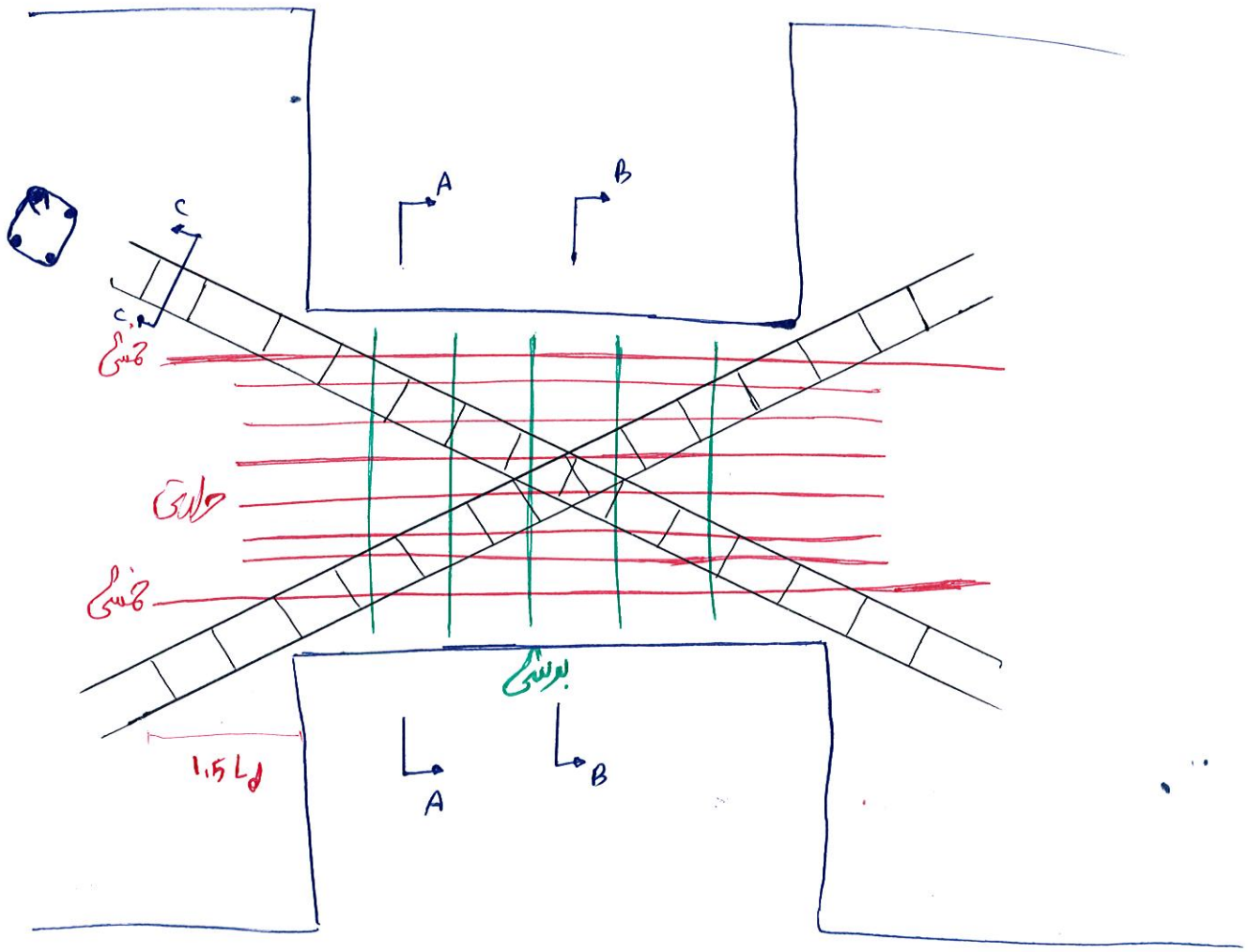
تعادل استاتیکی :

$$V = 2 A_s f_y \sin\theta$$

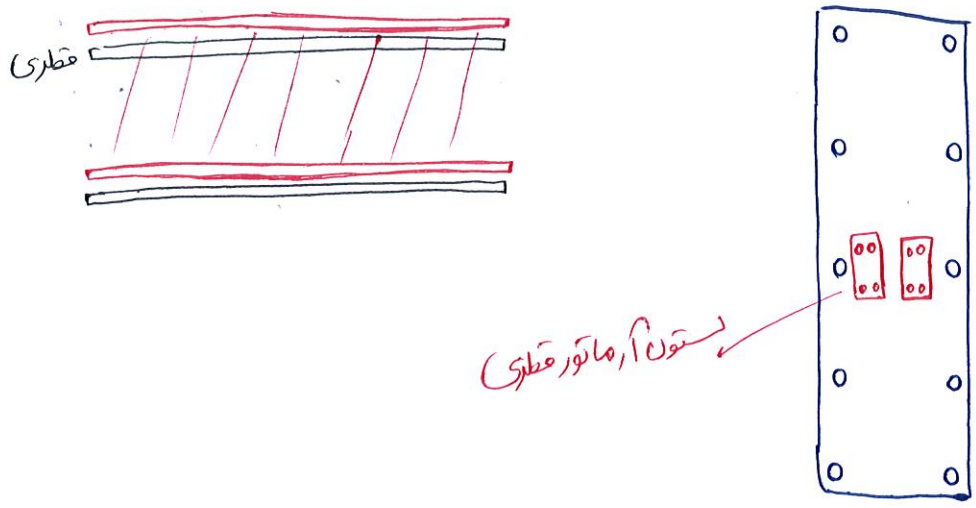
که در طراحی ضریب ϕ یا کاهش ظرفیت هم ضرب می شود.

معمولاً جایگذاری این آرماتورها که مطابق آیین‌نامه‌ها برای ساختمان‌ها شکل پذیر، اجباری است، بسیار پیچیده و سخت می‌باشد.

یک سری آرماتور خمشی داریم که طول مهاری باید رعایت شود که از حالت معمول بیشتر است.
یک سری آرماتور حرارتی اند.
یک سری آرماتور برشی داریم.
و یک سری آرماتور قطری داریم طبق پیشنهاد پاتولی که از بین بقیه آرماتورها، عبور داده می‌شود و معمولاً 4 تا است که به صورت دسته جمعی می‌باشد
و برای اینکه به هم نچسبند باید با خاموت آنها را از هم جدا داشته باشیم.

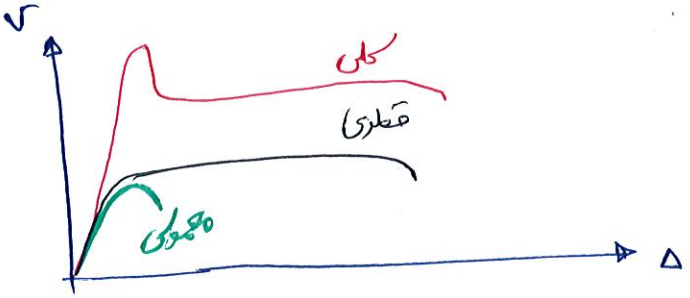


اجرای این آرماتوربندی بسیار سخت است.
که آرماتور قطری را داخل شبکه معمولی کار می گذارند و بعد اینکه در جای تیر هبند جاگذاری شد
به صورت قیچی آن را باز می کنند.



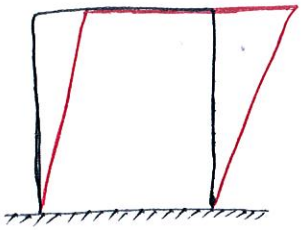
آرماتورهای معمولی ← شکست تردد دارد در تیر هبند
آرماتورهای قطری ← شکل پذیری بالاست.

در حالت کلی که هردو را داشته باشیم مقاومت بالا رفته و ناگهانی می شکند
و سپس شکل پذیر است.



1-3-4 - دیوارهای برشی :

به ندرت در ساختمان ها، دیوارهای برشی کوتاه استفاده می‌شود و تغییر شکل این دیوارها در هنگام زلزله به صورت زیر خواهد بود :



شبیه متوازی الاضلاع
(شبیه قوطی کبریت که کج می‌شود)

در چنین دیواری، برش، نقش تعیین کننده دارد و معمولاً برای مقابله با آن از آرماتورهای افقی و قائم استفاده می‌شود. (افقی ها کار خاموت را می‌کنند)

البته پژوهش هایی نیز در خصوص مهاربندی قطری این دیوارها انجام شده است. ← که زیاد تاثیر ندارد.
البته عمده‌ی دیوارهای برشی در سازه‌ها، به صورت طره ای می باشند.
از آن رو به این دیوارها، دیوار برشی می‌گویند که برای مقابله با برش طبقات ناشی از زلزله استفاده می‌شوند. اگرچه ممکن است این دیوارها دارای مود شکستی غیر از شکست برشی باشد.

معمولاً چهار نوع مود شکست برای دیوارهای برشی در نظر گرفته می‌شود.
که برای هر نوع تمهیدات خاصی در نظر می‌گیریم.

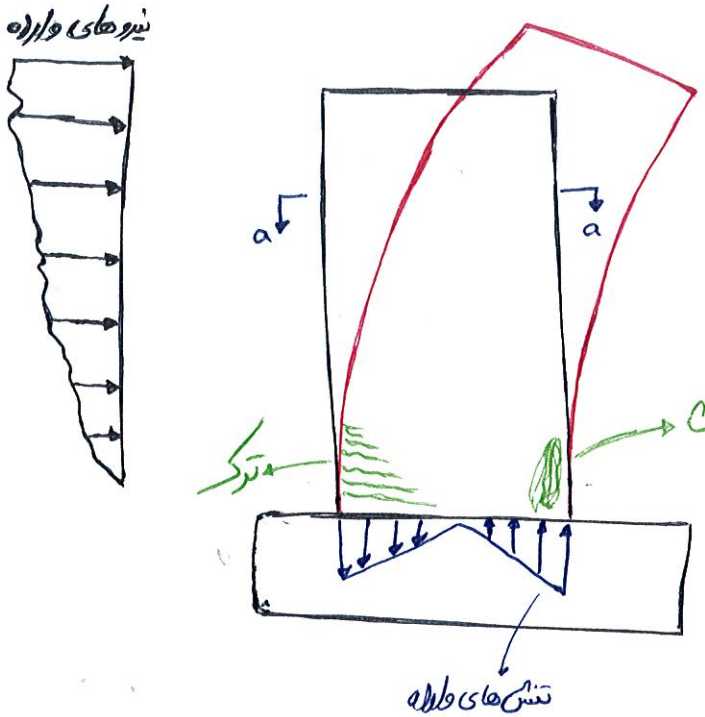
← از این 4 شکست، شکستی خوب است که سازه‌ی ما شکل پذیر باشد.

در سازه های بلند، دیوار برشی همانند یک ستون است و خمش به آن وارد می‌شود
ولی چون برش طبقات را جمع می‌کند، با رفتار خمشی ← به آن دیوار برشی می‌گویند.

ضوابط طراحی ← آیین نامه‌ها
فلسفه طراحی ← این درس

هرچه جلوتر می‌رویم، شکست ها بهتر می‌شود.

الف - مود شکست خمشی :



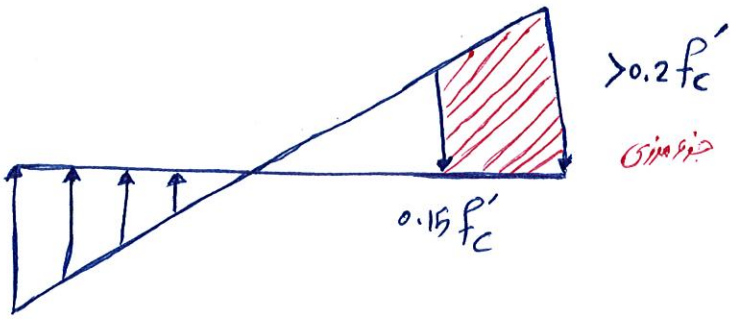
وجه سمت چپ به کشش می‌افتد ← پس ترک‌های کششی باز می‌شود
سمت راست تنش‌ها فشاری‌اند ← که اگر از حد تحمل بتن بیشتر شود، بتن له‌شده و خرد می‌شود.

بهترین مقطع برای مقاومت کردن در برابر خمش ← تیر I شکل است.
مثل این‌که اگر به جنوب ایران حمله شود، ارتش نیروهایش را به همان جا می‌برد.
و مهندسین نیز از این استفاده کرده و مقطع I شکل را به گوشه تیرها می‌برند.
در دیوار برشی نیز همین کار را می‌کنند که برای راحتی اجرا ← زائده‌ی I شکل را انداخته و مستطیل شکل است.

مقطع a-a

جزء مرزی ← ناحیه‌ای است که نیروی وارده از حدی که آیین‌نامه گفته است بیشتر باشد.
$0.2f'_c$

چه طولی داشته باشد و تا کجا؟
تا جایی که $0.15f'_c$ تنش دارم ادامه می‌دهم.



تغییرات تنش دیوار برشی.

این نوع شکست - یکی از مطلوب ترین انواع شکست است (شکل پذیر)
و تلاش می شود تا با اعمال ضرایب اطمینان نسبتاً بزرگ، از سایر شکست هایی که در ادامه توضیح داده می شود جلوگیری شود.

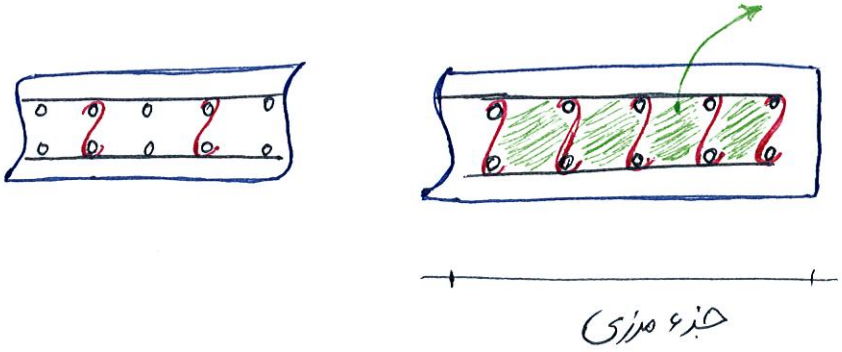
یکی از مناسب ترین شکل ها برای مقاطع این نوع دیوارها، مقطع I شکل است.
اجزای نشان داده شده در لبه‌ی دیوار، موجب افزایش لنگر لازم سطح می شود ولی ممکن است سختی اجرایی را کم کند.

ملاحظه می شود که در ناحیه‌ی فشاری، بتن خرد می شود.
برای اینکه این خردشدگی به تعویق بیفتد، می توان این ناحیه را توسط آرماتورعرضی محصور نمود.

معمولاً آیین نامه ها الزام می دارند که محصورشدگی برای ناحیه‌ای با تنش فشاری بزرگتر از $0.2f'_c$ انجام شود که به این ناحیه **جزء مرزی** می گوییم.

با یادآوری رفتار خمشی یک تیر می توان نتیجه گرفت که حضور آرماتورهای وجه فشاری می تواند منجر به افزایش شکل پذیری گردد.
این کار به وسیله‌ی استفاده از محصورکننده‌های عرضی در دیوارهای برشی انجام می شود.

از خاموت ها برای محصورسازی استفاده می کنند ← در جزء مرزی
ولی در وسط دیوار چون آرماتورهای طولی دل اند ← بنابراین هر چند تا، یکی از خاموت می بندند تا در سر جای خود بمانند.

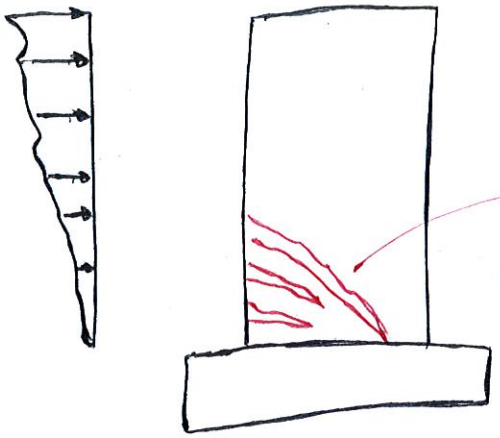


ب - مود شکست برشی:

← به صورت ناگهانی می شکند و خیلی خطرناک و ترسناک است.

معمولاً این شکست بر دیوارهایی اتفاق می افتد که نسبت ارتفاع به طول دهانه کم است.
برای جلوگیری از این شکست، از آرماتورهای افقی استفاده می کنیم.
این آرماتورها، نقش همان خاموت ها را در تیرهای بتنی ایفا می کنند.

(همانند شکستی است که در تیرها می بینیم 45 درجه قطری)



برای جلوگیری از این شکست
↓
آرماتور قطری قرار می دهیم
↓
و اگر از یک حدی بیشتر بگذاریم، از شکست برشی جلوگیری می شود
و در سمت دیگر که فشار داریم، بتن خرد و پوکیده می شود و شکست ترد است.

اگر فولاد افقی کم باشد، شکست قطری کششی اتفاق می افتد و
اگر فولاد افقی زیاد شود، ممکن است شاهد شکست قطری فشاری باشیم.

برای محاسبه ی مقاومت برشی دیوارها، همانند فلسفه ای که در مورد تیرها صادق است برقرار می باشد.

$$V = V_c + V_s$$

همانند تیرها

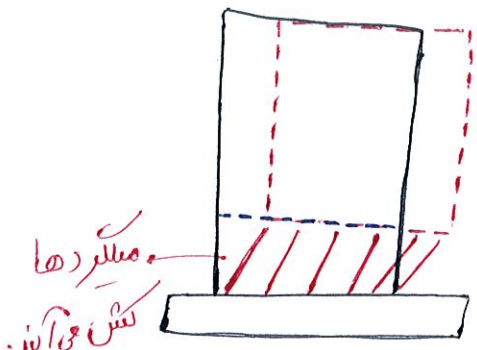
در سازه های شکل پذیر می گوییم V_c را در نظر نگیرید که فرض می شود بتن خرد می شود و قابل استفاده نیست.

البته به علت ماهیت رفت و برگشتی زلزله، کم کم مقاومت بتن زایل می شود.
از این رو در سازه های شکل پذیر، روی مقاومت برشی بتن حساب نمی شود.

V_c

ج - مود شکست برشی - لغزشی :

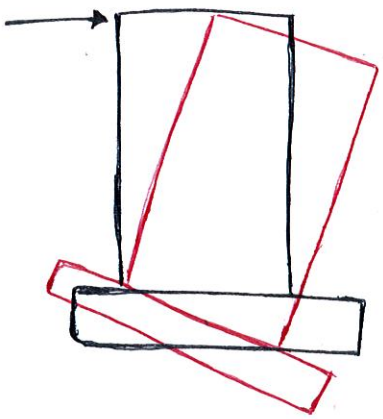
(خلسه آرماتورهای طولی میانی، برای جلوگیری از این شکست است)



معمولاً در ناحیه‌ی قطع بتن اتفاق می‌افتد. (قطعه شده می‌خورد)
بتن را مورب می‌زنند تا بتن بعد از آن قفل شود.

این شکست معمولاً در محل قطع بتن اتفاق می‌افتد.
برای جلوگیری از آن، از توزیع یکنواخت آرماتورهای قائم استفاده می‌شود.
این آرماتورها، علاوه بر مقابله با لغزش، می‌توانند به افزایش مقاومت خمشی نیز کمک کنند.

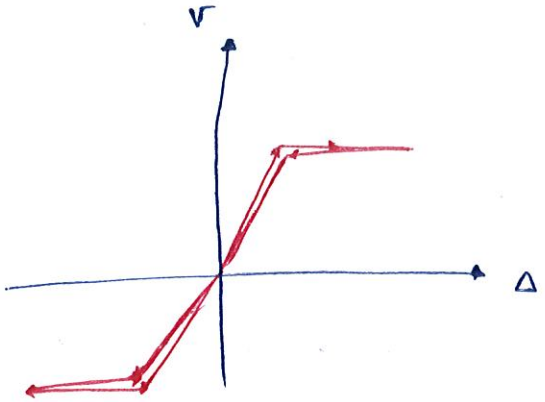
د - بلند شدگی از روی پی : ← از همه شکست ها بدتر است.



نیروی افقی زلزله می‌آید و افزایش می‌یابد تا دیوار را بلند کند
سپس نیرو از طرف دیگر می‌آید و آن را به طرف دیگر بلند می‌کند
و انرژی مستهلک می‌شود.

این نوع مود شکست، یکی از بدترین شکل های شکست است
در این حالت، منحنی هیسترزیس کاملاً S شکل است
و تقریباً هیچ جذب انرژی وجود ندارد.

Sadegh Heidari
0783342762



منحنی هیسترزیس

ضمناً انعطاف پذیری فونداسیون می‌تواند زمان تناوب ساختمان و جابجایی آن را به شدت افزایش دهد که معمولاً این مسئله در تحلیل سازه‌ها، مورد توجه قرار نمی‌گیرد.

برای جلوگیری از این مود گسیختگی، می‌توان دیوارها را در دهانه‌های اجرا نمود که طول آنها زیاد است.

همچنین می‌توان از شمع برای دو ختن فونداسیون به زمین استفاده کرد.

ر مشهد:

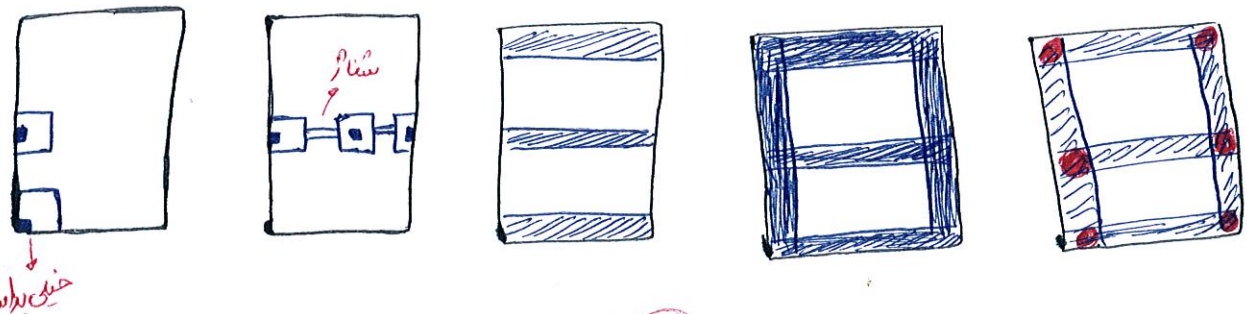
ابتدا پی تک اجرا می‌شود که این نوع پی در گوشه‌ها و لبه‌ها، لنگر ایجاد می‌شود و خوب نبود.

سپس پی‌ها را با شناژ. به اشتباه برای جلوگیری از لنگر ایجاد می‌کردند در حالی که کار شناژ یکپارچه کردن پی است.

سپس پی‌ها را در یک طرف نوار می‌کردند که باز هم در طرف دیگر ضعیف بود

و سپس دو طرف را نوار می‌کردند که بهتر شد در برابر زلزله.

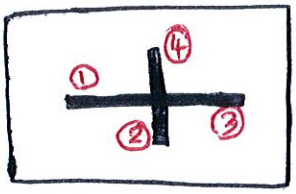
و در آخر شمع اجرا می‌کنند.



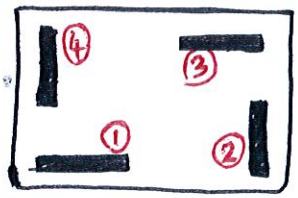
جلسه 96,2,20

جانمایی مطلوب دیوار برشی:

پایداری:



ناپایدار

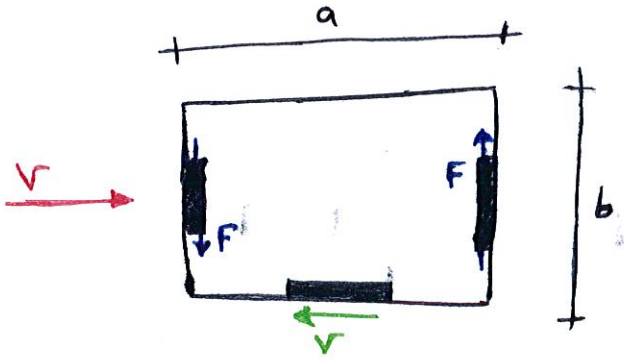


پایدار

سازه باید پایداری خود را حفظ کند.

چون از کنش تمام نیروها از یک نقطه می گذرد و اگر سازه تحت پیچش قرار گیرد، سازه چیزی ندارد که جلوی پیچش را بگیرد.

تقارن:



اگر $\sum F_x = 0$ را بنویسیم، دیوار برشی افقی برابر V می شود.

ولی این دو نیرو از هم فاصله دارند که ایجاد چرخش می کند و کوپل است پس دیوارهای برشی عامل نفر نیرو تحمل می کنند.

$$\sum M = 0$$

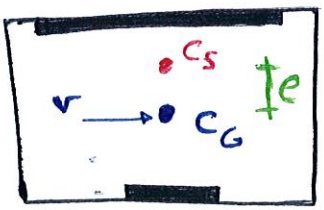
$$\frac{V \cdot b}{2} = F \cdot a \longrightarrow F = \frac{1}{2}\frac{b}{a} \cdot V \longrightarrow \text{if } b > 2a \longrightarrow F > V$$

نکته: نیروی اینرسی ناشی از زلزله به مرکز جرم وارد می شود.

لیکن برآیند نیروهای مقاوم ارضی به نام مرکز سختی اتفاق می افتد.

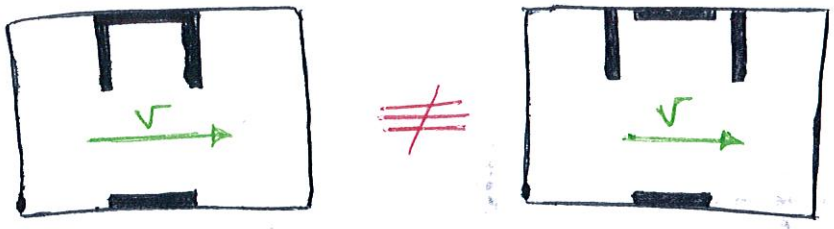
هرقدر فاصله مرکز جرم و مرکز سختی بیشتر باشد، سازه، پیچش های بزرگتری را تجربه می کند.

$$T = V \cdot e$$



central Gravity
central stiffness

Sadegh Heidari
0783342762



متقارن و فاقد پیچش

نامتقارن و دارای پیچش

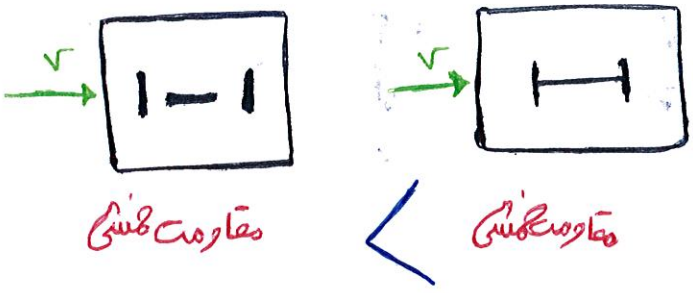
مقاومت خمشی بیشتر است.

مرکز برش نامتقارن، بیرون از آن است.

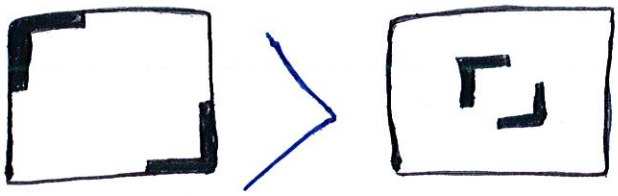
• مرکز برش

مقاومت خمشی بسیار بیشتر از ورق است.
پس بهتر است پیچش را بپذیریم و هزینه‌ی آن را بپردازیم و از گزینه‌ی سمت چپ استفاده کنیم.

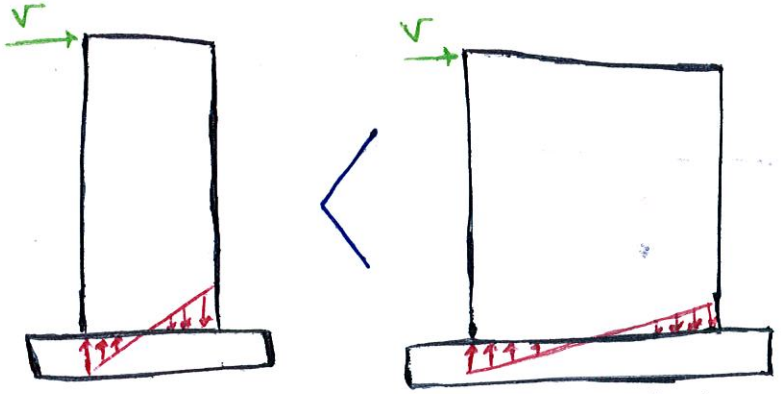
- مقاومت خمشی :



- مقاومت پیچشی :



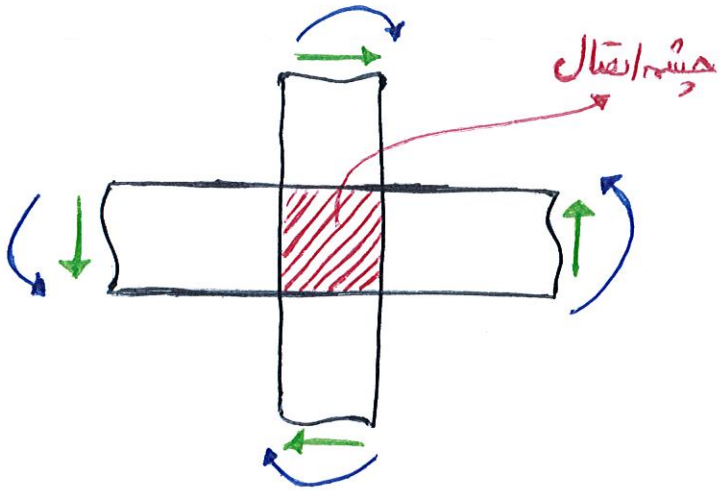
- برکنش : (uplift)



مقاومت برکنش بیشتری دارد.

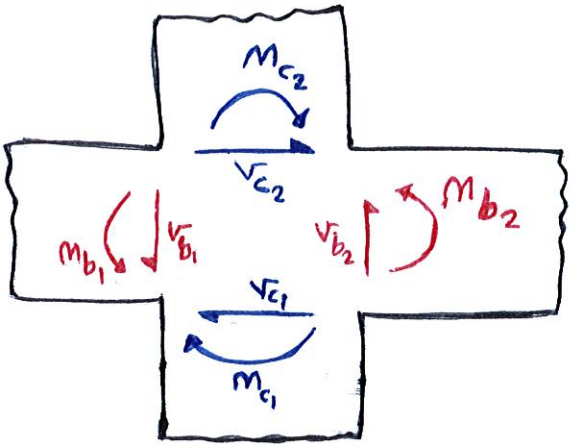
اگر دهانه‌ی بزرگتری انتخاب کنیم مقاومت برکنش بیشتری می‌تواند تحمل کند

۱-۳-۵- اتصالات :

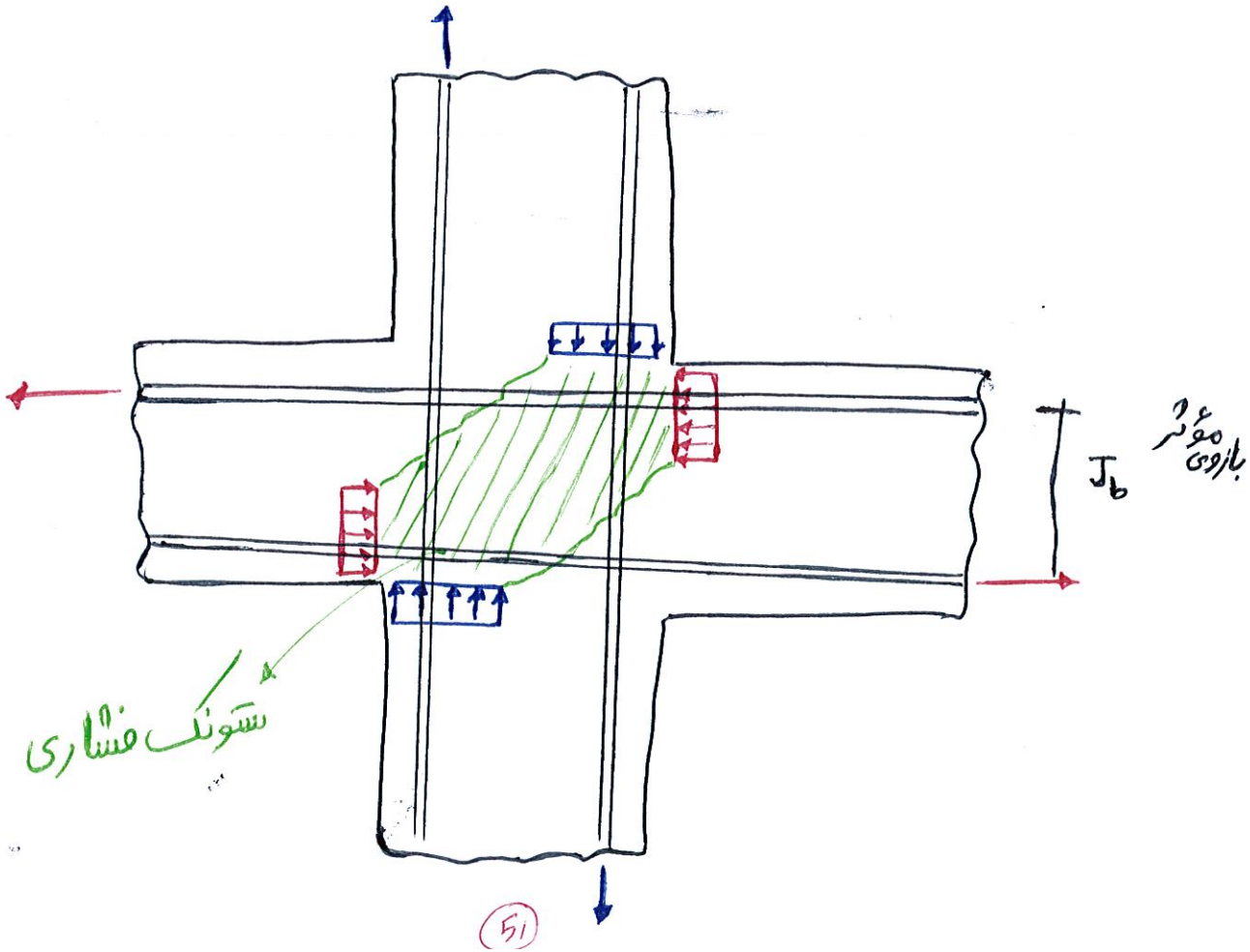


اگر نیروی زلزله بیاید، این نیروها را داریم :

در چنین حالتی، در چشمه ی اتصال، وضعیت نیروها و تنش ها به صورت زیر خواهد بود :

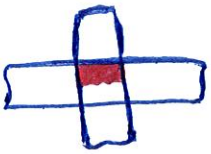


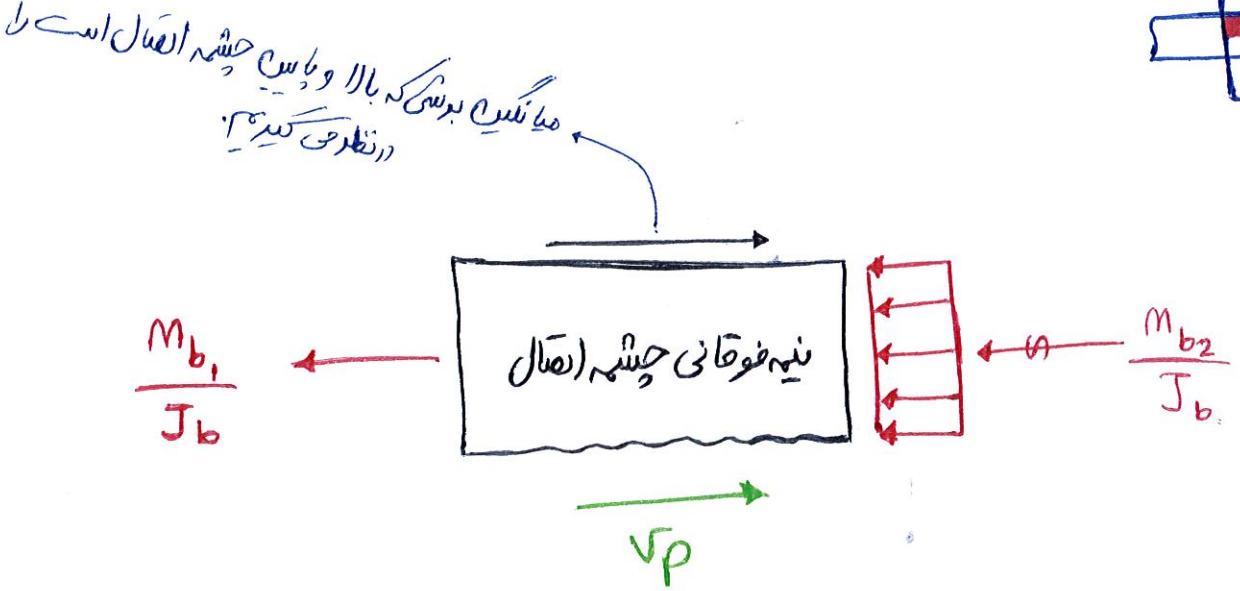
با لنگرهای مثل شکل بالا، بعضی از ماتورها کشیده می شود و در طرف دیگر فشار داریم :



دو گوشه ی بالا سمت چپ و پایین سمت راست کشیده می شود
و دو گوشه ی دیگر تحت فشار است که ترک خوردگی ایجاد می شود
که برای همین است که در چشمه های اتصال نیز ، خاموت های ستون را ادامه می دهند.
(و خاموت تیر حذف می شود)

نیروی برشی اتصال را می توان با استفاده از شکل زیر به راحتی بدست آورد :





$$V_p = \frac{M_{b_1} + M_{b_2}}{J_b} - \frac{(V_{c_1} + V_{c_2})}{2}$$

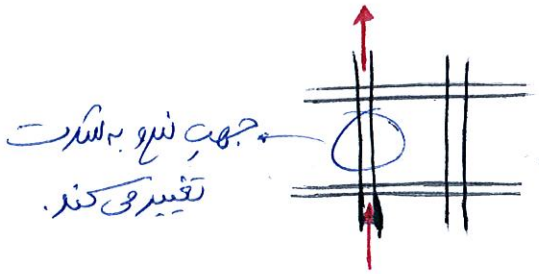
آیین نامه ها ضوابط خاصی برای مسلح سازی ناحیه اتصال ارائه می کنند
شکست این ناحیه ترد است.

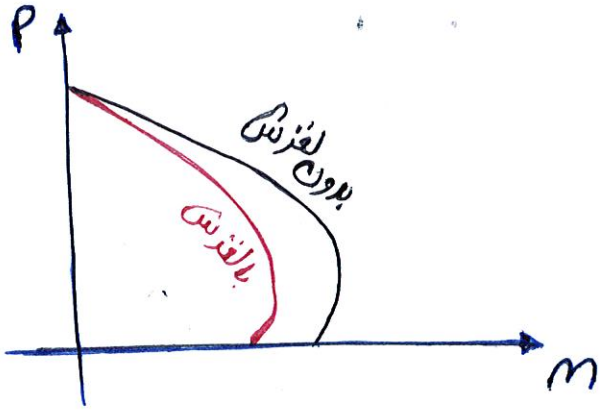
لغزش آرماتورها در ناحیه ی چشمه ی اتصال می تواند از ظرفیت خمشی اعضا بکاهد
این مسئله در یک تیر ستون ، بیشتر قابل اهمیت است زیرا
از ظرفیت مشاری تیر ستون می کاهد.

Sadegh Heidari
0783342762

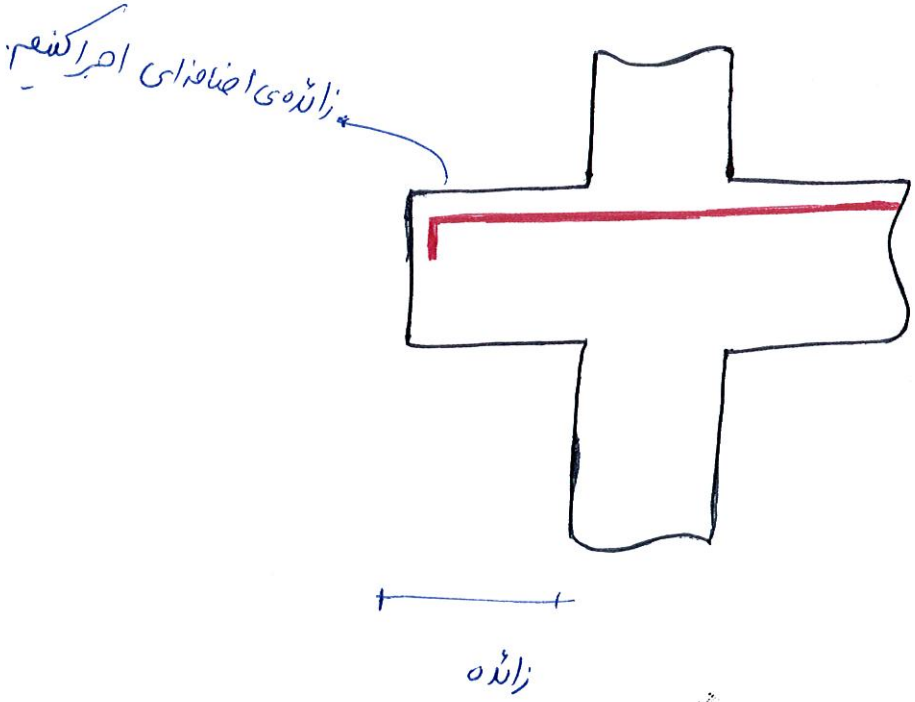
میلگرد بستون را در نظر بگیرید.

هرکدام از این میلگردها، در یک سمت دچار کشش و در سمت مخالف دچار فشار می‌باشند یعنی جهت نیروی آنها در طول چشمه انتقال به شدت تغییر می‌کند و آن را مستعد لغزش می‌سازد برای همین، ابعاد چشمه انتقال باید به اندازه کافی و مناسب در نظر گرفته شود که میلگرد در طول آن دچار لغزش نگردد.

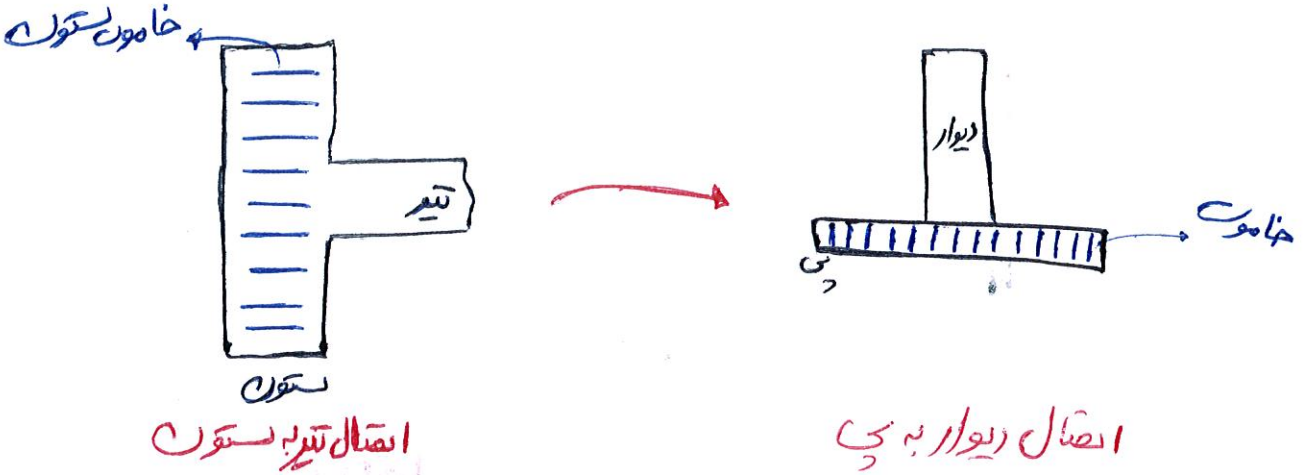




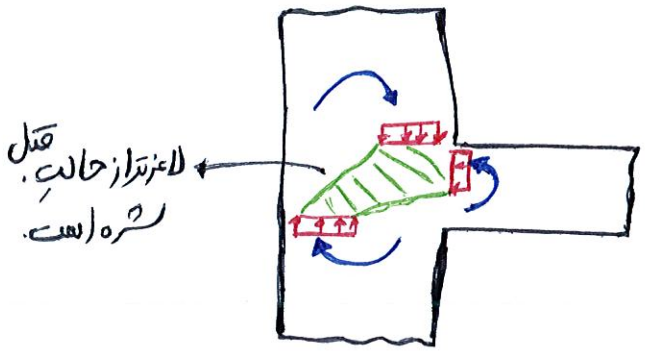
میلگرد موجود در تیر را ادامه می‌دهیم تا بتواند نیروها و لنگر را به ستون منتقل کند اگر طول مهاری کافی نباشد، از دتیل‌هایی مشابه زیر استفاده می‌کنیم:



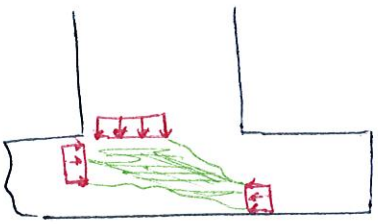
همین مطالبی که برای چشمه اتصال گفته شد، می توان برای دیوار برشی روی دال هم تعمیم داد که دقیقاً زیر آن بحرانی است ولی در طراحی با لسیف، نیروی نشان داده می شود و بعضی مهندسین در زیر دیوار برشی خاموت می گذارند که همانند تیر دستون است.



اگر بخواهیم بلوک تنش فشاری را برای این تیر هم رسم کنیم:
که از حالت قبلی کمتر بحرانی است.



در پی و دیوار نیز همین شکل است.



Sadegh Heidari
0783342762

جلسه 96,2,21

امتحان ← بخشی از مسائل ← تشریحی است
← یک دو تا مسئله حل کرانی است.

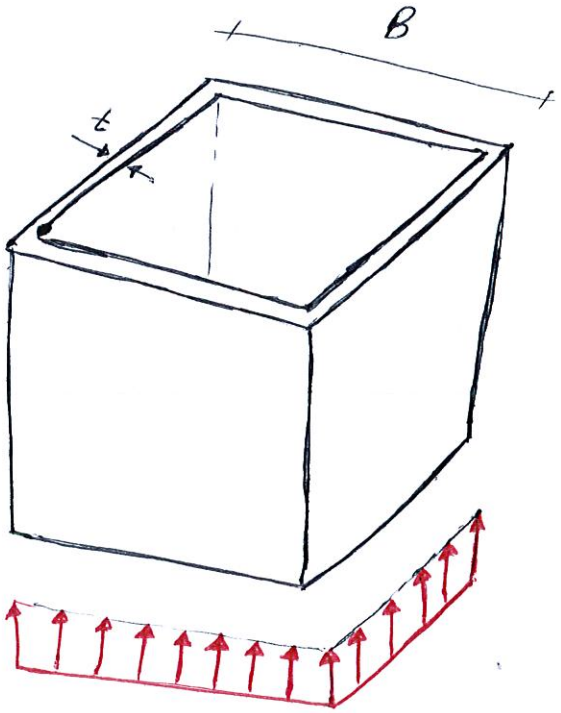
1-4- سازه های فولادی

کمانش ← موضعی
← کلی

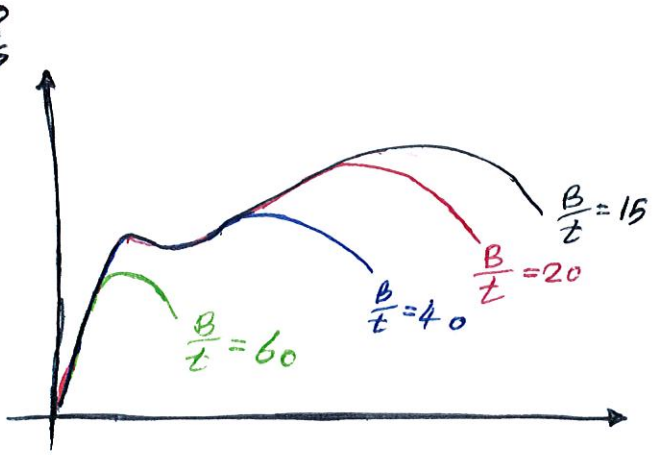
1-4-1- کمانش موضعی:

در بسیاری از عناصر فولادی، لاغری عضو موجب تخریب سازه می گردد. کمانش کلی یک ستون، مبحثی است که دانشجویان مهندسی، عمدتاً با آن آشنایی دارند. از سوی دیگر، ممکن است کمانش یک وجه از یک مقطع، تحت فشار، موجب خرابی یا کاهش ظرفیت کل مقطع گردد، به این نوع کمانش، کمانش موضعی می گویند.

کمانش موضعی در اجزایی دیده می شود که نسبت پهنا به ضخامت $\frac{B}{t}$ آنها زیاد باشد. معمولاً آیین نامه ها، این نسبت را محدود می کنند.



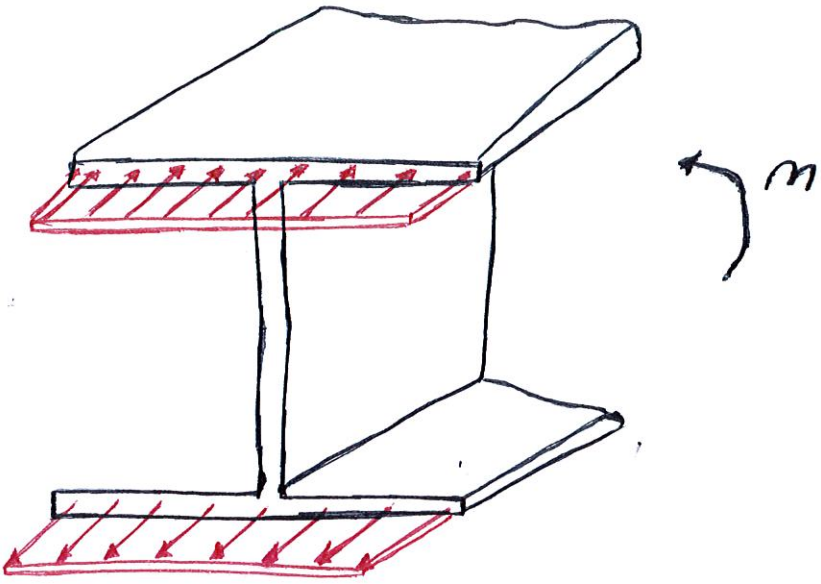
اگر قطعی به نحوی باشد که بتواند نیرو را تحمل کند، منحنی آن مانند زیر است. با نسبت پهنا به ضخامت مختلف



هرچه قطعات لاغرتر باشند، ($\frac{B}{t}$ زیاد شود) ظرفیت کمتری به علت کمانش موضعی تسلیم می شود.

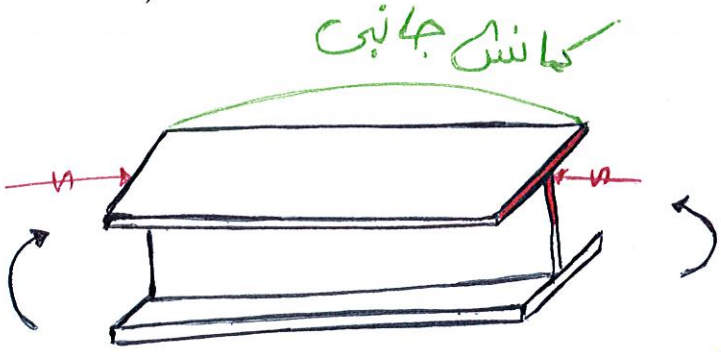
این داستان ارتعش هم هست:

اگر تیر زیر تحت خمش باشد قسمت فوقانی فشرده می‌شود ← چون فشاری است مستعد کمانش است و آیین‌نامه آن را محدود می‌کند.
و تارهای تحتانی کشیده می‌شوند



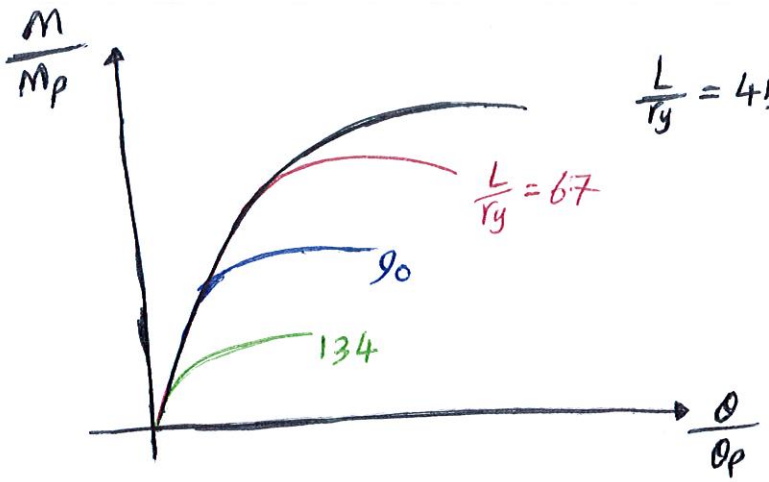
1-4-2- تیرهای فولادی خمشی:

اگر این تیرها به خوبی مهار جانبی شده باشند، در زلزله دچار کمانش جانبی می‌شوند.



فرض کنید که تیر به شکل است و تحت لنگر قرار گرفته است.
بال های فوقانی فشرده می‌شود و بال های پایینی کشیده می‌شود.
قسمتی از تیر که تحت فشار است از بغل ممکن است کمانش کند که کمانش جانبی گویند
و برای جلوگیری از آن از مهار جانبی استفاده می‌کنند.

در سازه ها چون این قسمت از بتن قرار می‌گیرد مشکلی نداریم طول کمانشی صفر است
ولی در ساختمان های صنعتی و ... کمانش جانبی ایجاد می‌شود که از مهار یا تکیه گاه جانبی باید استفاده کنیم.



L فاصله قیود جانبی
r_y شعاع ژیراسیون بال و قسمتی از جان

هرچه فاصله قیود جانبی بیشتر باشد
زودتر کمانش جانبی می‌کند.

در تیرهای ساختمانی، بالِ فوقانی نیاز به تقویتِ عرضی و ایجاد تکیه‌گاهِ جانبی دارد.

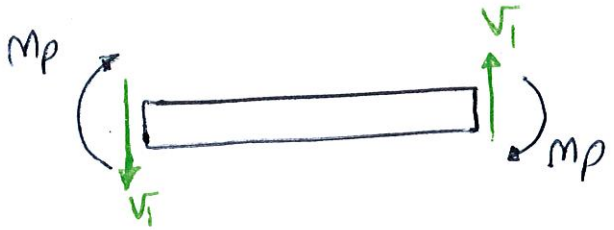
برای طراحیِ برشیِ تیرهای شکل‌پذیر، در مبحثِ هفتمِ مقرراتِ ملی فعلی، ضوابطِ سخت‌گیرانه‌ای ارائه شده است که بسیار محافظه‌کارانه است.

در موردِ برش و دراین ضوابط، تیر با فلسفه‌ی زیر طراحی می‌گردد:

فلسفه حاکم بر طراحی لزه‌ای برشی تیرهای فولادی:

① اولاً خمش‌های ناشی از لنگرِ پلاستیک (M_p) را تحمل کند.

یعنی اگر بخواهیم در تیر، مفصل پلاستیک داشته باشیم که باید قبل از آن، از برش نشکند.



اگر تحت خمش M_p باشد
باید برش‌هایی داشته باشیم که لنگرِ آن را خنثی کند.

$$V_1 L = 2M_p \longrightarrow V_1 = \frac{2M_p}{L}$$

اگر آرماتورهای مورد نیاز برای این برش را بگذاریم، از برش نمی‌شکند.

Sadegh Heidari
0783342762

② M_p متناظر با تنش تسلیم افزایش یافته فولاد، محاسبه می‌شود.
این تنش تسلیم به علت کرنش سختی و مواردِ پیش بینی نشده، همواره 15 درصد بیش از تنش تسلیم F_y در نظر گرفته می‌شود.

$$f_{y_e} \cong 1.15 f_y$$

f_{y_e} مورد انتظار

e = expected
مورد انتظار

③ سوم آن که ضریب اطمینان نیز، 1.1 در نظر گرفته می‌شود و لنگرِ تسلیم به این میزان افزایش داده می‌شود.

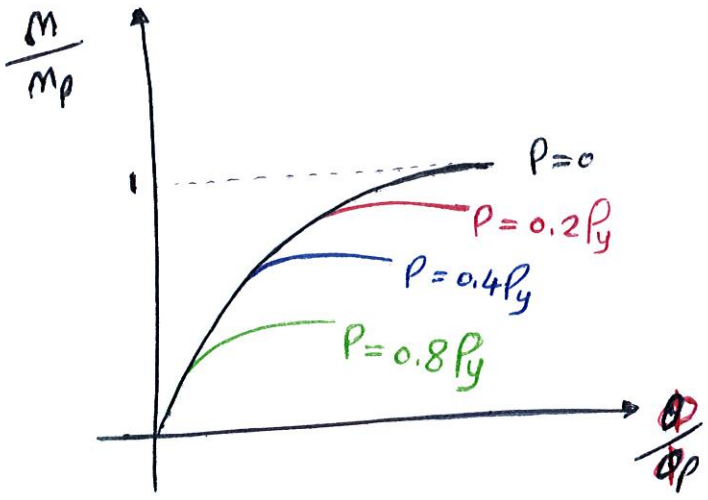
④ علاوه بر برشِ محاسبه شده، تا این مرحله، برشِ ناشی از بارهای ثقلی نیز اضافه می‌گردد.

① برحسب لنگر پلاستیک محاسبه کنیم
② در محاسبات تنش 15 درصد به f_y اضافه کنیم
③ 10 درصد ضریب اطمینان را در نظر بگیریم.
④ به برشِ محاسبه شده، برشِ ناشی از بارهای ثقلی نیز اضافه کنیم.

Sadegh Heidari
0783342762

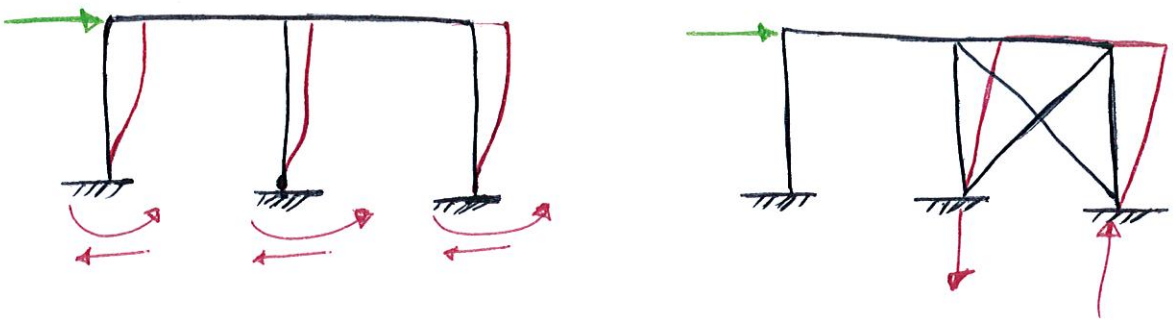
۱-۴-۳- تیرستون‌ها :

افزایش نیروی محوری از ظرفیت لنگر پلاستیک می‌کاهد و شکل‌پذیری مقطع تغییر را نیز کاهش می‌دهد.



معمولاً در حالت معمولی اگر طراحی خوب باشد به مفصل پلاستیک می‌رسیم
معمولاً بار محوری، رفتار سازه را تحت تأثیر قرار می‌دهد و نامطلوب است.

معمولاً ستون‌هایی که در محاورت با بند قرار دارند، دارای نیروی محوری زیادی هستند.



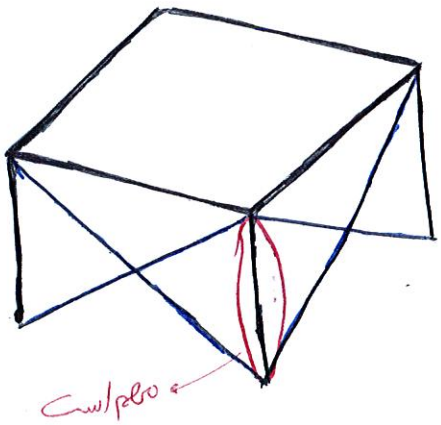
قاب خمشی با همین شرایط نیروی زلزله را می‌گیرد ← نیروی محوری آزار دهنده نیست.
ولی در حالت با بند دار ← بخش با بندی می‌خواهد نشیمن متوازی الاضلاع شود و چنین تغییر شکلی دارد که مثل صندلی از سر جای خود بلندمی شود ← نیروی محوری مهم است.

همان طور که در شکل ملاحظه می گردد :

مکانیسم باربری در سازه های مهاربندی شده، با فشرده شدن و کشیده شدن اعضا همراه است.

در چنین حالتی، به علت افزایش نیروهای محوری، طراحی مقطع، توجه بیشتری لازم دارد.

این وضعیت در مورد ستون هایی که در محل تلاقی دو یا بند متقاطع هستند نیز به چشم می خورد.



به این ترتیب، آیین نامه الزام کرده است که برای طراحی ستون هایی که محل تلاقی دو یا بند هستند، ترکیب بار 30-100 اعمال می شود.

البته در ستون هایی که نیروی محوری آنها از $0.2F_y$ کمتر است، اعمال ترکیب بار فشاری لازم نیست.

F_y را در 20

اگر نیروی زلزله در راستای x بیاید یک سمت را فشار و سمت دیگر را تحت کشش قرار می دهد و اگر نیروی زلزله در راستای y بیاید یک سمت را فشار و سمت دیگر را تحت کشش قرار می دهد ولی اگر زلزله مورب بیاید، یک گوشه کوچک تحت فشار زیاد قرار می گیرد که باید از ترکیب بار 30-100 استفاده کنیم. که 8 حالت دارد.

① در راستای x جلو باد زلزله و در راستای y 30 درصد زلزله

②

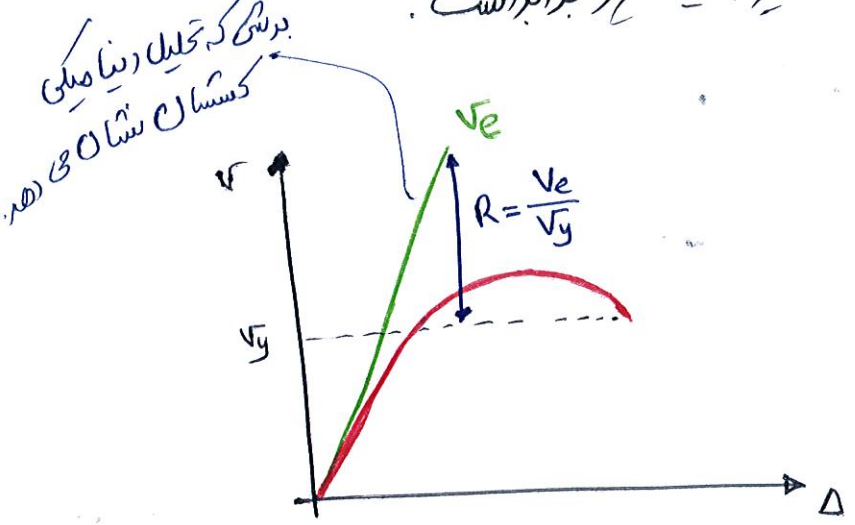
ترکیب بار ویژه:

$$P_D + P_L + \Omega_0 P_E$$

در هنگام تحلیل لرزه‌ای سازه - روش متداول آن است از ضریب رفتار برای کاهش نیروها استفاده شود.

بدین ترتیب انتظار می‌رود که نیروهای لرزه‌ای از مقدار رابطه‌ی $V = \frac{ABI}{R} \cdot W$ تجاوز نکند و به صورت معمول، اجزای سازه برای چنین نیروهایی طراحی می‌شوند.

فرض بنای این است که حداکثر مقاومت سازه نیز با این نیرو برابر است.



این اختلاف را با ضریب رفتار اعمال می‌کنیم

برای یک سازه مثلاً مقداری بار تحمل کند انتظار داریم
ولی ممکن است بار بیشتری را تحمل کند
و به سازه‌های دیگر تأثیر دارد که ممکن است خوب باشد
که با وضعه کردن اثر اضافه مقاومت آن را در نظر می‌گیرند.

در بسیاری از موارد ستون‌ها در یک زلزله‌ی واقعی، وارد مرحله‌ی تسلیم می‌شوند و پس از آن به مرحله‌ی سخت شدگی مجدد برسند - در این صورت نیروی داخلی آنها بیش از مقادیری خواهد بود که تحلیل سازه تحت نیروی جانبی V نشان داده است

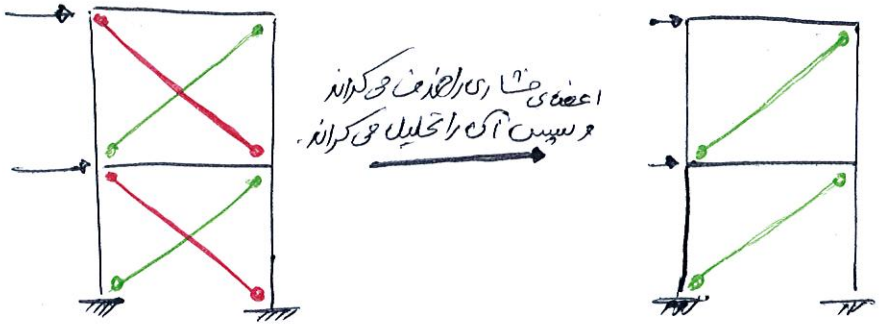
نکته‌ی مهم آن است که ستون‌های طبقه پایین‌تر نیز باید این اضافه نیرو را تحمل کنند. لذا آیین‌نامه اثر این اضافه مقاومت را با ضریب Ω_0 از ترکیب بار ویژه اعمال می‌نماید.

Sadegh Heidari
0783342762

۱-۴-۴- مهاربند

تا چندی پیش، از اعضای لاغری نظیر نبشی تک یا میلگرد برای مهاربندی سازه‌ها استفاده می‌شد.

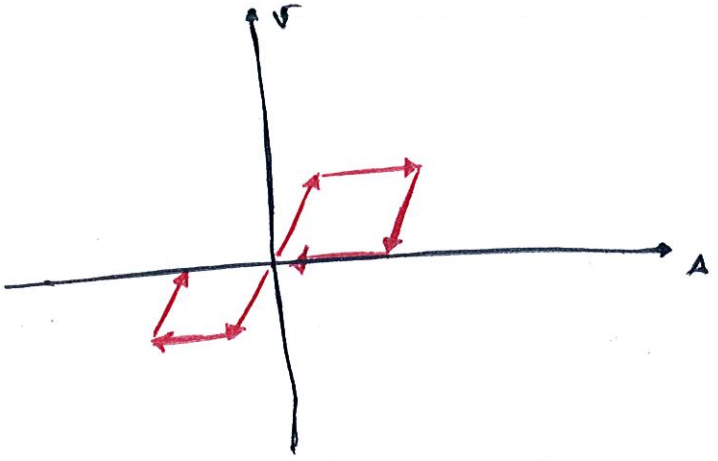
با توجه به اینکه چنین مهاربندی‌های لاغری، تحت فشار کمانه می‌کنند، رسم بر آن بود که (در قدیم) مهاربندهای فشاری در هنگام تحلیل حذف می‌شدند.



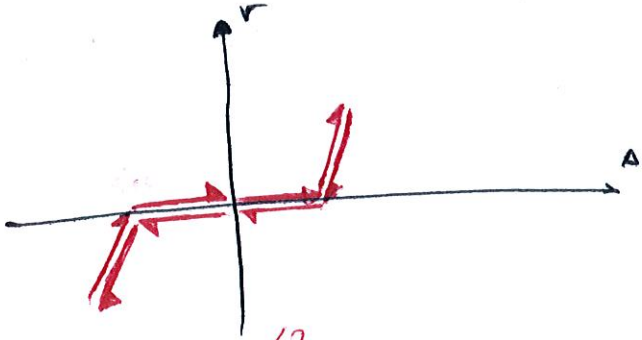
حذف عضو فشاری در تحلیل‌های قدیم

در مورد چنین مهاربندهایی، منحنی هیسترزیس به صورت زیر رسم می‌شود.
(با آزادس مقایسه شود)

مهاربند



شکل اول



شکل بعدی

همان طور که ملاحظه می‌کنید، پس از چند سیکل، اتلاف انرژی چنین سیستمی به صفر می‌رسد. ضمن آنکه در بسیاری از زمان‌ها، سختی جانبی این سیستم صفر است و می‌توان چنین استنباط کرد که گویی هیچ سیستم لرزه‌ای برای این نوع سازه‌ها وجود ندارد.

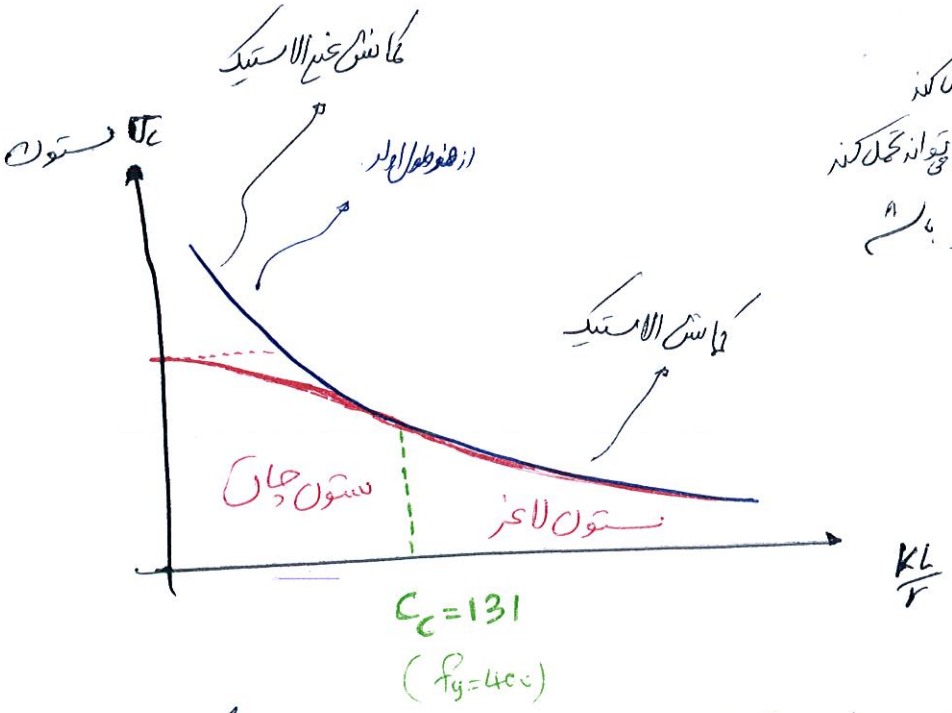
به همین دلیل، آیین نامه 2800 (ویراستار 2) لاغری بادبندها را پیش از این به عدد زیر محدود کرده بود:

$$\lambda = \frac{KL}{r} < \frac{6025}{\sqrt{F_y}}$$

این عدد برای $F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$ به صورت زیر است.

$$\frac{KL}{r} < 123$$

این بدان معناست که بادبند باید مشابه ستون‌های چاق در نظر گرفته شود.



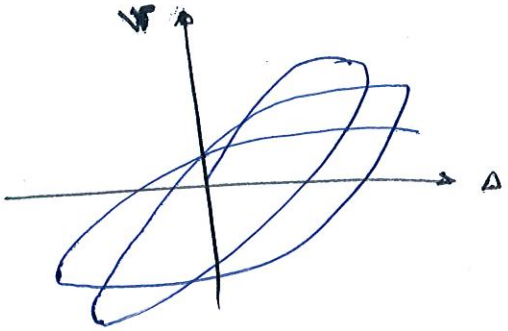
البته آیین نامه‌ی مبحث ۱۰ فعلی، این شرط را برای مهاربندهای معمول حذف کرده است و می‌توان مهاربندهای این نوع سازه‌ها را از مقاطع تک در نظر گرفت.

~~بادبندهای چاق~~ برای منحنی

پس لاغری 123 کمتر از 131 مقاومت است و این یعنی مهاربندها باید به عنوان ستون چاق طراحی شوند.

Sadegh Heidari
0783342762

باربندهای جانبی دارای منحنی هیسترزیس مشابه زیر هستند.



ملاحظه می‌شود که از هر سیکل، با جابجایی ثابت، مقاومت یا نیروی قابل تحمل توسط باربندها کاهش می‌یابد.

مثلاً آیین‌نامه 2800 سابق اثر زوال برای بارهای تکراری با کاهش تنش مجاز توسط ضریب زیر اعمال نموده است.

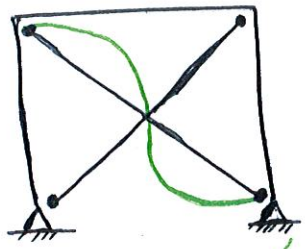
$$B = \frac{1}{1 + \frac{kL/2}{2C_c}}$$

یعنی به جای اینکه از V بالاتری طراحی کنیم با V کمتری طراحی کنیم.

جلسه 3، 3، 96

انواع مهاربند و نکات طراحی:

- مهاربند ضربدری:



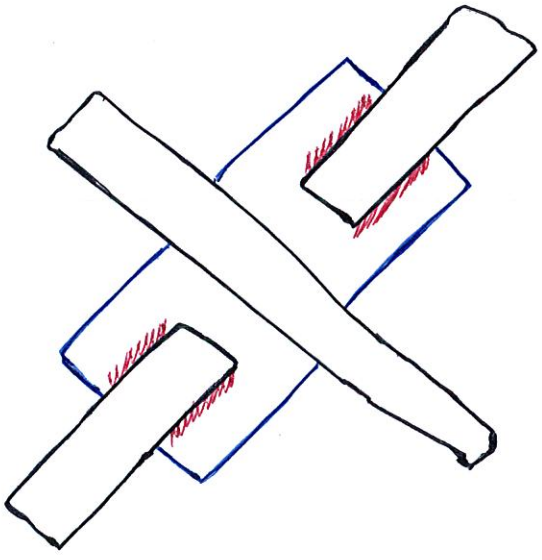
$K = 0.5$

کمانش داخل صفحه

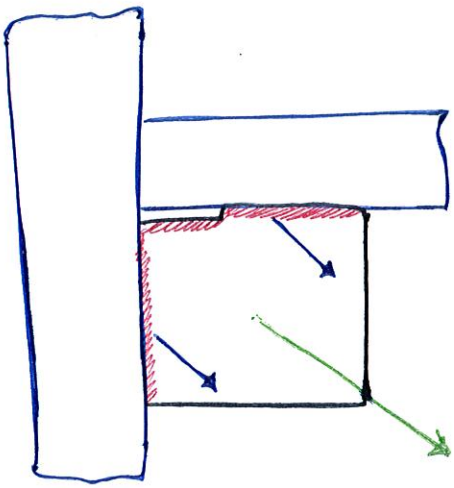
$K = 0.7$

کمانش خارج از صفحه

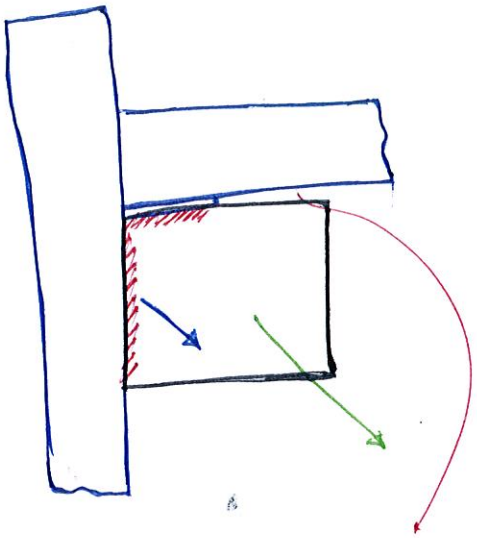
در نقاط تداخل مهاربندها، یک عضو قطع می شود تا عضو دیگر از بین آن عبور کند، پس عضو قطع شده را با ورق جوش می دهند.



ورقی که در گوشه های مهاربندها وجود دارد، باید در سر آن و سمت چپ مقداری برش زده شود تا بتنی در آن قرار گیرد و جوش کامل شود و ناقص.



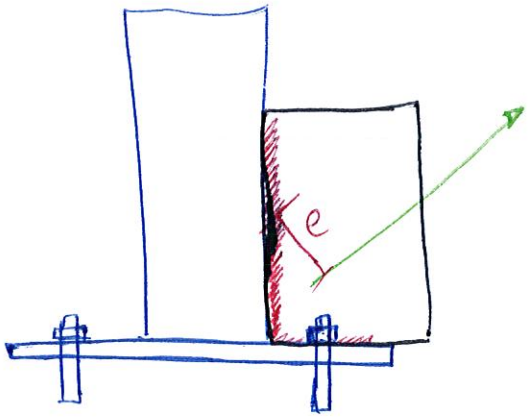
اجرای صحیح



اینجا جوشی نشده است که خطرناک است
(یکراه این است که یک میلگرد آنجا اضافه کنیم و جوش دهیم)

اجرای غلط

نکته ی بعدی، در کف ستون هاست.



چون ممکن است جوش ضعیف باشد

که طول ورق را زیاد می کنند تا جواب دهد

که باعث خروج از مرکزیت نیروی مهاربندی شود

که باعث وجود لنگر و برش و ... می شود

که برای جلوگیری از آن بهتر است از

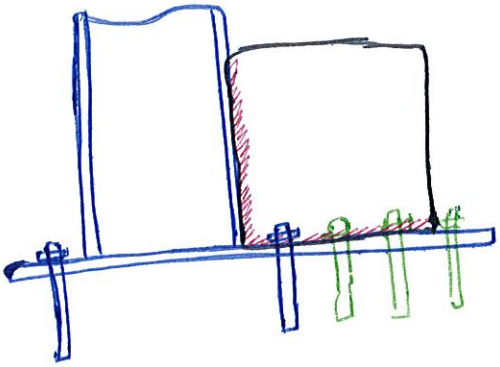
جوش قوی استفاده کنیم

یا اینکه کف ستون را بزرگ کنیم تا طول جوش بایستی زیادتر شود.

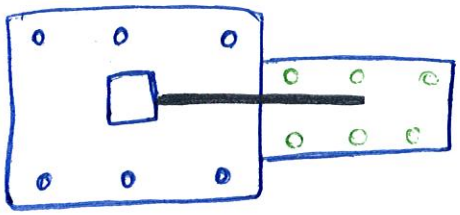
و ~~[illegible]~~ و چون کفه ستون به جایی متصل نیست، بولت های اضافه نیز اجرا می کنیم،

شکل در صفحه بعد

این شکل ها نکات اجرایی است و اضافه بر جزوه است.



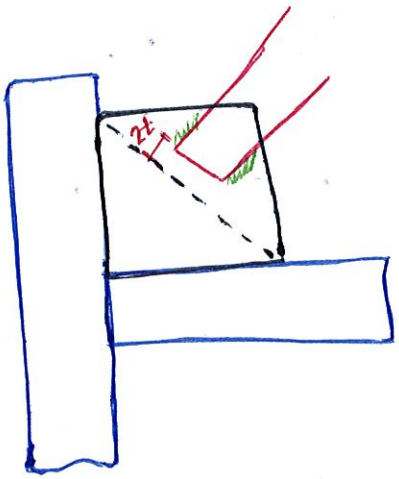
نما

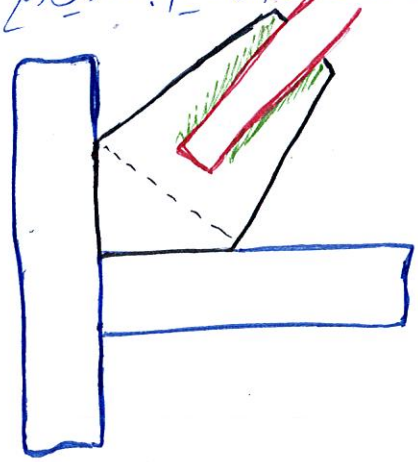


پلان

نعیره: جایی که سختی هست می نالد.

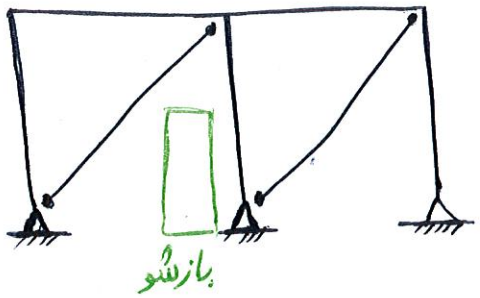
عضوهای بندی باید 2t از عضو متصل فاصله داشته باشد.
و اگر طول جوش زیادی لازم داشتیم به طریق زیر اجرا کنید.





- مهاربند قطری :

حُسن این مهاربند این است که می‌توان بازشو تعبیه کرد در آنها.



اگر در یک دهانه، هم در یک راستا باشد و زلزله آمد و باعث فشار آن شد، باعث کمانش آن می‌شود ← که از 30 و 70 استفاده می‌کنیم که در یک قاب حداکثر 70 درصد در یک راستا و بقیه در راستای دیگر باشد.

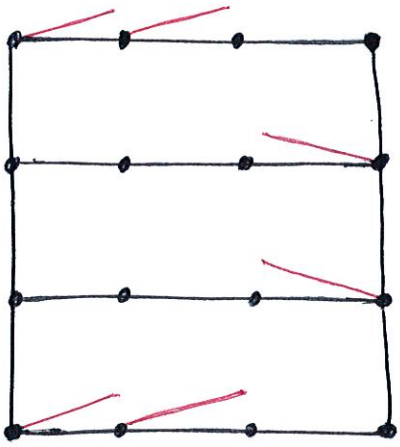
① مؤثر در ملاحظات معماری ← اینجا در بازشو

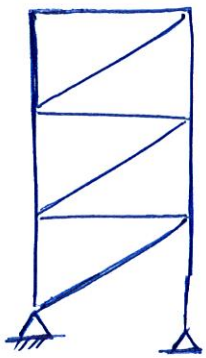
② طول زیاد و پتانسیل بالای کمانش $K=1$ (احتمال کمانش خیلی است)

③ بیش از 70 درصد در یک راستا نباشد. (در تمام طبقات یک جور است)

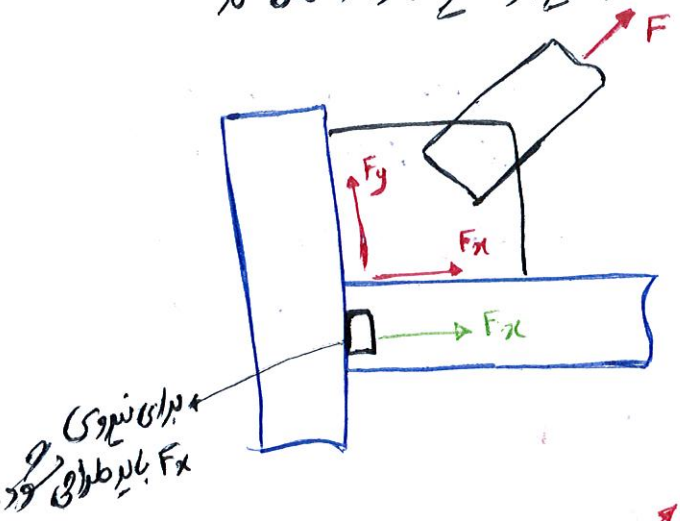
مجاز

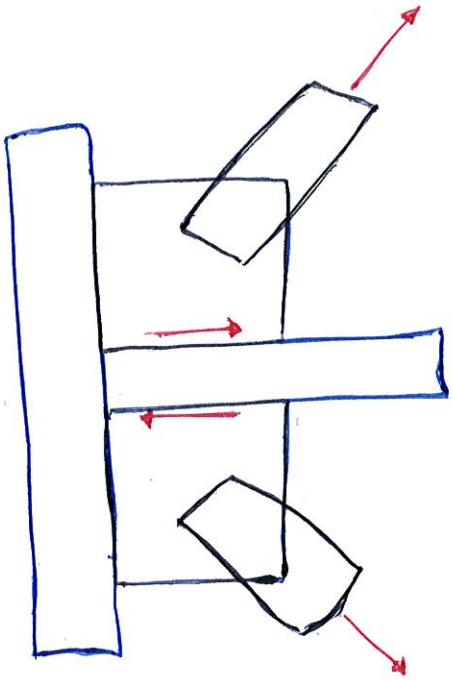
غیر مجاز


مجاز


در تمام طبقات یک جور اجرا می‌شود.

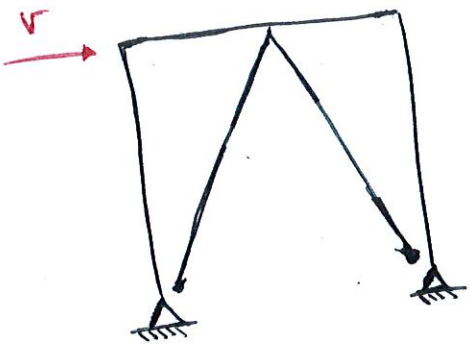
اگر بار بند یک طرفه باشد، نیروی مهاربند تجزیه شده و نیرو از طریق تیر به ستون منتقل می‌شود
و اگر جوش رادیم در محل اتصال تیر به ستون، باید این نیرو را نیز بتواند تحمل کند



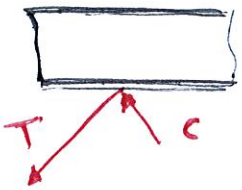


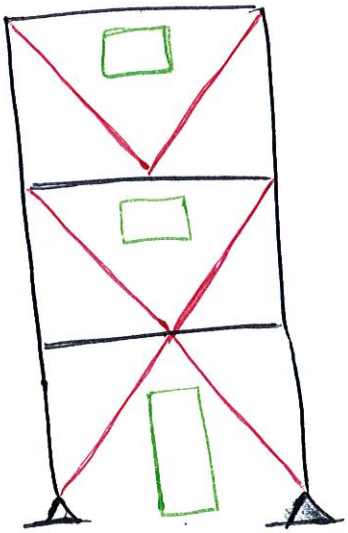
و اگر دو طرفه باشد
همگی را خنثی می‌کنند

مهاربند شورن (هشتی) :



معمولاً طبقه اول را هشتی اجرا می کنند تا محل عبور و مرور داشته باشیم و طبقات بالا را هفتی اجرا می کنند برای پنجره و...





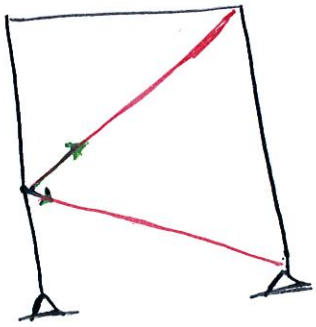
K=1 ①

② اجرا نشدن بررسی زیاد در تیر به واسطه تسلیم و کمانش مهاربندها

③ باید تیر دهانه شده باشد.

④ تیر به تنهایی بار ثقلی را باید تحمل کند. ندوم افزایش آن نمی دهد.

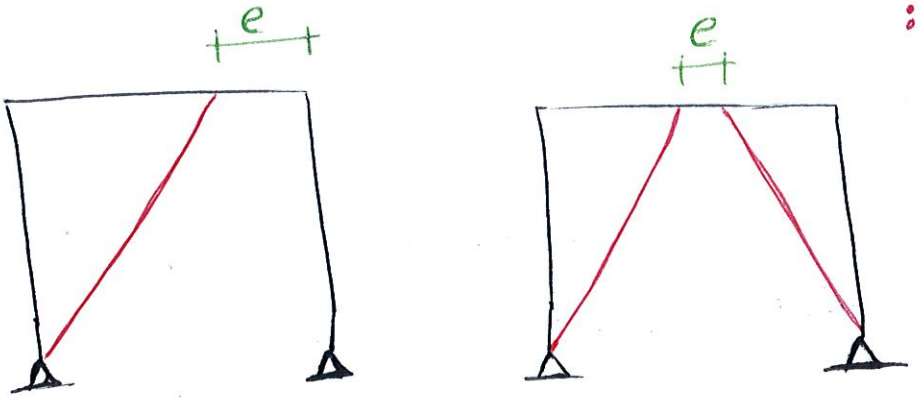
- مهاربند K :



① ممنوع است مگر برای تا دو سقف.

② ستون تحت نیروی برشی عظیم.

مهاربند خارج از محور :



e در واقع فاصله‌ای است که اگر صفر شود، مهاربند ما همگرا می‌شود.

e طول تیر پیوند است که اگر به سمت صفر میل کند، مهاربند هم محور تلقی می‌شود.

فیوز وار کنتور برق می‌گذارند که اگر جریان برق زیاد شد، فیوز بسوزد و خراب شود و کنتور بالا نرود و برق قطع شود.
در اینجا نیز تیر پیوند همانند فیوز اینگونه عمل می‌کند.

1. تیر پیوسته شبیه فیوز عمل می‌کند.
2. تیر پیوسته تحت خمش و برش قرار می‌گیرد.
3. سختی نسبت به مهاربند هم محور کمتر است.
4. شکل پذیری نسبت به سازه های هم محور بهتر است.
5. امکان ترمیم و مرمت لینک (تیر پیوسته) امکان پذیرتر است.

Sadegh Heidari
0783342762

امتحان 4-3 سؤال تشریحی
2-3 سؤال حل کرای همانند مثال ها.

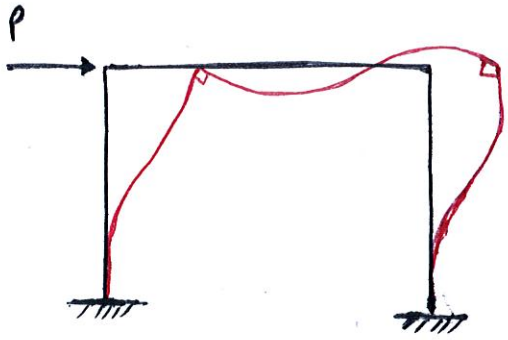
جلسه 4، 3، 96

2- انواع سیستم های مقاوم در برابر زلزله :

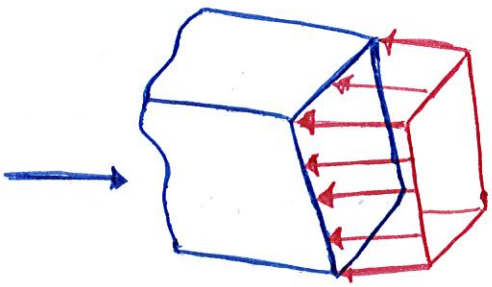
2-1- قاب های خمشی

معرفی :

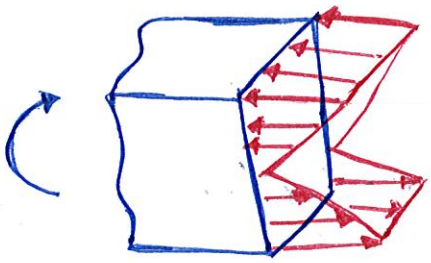
این قاب ها، قاب هایی هستند که با خمیده شدن در مقابل نیروی زلزله ایستادگی می کنند.



بیشتر زمین لرزه اصلی را تا رهال دوم تحمل می کنند
از همه ی ظرفیت ها استفاده نمی شود ← مقاطع سنگین اری آنیز



توزیع تنش ها در نیروی محوری
از همه ی مقطع استفاده شده است.



توزیع تنش ها در خمش

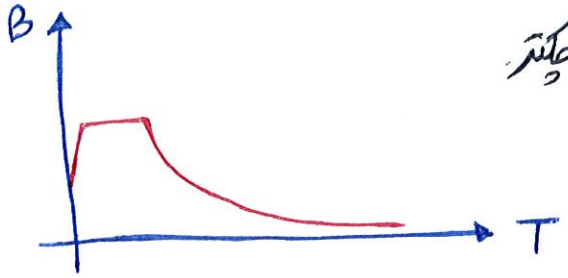
هرچه قدر تعداد ستون ارتفاع بیشتر باشد
یعنی ما سازه را مجبور کردیم که رفتارش به سمت نیروی محوری برود و بهتر است که از همه ی مقطع استفاده شده است و خوب است.
تا جایی که معماری اجازه می دهد، ستون اضافه کنیم.

این سازه نرم ← زمان تناوب زیاد ← نیروی زلزله کم

مزایای این سیستم :

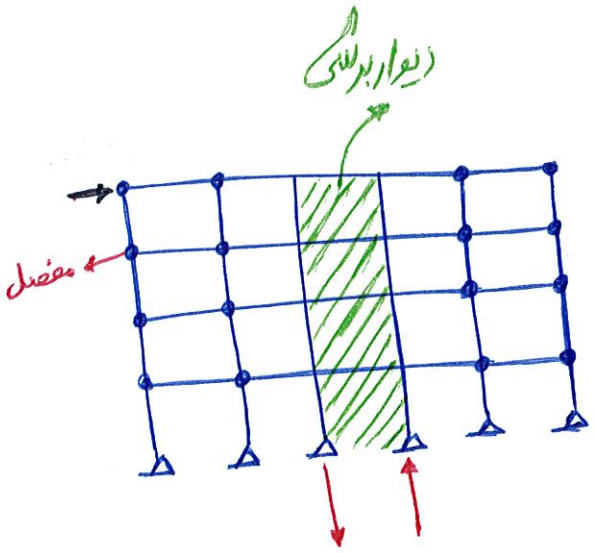
① دهانه‌های باز و مناسب برای طرح‌های معماری است.

② پریود زیاد ، ضریب باز تاب کوچکتر

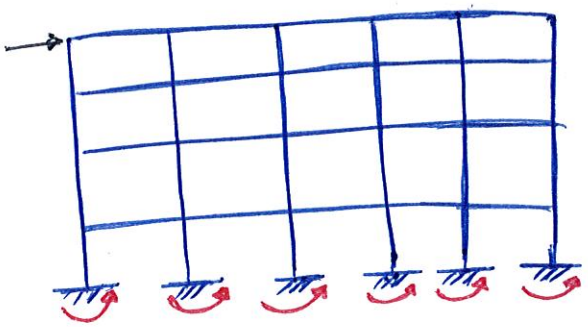


B

③ پخش نیروهای یکنواخت در پی



نیروهای پی ، یکنواخت نیست
در سازه‌های مفصلی



در قاب خمشی ، نیروها یکنواخت است

معایب این سیستم :

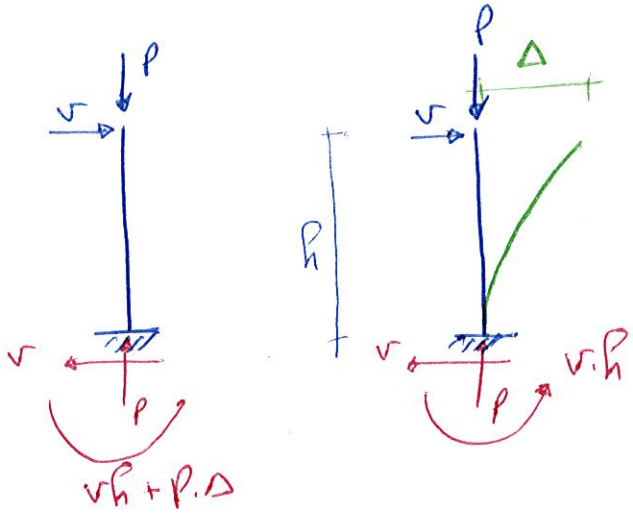
① گران

② تغییر شکل‌های زیاد

③ مهم‌تر شدن اثر $P-\Delta$

④ استفاده نشدن تمام ظرفیت مقطع

⑤ احتیاج به نیروی متخصص ماهر



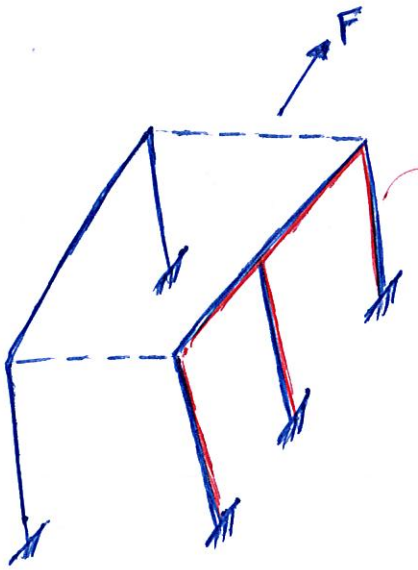
بدون اثر $P-\Delta$

سایر نکات:

- سیستم قاب خمشی برای سازه‌های بتنی مناسب‌تر است زیرا از یک سو اتصالات این سازه‌ها به صورت طبیعی گیردار است و از سوی دیگر به صورت طبیعی، EI مقاطع بتنی بزرگتر از EI مقاطع هم ارز (هم ارزش) فلزی می‌باشد.

- در قاب‌های خمشی تحت بارهای جانبی، مقاطع دهانه‌های کوچکتر معمولاً قوی‌تر به راست می‌آیند.

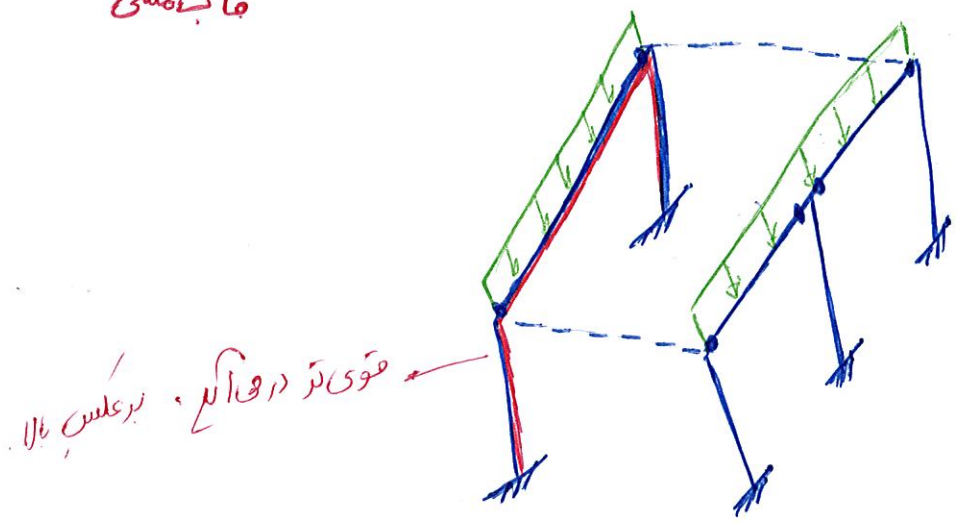
حال آن‌که در قاب‌های مفصلی که برای بار ثقلی طراحی می‌شوند، خلاف این مطلب دیده می‌شود، علت آن است که اعضای سازه در دهانه‌ی کوچکتر، دارای سختی بیشتر و به تبع آن، جذب نیروی زیادتر خواهند بود.



سخت‌تر و به تبع آن قوی‌تر

جذب نیروی سمت راست بیشتر است پس قوی‌تر دراین اکیم.

قاب خمشی



قوی‌تر در این اکیم، برعکس بالا.

قاب ساده

2-2- قاب های ساده مهاربندی شده :

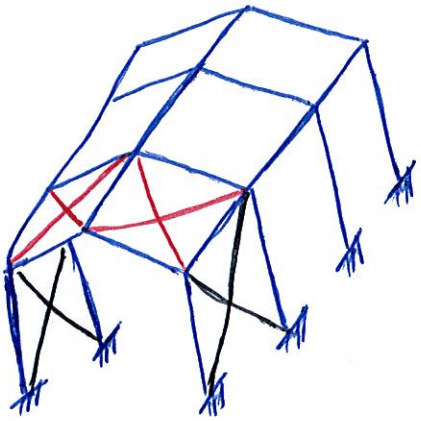
معرفی :

در این قاب ها، کلیه ی اتصالات مفصلی هستند و نیروهای زلزله توسط عناصر قطری تحمل می شوند.

مطلوب آن است که این عناصر به صورت یکنواخت و متقارن در پلان توزیع شوند.

با توجه به اینکه معمولاً سقف ساختمان ها صلب است، لازم نیست تمام قاب ها مهاربندی شوند.

وکی از سیستم ها، چون سقف ها سبک است، از سقف ها نیز مهاربند قراری (لازم) .



قاب ساده مهاربندی شده

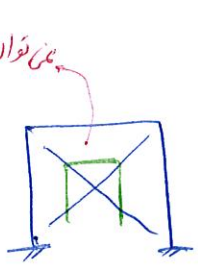
در این سیستم های مکانیسم تحمل بار به صورت محوری است. لذا تا حدود زیادی از تمام ظرفیت مقطع استفاده می شود و شکست به تاخیر می افتد.

با توجه به اینکه مکانیسم تحمل نیروی محوری، مناسب تر از تحمل نیروی خمشی است، به صورت کلی می توان نتیجه گرفت که اوزان این ستون از محدوده ی متعارفی که طرح های معماری اجازه می دهد، از لحاظ سازه ای ارزان تر است.

مزایا :

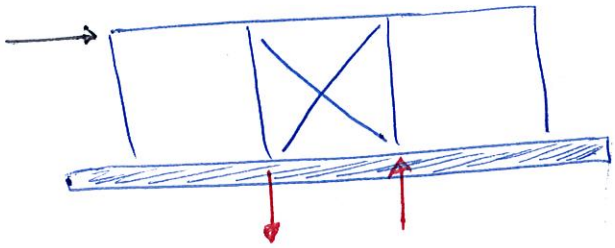
1. جا بجایی های کوچک
2. انتقالات راحت تر و نظارت ساده تر
3. سرعت بیشتر اجرا
4. ارزان تر

معایب :



بازشو نمی توانیم بدهیم
انتقال عضو ها کم می شود
ارتباط

1. اشکالات معماری
2. انتقال نیرو ها به خود دال سیمان به صورت متمرکز



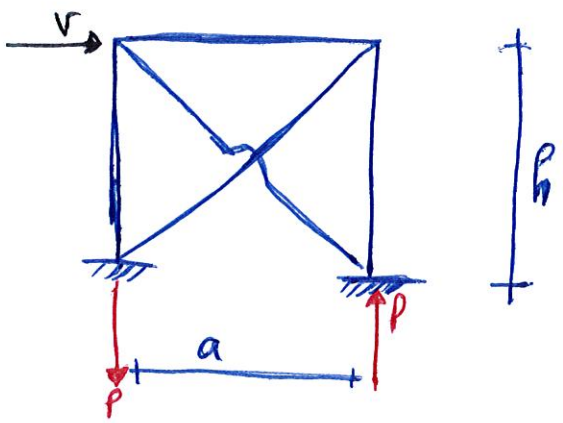
3. بروز مشکلاتی نظیر برکنش (uplift)
4. سنگینی ستون های محاور معماری (افزایش نیروی محوری در این ستون ها نا شی از زلزله)
5. صرفاً برای سازه های فولادی

Sadegh Heidari
0783342762

سایر نکات :

- استفاده از مهاربند در دهانه‌های بزرگتر کارآمدتر است، زیرا از یک سو سختی جانبی در این حالت افزایش می‌یابد و از سوی دیگر، مقاومت اندازه زیادتری می‌شود.

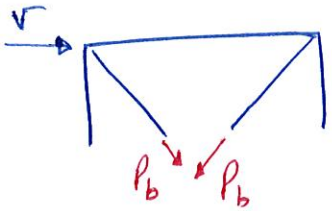
ستون‌ها در مجاورت دهانه‌های بزرگتر، نیروهای کمتری جذب خواهند کرد.



$$V \cdot h = P \cdot a \longrightarrow P = \frac{h}{a} \cdot V$$

ملاحظه می‌شود با افزایش a، P کاهش می‌یابد.
و طبیعتاً ستون‌های سبک‌تری طراحی خواهند شد.

نیروی داخلی مهاربندها نیز به صورت تقریبی می‌توان از رابطه‌ی زیر استخراج کرد.



P_b نیروی محوری بادبند.

$$V = 2P_b \frac{a}{\sqrt{a^2+b^2}} \longrightarrow P_b = \frac{\sqrt{a^2+b^2}}{2a} \cdot V \longrightarrow P_b = \sqrt{1+\frac{h^2}{a^2}} \cdot \frac{V}{2}$$

ملاحظه می‌گردد با افزایش a، P_b یا نیروی مهاربند، کاهش پیدا می‌کند.
البته باید توجه داشت که افزایش طول بادبند ممکن است باعث لاغری و افت تنش‌های مجاز گردد.

3-2 - قاب‌های ساده با دیوار برشی بتنی

- معرفی :

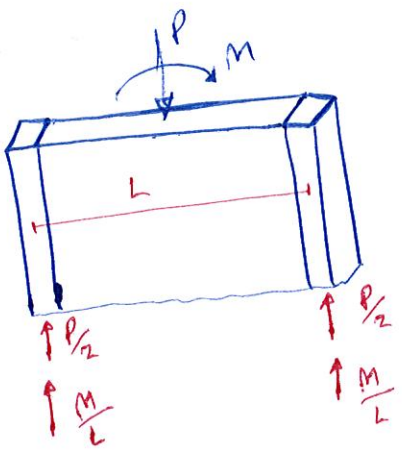
این سیستم همانند سیستم‌های بادبندی است، با این تفاوت که به جای مهاربند، از دیوار استفاده می‌شود.
مزایای آن همانند مزایای سیستم قبلی است.
به علاوه‌ی آن که مصالح بتنی معمولاً ارزان‌تر می‌باشند.
همچنین ستون‌ها در این نوع سیستم سبک‌تر به دست می‌آیند.

- معایب و مزایا :

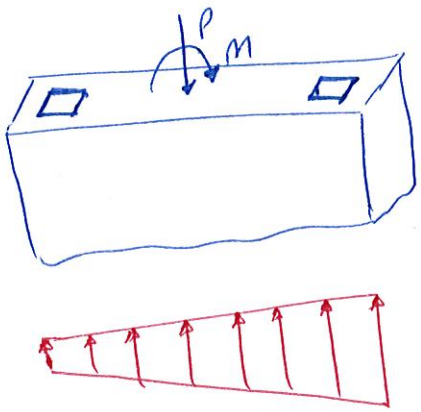
معایب و مزایای این سیستم نیز همانند سیستم قبلی است به جز آنکه در این سیستم ممکن است پروسه‌ی اجرا کندتر باشد.

- سایر نکات :

از نظر آیین نامه‌ی AISC - طراحی دیوارها با ستون‌های مدفون و غیر مدفون متفاوت است.
در حالتی که ستون‌ها غیر مدفون است، لازم است آن‌ها را برای کوپل نیروی مقاوم در برابر زلزله طراحی کنیم.
اما در ستون‌های مدفون، این مطلب مورد نیاز نیست.
چون قسمتی از دیوار به حساب می‌آید.



ستون غیر مدفون



ستون غیر مدفون

2-4- قاب های دوگانه :

- معرفی :

در این نوع سیستم ها، قاب خمشی به همراه بادبند یا دیوار برشی، مورد استفاده قرار می گیرند.

- مزایا :

R

① افزایش ضریب رفتار

② افزایش سختی و مقاومت

- معایب :

① گران تر بوده

② اتصالات پیچیده است

③ نیروی ماهر

④ معایب سیستم مهاربندی را هم داریم.

قاب خمشی ← نرم است
بادبندها، دیوارها ← سختند
و نیروی زلزله را قسمت سخت تر می کشند

- سایر نکات :

به دلیل سختی زیاد بادبندها یا دیوارهای برشی، عملاً عمده‌ی نیروی زلزله جذب این عناصر خواهد شد و سهم قاب خمشی بسیار ناچیز خواهد بود.

- تحلیل قاب برای 25 درصد نیروی زلزله :

همان طور که در بند قبل اشاره شد، عمده‌ی نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا بادبندها جذب خواهد شد و سهم قاب بسیار اندک خواهد بود با این حال، آیین نامه‌ی مبحث ششم اصرار دارد که قاب به تنهایی برای 25 درصد نیروی زلزله کنترل گردد.

علت این مطلب آن است که در حالت نهایی و پس از تسلیم بادبندها (یا دیوارها) سهم قاب افزایش یافته و درصد بیشتری نیرو جذب می نماید.

تاریخ تحویل پروژه ← پنج شنبه 8 ام قرمان ساعت ۱۵

Sadegh Heidari
0783342762