DATE / / SUBJECT: sismic design طراحی لرزه ای

درس طراحی لرزه ای سازه ها

فصل اول: مفاهیم طراحی لرزه ای

مدرس: دکتر محمدرضا میرجلیلی

کتاب طراحی لرزه ای سازه های فولادی دکتر صفاری ← مرجع خوبیه

۴ تا آزمون داریم

انرژی زلزله ω^2 است یعنی ۲ برابر بزرگ شدن ! بیشتر میزان انرژی ۴ برابر می شود

در زلزله های خیلی بزرگ فقط جان انسان مهم است و خسارت سازه مهم نیست

در زلزله در ۲۸۰۰ طراحی و ضوابط به گونه ای است که خسارت جانی نداشته باشیم

یکی از مواردی که ۲۸۰۰ نقص دارد تیر ضعیف ستون قوی در سازه های ویژه است که می بایست برای شکل پذیری متوسط نیز داده شود

اعضای باربر سازه بدون آسیب و اعضای غیر باربر آسیب جبران پذیر ←

زلزله ی خفیف ← زلزله ی بهره برداری ← سازه الاستیک ماند (همان رفتاری که در مقابل بارهای ثقلی دارد) نشان دهد

← دوره ی بازگشت ۷۵ سال با احتمال ۹۹٪ ← حتماً اتفاق می افتند

اعضای غیر باربر آسیب جزئی ← مثلاً ترک خوردگی کاشی ها و یا اینکه در باز نشود

زلزله ی متوسط ← زلزله ی طرح ← قابل استفاده است ساختمان می توان با تعمیرات استفاده کرد و نیاز به بازسازی نیست

← دوره ی بازگشت ۴۷۵ سال اعضای اصلی سازه آسیب جبران پذیر و اعضای غیر سازه ای آسیب شدید (دیوار ریخته یا جابجایی

زلزله ی شدید ← فرو ریزش نداریم و خسارت جانی نداریم ← می بایست ساختمان را خراب کرد و دوباره از ابتدا ساخت

← دوره ی بازگشت ۲۰۰۰ سال بخش های مختلف ساختمان خسارت و آسیب شدید دیده ولی ساختمان فرو نمی ریزد

ساختمان های مثل بیمارستان در زلزله های شدید باید خسارت در حد زلزله ی بهره برداری باشند

اهمیت ساختمان ها با توجه به ضریب رفتار نشان می دهیم ← برای پذیرش سطح آسیب و خسارت است

الان طراحی بر اساس عملکرد است ← مثلاً خیز تیر و چرخش مفصل را کنترل می کنیم و با نیروها سروکار نداریم

نیروی زلزله و رفتار سازه در برابر آن

به صورت موج است به واسطه عناصر زمین به ساختمان منتقل می شود

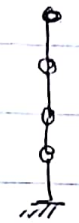
زلزله نیرو نیست تحریک است ← با جابجایی فونداسیون سازه در هم می ریزد با توجه به قانون اول نیوتن می خواهد در مکان خود بماند ← شتاب در طبقه ایجاد می کند

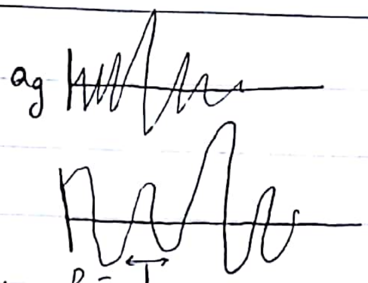
به سمت عقب حرکت می کند

نیروی اینرسی F=ma در سازه ایجاد می شود ← هر چه m کمتر شود نیرو کمتر می شود (سازه سبک تر)

حرکت لب به لب [illegible] ← [illegible] مهم است

Sahand





اگر سازه صلب کامل باشد شتاب آن مثل شتاب زمین است و هرچه سختی کم شود دامنه‌ی شتاب سازه بیشتر می‌شود

← ارتعاش سازه = دوره‌ی تناوب سازه است

نکته: همیشه پاسخ سازه برابر فرکانس طبیعی آن است

اگر دامنه‌ی شتاب تحریک تغییری نکند ولی فرکانس آن به فرکانس طبیعی سازه نزدیک باشد سازه دچار تشدید می‌شود

زلزله از تعداد زیادی فرکانس تشکیل شده است که فرکانس موج S، موج غالب است که فرکانس آن با سازه‌های ۴ تا ۷ طبقه یکسان است

تلفات زلزله‌ی رودبار در رشت بیشتر از خود رودبار بود به دلیل وجود تشدید در ساختمان‌های موجود در رشت

دوره‌ی تناوب غالب آن‌ها یکسان است و برابر دوره‌ی تناوب خود ساختمان است

جابه‌جایی نسبی چون باعث ایجاد برش در طبقه می‌شود مهم‌تر است

در زلزله ابتدا جابه‌جایی ایجاد می‌شود که حاصل ضرب آن در سختی برابر نیرو می‌شود $P = k\Delta$

لزوماً ساختمان با سختی پایین سازه‌ی خوبی نیست و سازه با سختی بالا نیز سازه‌ی خوبی نیست

$\downarrow k$ ← هزینه کم می‌شود

$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \Rightarrow \uparrow T$ ← از رزونانس دور می‌شویم

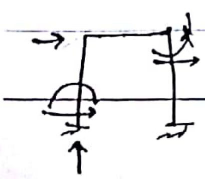
هرچه $\downarrow k \Rightarrow \uparrow \Delta$ ← اجزای غیرسازه‌ای خراب می‌شوند

← باید ببینیم که سازه تا چه حد می‌تواند جابه‌جا شود (ستون گسیخته می‌شود)

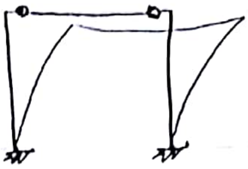
ساختمان با اتصال نیمه صلب ← سختی را شدیداً پایین می‌آورد و مفصلی هم نیستند که سازه ناپایدار باشد

نیروی زلزله به صورت کشش و فشار محوری در ستون‌ها ظاهر می‌شود ← درصد نیروی برشی ایجاد شده خیلی کم است

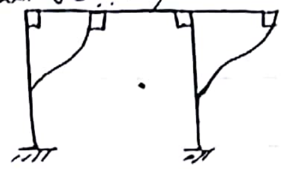
تنها عاملی که باعث می‌شود قاب ممان بگیرد اتصال صلب آن است (زاویه‌ی ۹۰ درجه‌ی آن)



جزوه فصل ۱۹



$\frac{3EI}{L^3}$ = سختی تیر و ستون لنگ



$\frac{12EI}{L^3}$ = سختی تیر صد صلب

سختی
- قاب
- دیوار
- بادبند
- نرمش گره‌ها

در قاب‌های معمولی که تیر بی‌نهایت صلب نیست سختی بین $\frac{12EI}{L^3}$ و $\frac{3EI}{L^3}$ ا

نیروی اینرسی طبقه‌ی بالا بیشتر از نیروی اینرسی طبقه‌ی پایین است چون جابجایی زیادی را باید تحمل کند

کار ما در تحلیل استاتیکی برعکس عملکرد زلزله است یعنی ابتدا نیرو وارد می‌کنیم بعد جابجایی را کنترل می‌کنیم در حالی که در زلزله برعکس است

صلب ← هم در داخل صفحه و هم در خارج صفحه تغییر شکل نمی‌دهد
دیافراگم ← فقط در داخل صفحه تغییر شکل نمی‌دهد
← تیر و سقف دیافراگم است نه صلب

دیافراگم باشد ← هر کدام از قاب‌ها به نسبت سختی نیرو می‌گیرد چون جابجایی همه آنها یکسان است Δ ثابت
دیافراگم نباشد ← هر کدام از قاب‌ها به نسبت دهانه‌ی بارگیر آن نیرو می‌گیرد

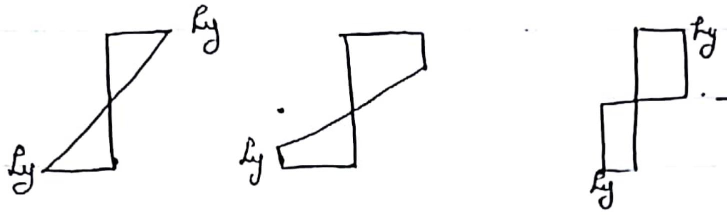
نکته: عناصر اصلی در باربری زلزله ستون‌ها و دیوارها است
" " " ثقلی تیرها و سقف است

تحلیل دینامیکی طیفی ← تحلیل مودال ← سازه‌ی چند درجه آزادی را به چند مود شکل تبدیل می‌کنیم و هر مود را تحلیل استاتیکی می‌کنیم و بعد ~~مودها~~ پاسخ‌های مودی را به دست می‌آوریم و بعد با روش ترکیب مودها آنها

$$SRSS = \sqrt{\text{مود اول}^2 + \text{مود دوم}^2 + \dots}$$

Jahand

تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ← در این تحلیل ما رکورد زلزله را می دهیم ← پاسخ این تحلیل در محدوده ی زمان است (مثل به ما می دهد)



شد = Mp ← مفصل پلاستیک
← دیگر نیرو ایجاد نمی شود
انرژی صرف افزایش تغییر شکل می شود

در تحلیل خطی می بایست انقدر نیروها را بالا ببریم که از My بیشتر نشود

استاتیکی غیرخطی ← وقتی نیرو به My رسید دیگر سختی افزایش پیدا نکند
← با استفاده از روش های میزان تغییر شکل را حدس می زنیم ← سازه را انقدر هل می دهیم که تا تمام مورد نظر برسد
و بعد نیروهای وارد بر پشت بام را به دست می آوریم (مفصل ها را چک می کنیم)

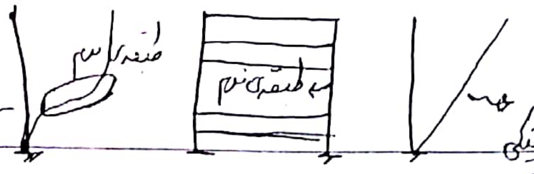
تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال ← به جای جابجایی شتاب نگاشت زلزله را بدهیم

ما بیشتر وقت ها تحلیل استاتیکی غیرخطی را ترجیح می دهیم به تحلیل دینامیکی
← چون شتاب نگاشت های زلزله متفاوت است ولی با تمام تحلیل دینامیکی نتایج بهتری نسبت به تحلیل استاتیکی دارد [illegible]
در آخر همه اش نشود با تحلیل استاتیکی

در روش استاتیکی معادل ← فقط مود غالب را در نظر می گیرد   اما در تحلیل طیفی کل مودها را در نظر می گیرد

در ساختمان منظم ← مود اول غالب است   ساختمان های نامنظم ← مودهای بالاتر پیچش
← دلیل تحلیل دینامیکی طیفی

ساختمان نامنظم پیچشی ← می بایست مودهای بالاتر در نظر گرفت ← توزیع مثلثی نمی تواند درست باشد
معمولا این رفتارها در آنالیز مودال تشخیص داده می شود



در اصل مود اول این شکلی است ←

مود اولی که در تحلیل استاتیکی داده می شود ←

$$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

دینامیکی غیرخطی ← ورودی شتاب نگاشت است و مصالح غیرخطی است

نمی‌توان نتیجه گرفت تحلیل دینامیکی غیرخطی بهتر از تحلیل استاتیکی معادل و طیفی است چون طیف‌های زلزله متفاوت است که
نمی‌شود

تحلیل دینامیکی و استاتیکی ← با هم مقایسه می‌شوند و نمی‌توان تنها از تحلیل دینامیکی استفاده کرد چون مدل ما مدل دقیقی نیست

هم پایه کردن نقاط چرخش پایه کنترل می‌شود و نحوه‌ی پخش نیرو و در نظر گرفتن پیچش هنوز هم همان است (سودها را در نظر می‌

غیرخطی هندسی ← معمولاً با P-Δ و P-δ اعمال می‌شود

شکل‌پذیری و ضریب رفتار ساختمان‌ها

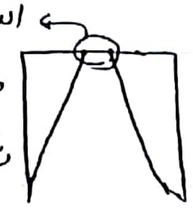
اعضای شکل‌پذیر
- ← به تنهایی اعضا نیروی بیشتری نمی‌رسد
- ← زمان هشدار دارند (زمان تا تخریب سازه)
- ← با تخریب خود از تخریب سایر اعضا جلوگیری می‌شود

شکل‌پذیری
- → رفتار
- → نوع نیروی اعمال شده

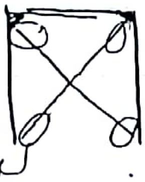
مانند فولاد که در کشش شکل‌پذیر بوده ولی در فشار به دلیل کمانش شکل‌پذیر نیست

تعداد حلقه‌های شکل‌پذیر ↑ ← سازه شکل‌پذیرتر باشد

می‌بایست حلقه‌های شکل‌پذیر را در ابتدای حلقه‌ی ترد بگذاریم



آن اتصال تیر پیوند را شکل طراحی کنیم تا خراب شود و نیرو به بادبندها نرسد



اتصالات کاملاً ترد هستند

گاست پلیت‌ها ← صفحه‌هایی که بادبند را به قاب متصل می‌کنند

اعضای فشاری کاملاً ترد هستند چون کمانش می‌کنند

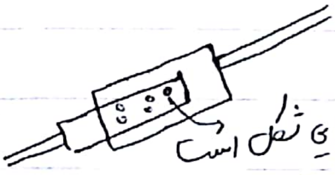
و کمانش یک رفتار ناپایدار است ← مثل ستون یا بادبند در فشار

تیر در خمش، بادبند در کشش، مفصل پلاستیک و تیرهای پیوند در بادبندهای واگرا

قاب سازه ← کل قطعات ترد هستند ⇐ $R\downarrow$ ولی در قاب خمشی چون مفصل در تیرها تشکیل می‌شود $R\uparrow$،
که برای نیروی زلزله‌ی زیاد طراحی می‌شوند

چون حلقه‌های ترد در سازه داریم پس نیروی زلزله را تقسیم بر R می‌کنیم (کلاً اعضا بیشتر از این وارد نمی‌شود)
اگر سازه شکل‌پذیر نباشد سازه برای نیروی AB طراحی کنیم

damper ها عملاً حلقه‌های نرم هستند مثلاً دمپرهای داخل بادبند


سوراخ‌ها لوبیایی شکل است →

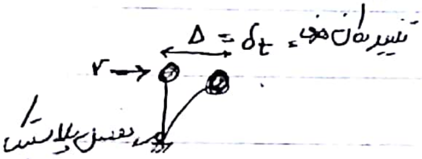
یا دمپرهای هیدرولیکی که از روغن و یک پیستون تشکیل شده‌اند تا نیروی عبور مایع‌ها را مستهلک می‌کنند

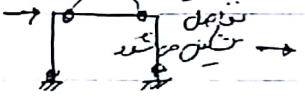
نیرو نباید از حد مالش بادبند بیشتر شود ← نیرو اگر بیشتر شد دمپر دست بکار می‌شود

Base Isolato ← سختی کمی دارند و از نوع پایین است ← این ساختمان‌ها حرکت زیادی دارند نسبت به زمین

ضریب رفتار:

میزان اضافه مقاومت و شکل‌پذیری و درجه نامعینی ← با ارزش کردن ضریب R بستگی دارد

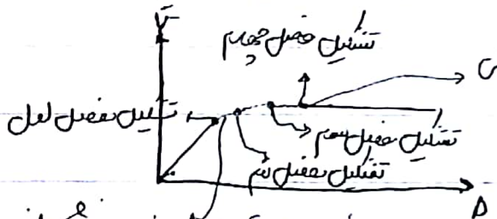




→ ابتدا مفصل پلاستیک در تیر تشکیل می‌شود بعد در ستون‌ها. هر وقت مفصل‌ها در ستون تشکیل شود سازه مکانیزم می‌شود و ناپایدار می‌شود

اگر بخواهیم سازه کلاً الاستیک طراحی شود مقاومت براساس V_e طراحی شود که هزینه‌بر است

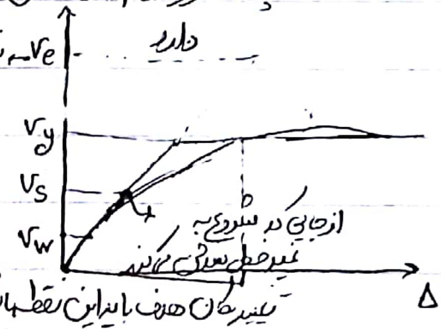
لذا در مرحله خطی تا پیدایش اولین مرحله تشکیل مفصل ما یک تغییرشکل غیرخطی داریم



بعد از تشکیل مفصل آخر سازه سختی خود را از دست می‌دهد

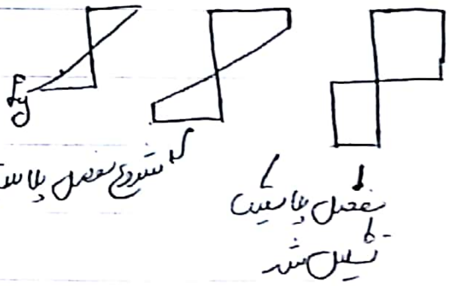
چون هنوز تمام اعضا مفصل نشده‌اند هنوز سازه سختی دارد

V_e = نیروی برش حاصل از AB



از جایی در شروع به تغییرشکل غیرخطی می‌کند

تغییرمکان هدف باید این نقطه باشد



هرچه از V_y بیشتر شود نیرو افزایش پیدا نمی‌کند و فقط صرف تغییرشکل می‌شود ← چرخش مفصل پلاستیک و دوران مفصل

(روش حدی نهایی) $R_u = R_\mu R_\Omega$

(روش تنش مجاز) $R_w = R_\mu R_\Omega Y$

Y ← ضریب کاهش نیرو ناشی از اضافه مقاومت طراحی مجاز

R_μ : ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری

R_Ω : ضریب کاهش نیرو در اثر اضافه مقاومت

$V_W = \frac{V_e}{R_\mu R_\Omega Y} = \frac{V_e}{R_W}$ طراحی به روش تنش مجاز

$V_W = \frac{V_e}{R_\mu R_\Omega} = \frac{V_e}{R_W}$ طراحی به روش حالت حدی

$V_W = \frac{V_e}{R_W} = \frac{AB}{R_W}$

نیروی زلزله‌ی خطی بدون در نظر گرفتن تغییر شکل‌ها $= V_e = AB$

به واسطه‌ی تسلیم شدن و کش آمدن است که از V_y استفاده می‌کنیم

$V_e = R_\mu V_y$

R_μ به شکل‌پذیری بستگی دارد

$V_s = \frac{ABI}{R}$

$V_y = R_\Omega V_s$ و $V_s = Y V_W$

ضریب شکل‌پذیری $\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$

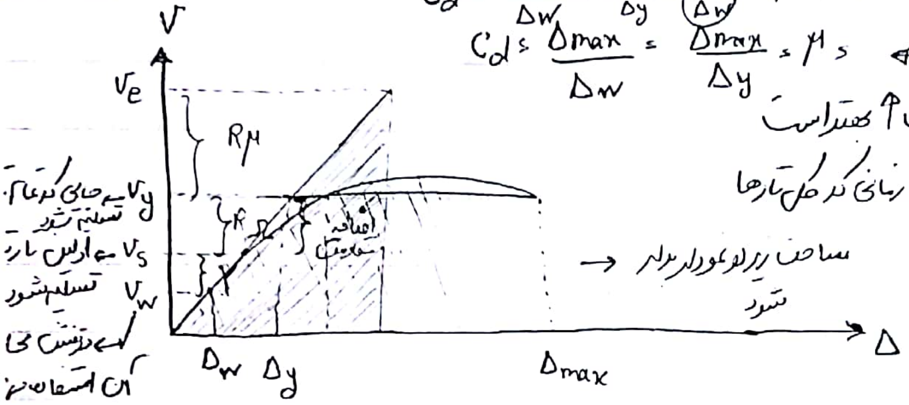
↑ μ ← انرژی بیشتری را جذب می‌کند

$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_W} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \times \overset{V_y / V_W}{\boxed{\frac{\Delta_y}{\Delta_W}}} = \mu_s Y$ ← تنش مجاز

$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_W} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} = \mu_s$ ← حد نهایی

هرچه ضریب اضافه مقاومت ↑ بهتر است

چون از زمانی که اولین تار تسلیم می‌شود تا زمانی که کل تارها تسلیم شوند زمان زیادی طول می‌کشد



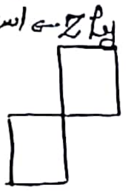
→ مساحت زیر دو نمودار برابر شود

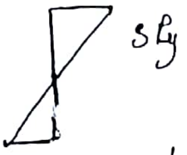
هرچه تعداد مفاصل بیشتر باشد (نامعین‌تر باشد) ← ضریب اضافه مقاومت بیشتر است

R_Ω ضریب اضافه مقاومت

- هرچه ابعاد را افزایش پیدا کند ← R_Ω ↑
- هرچه شیب بیشتر باشد تقاطع ← R_Ω ↑ ← هرچی نسبت $\frac{\text{ظرفیت}}{\text{نیاز}}$ در اعضا بیشتر باشد
- هرچه نامعین‌تر ← R_Ω ↑

$Z F_y$ ← اساس مقطع پلاستیک





در روش LRFD چون بالاتر V استفاده می‌کنیم پس R را بالاتر می‌گیریم

ولی در روش تنش مجاز چون از V_s استفاده می‌کنیم پس R را بیشتر می‌گیریم ← اختلاف R مربوط به اختلاف بین Z و S است

$R = R_\Omega R_\mu$

R قاب‌های خمشی ↑ از قاب ساده است چون R_Ω آن بیشتر است (نامعین‌تر است)

سیستم کنسولی R خیلی کمی دارد چون نامعینی آن کم است (R_Ω آن کم است)

چون مکانیزمی در سازه دارد R_μ آن افزایش پیدا کند و تا انهدام کامل سازه وقت باشد که باید حتماً درگیر باشد

برای تبدیل کردن Δ_y ، Δ_{max} باید Δ_y در ضریب بزرگنمایی کنیم

تنش مجاز ← $C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_w} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_w} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \times \boxed{\frac{V_y}{V_w}} = \mu_s \times Y$

که چون در تنش مجاز

رابطه خطی است پس می توان به جای جابجایی نیروی برش گذاشت

حد نهایی ← $C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_w} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} = \mu_s$

$C_d = \mu = R_\mu \longrightarrow C_d = R_\mu$ ← ضریب اضافه مقاومت را اعمال آن نکرده است

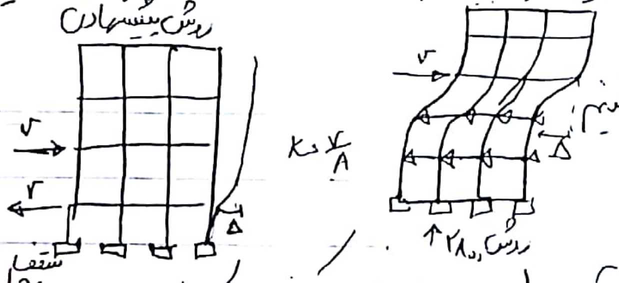
سختی جانبی طبقه:
- تولید لنگر سختی محوری مهاربندها
- برشی و خمشی تیرها و ستون ها
- سختی دورانی گره ها
- سختی خمشی و برشی دیوار برشی

مجموع سختی [illegible] اعضای ما

میزان چرخش گره ها نیز در سختی اثر می گذارند

در واقعیت به دلیل چرخش گره ها، سختی متناسب با نیرو است و همیشه در حال تغییر است

چند تا load pattern تعریف می کنیم و بعد نیرو و جابجایی را برای loadpatternها که برای هر طبقه تعریف کردیم به دست می آوریم



برای هر سری سختی تنها نیرو تعریف می کنیم

اگر در طبق ۲۸۰۰ بخواهیم سختی را به دست آوریم طبقات پایینی را مهار می کنیم و بعد یک نیروی V بر روی طبقه می گذاریم جابجایی

میزان سختی طبقه سقف

که به دست آوردیم را با توجه به میزان جابجایی سختی را محاسبه می کنیم

روش دقیق تر جمع کردن سختی اعضای سازه مان است

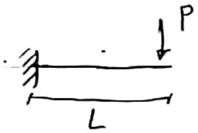
$$\Delta = \frac{PL}{AE} \xrightarrow[K=P]{\Delta=1} K = \frac{AE}{L}$$

در دهانه های کوچک چون L کم است پس سختی آن زیاد است (منظور سختی تا دهانه است)

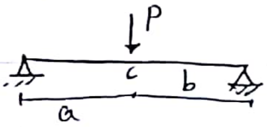
روش پیشنهادی به دست آوردن سختی: اعمال دو نیروی مساوی و در خلاف جهت یکدیگر در بالا و پایین طبقه مورد بررسی است (نیروها به صورت [illegible] در طبقه وارد شود

سختی جانبی اعضای خمشی

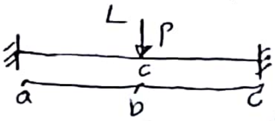
کمترین سختی در سیستم‌ها مربوط به سیستم کنسولی است



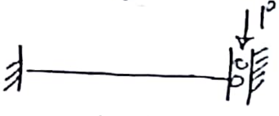
$$\Delta = \frac{PL^۳}{۳EI} \rightarrow k_s = \frac{۳EI}{L^۳}$$



$$\Delta = \frac{Pa^۳b^۳}{۳EIL} \qquad k_s = \frac{۳EIL}{a^۳b^۳}$$

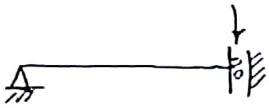


$$k = \frac{۳EIL^۳}{a^۳b^۳} \qquad \Delta = \frac{Pa^۳b^۳}{۳EIL^۳}$$



ساختمان برشی ← ساختمانی که سقف آن صلب است و چرخش ندارد

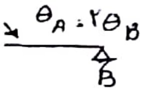
$$K = \frac{۱۲EI}{L^۳} \qquad \Delta = \frac{PL^۳}{۳EI}$$



$$k = \frac{۳EI}{L^۳} \qquad \Delta = \frac{PL^۳}{۳EI}$$

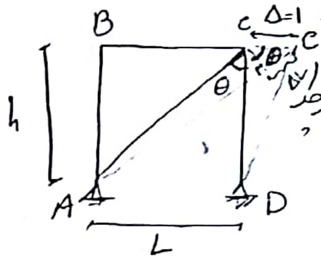
$$k_\theta = \frac{۴EI}{L} \qquad \theta_A = \frac{M.L}{۴EI}$$

$$\theta_A = ۲\theta_B$$



سختی دورانی: مثل رابطه شیب و افت که اگر یک طرف را ده بچرخد طرف دیگر ۵ درجه می‌چرخد

سختی قاب: سختی توسط مهاربندها در راستای خود مهاربندهاست (سختی محوری دارد)



$\Delta L \simeq \Delta \times \sin\theta$ ← با فرض تغییر کوچک $\qquad \frac{L}{L_{AC}}$

$$P_{AC} = K_{AC}\,\Delta_{AC} \qquad \frac{EA}{L_{AC}} \times \frac{L}{L_{AC}} = \frac{EAL}{L_{AC}^۲}$$

$$K = P_{AC} \times \sin\theta = \frac{EAL}{L_{AC}^۲} \times \frac{L}{L_{AC}} = \frac{EAL^۲}{L_{AC}^۳}$$

هرچه زاویه مهاربند نسبت به خط قائم کمتر باشد (دهانه جمع‌تر باشد) سختی کمتر می‌شود

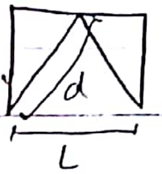
هرچه طول دهانه بیشتر باشد سختی کمتر است

سختی قطری = سختی مهاربند × $\sin^۲\theta$

سختی جانبی مهاربند ⋀ یا ⋁ نصف

$$k = \frac{EL^۲A}{۲d^۳} = \frac{۱}{۲}\frac{EA}{L} \times \sin^۲\theta$$

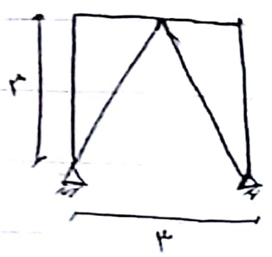
سختی مهاربند معمولی است چون طول آن نصف است

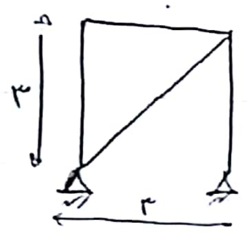


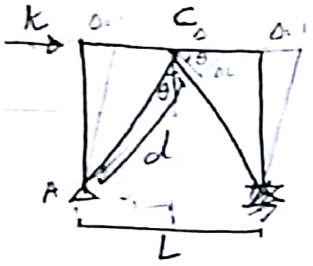
DATE / / SUBJECT:

تمرین : سختی قاب با مهاربند ضربدری [illegible]

سختی فشاری مهاربندها را در نظر نگیریم



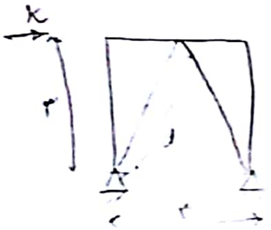




$\Delta L = \Delta \sin\theta \qquad \sin\theta = \frac{L/۲}{d} = \frac{L}{۲d}$

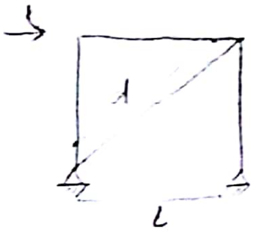
$P_{AC} = K_{AC}\Delta L = \frac{EA}{d} \times \frac{L}{۲d} = \frac{EAL}{۲d^۲}$

$k = P_{AC}\sin\theta = \frac{EAL}{۲d^۲} \times \frac{L}{۲d} = \frac{EAL^۲}{۴d^۳}$



$d = \sqrt{۳^۲ + ۱٫۵^۲} = ۳٫۳۵ \qquad \to k = \frac{EA \times ۹}{۴ \times ۳٫۳۵^۳}$

$L = ۳$



$k = \frac{EAL^۲}{d^۳} = \frac{EA \times ۹}{(۳\sqrt{۲})^۳}$

Scanned by CamScanner

سختی جانبی دیوار برشی

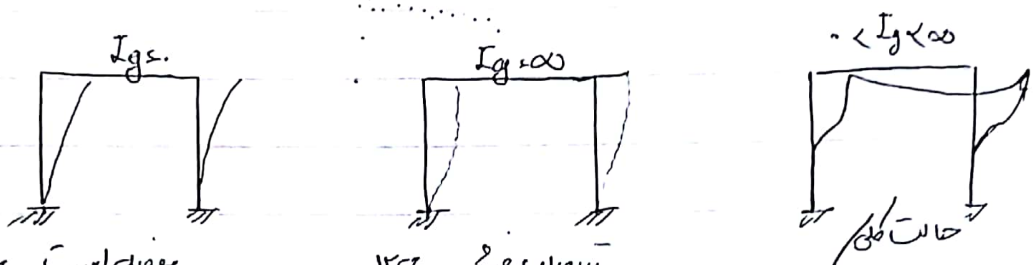
دیوار برشی مثل یک ستون کنسولی است

چون مقطع دیوار برشی بزرگ است علاوه بر سختی خمشی به سختی برشی نیز دارد و

$خمش = \frac{3EI}{L^3}$

$برش = \frac{12EI}{L^3}$

چون خمش و برش در دیوار به صورت سری عمل می‌کنند مقدار کمتران حاکم است



$\frac{3EI}{L^3} \leftarrow$ مفصلی است

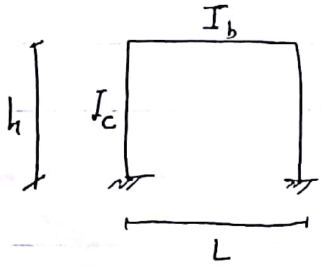
تیر صلب خمشی $\leftarrow \frac{12EI}{L^3}$

چون ۲ تا ستون داریم

2×12

$$K = \frac{\boxed{24}EI_c}{h^3}\left[1 - \frac{3}{2}\,\frac{L I_c}{3I_g h + 2I_c L}\right]$$

تمرین: منحنی نسبت K به ρ را رسم کنید



$$\rho = \frac{(I/L)_b}{(I/h)_c}$$

از ۰ تا ۱۰ بدهیم

برحسب نسبت‌های مختلف ρ عوض کنیم K برحسب ρ را رسم کنیم

و باید منحنی کشیده کنیم

منحنی به دست آمده را کوری لگاریتمی شده و سختی را برحسب سختی ستون به ما میدهد (n = تعداد ستون)، $K = \alpha\left(\frac{12EI}{h^3}\right) \times n$

ستون دوبل ۱۶

$$K = \frac{24EI_c}{h^3}\left[1 - \frac{3}{2}\,\frac{I_c L}{I_c L\left(\frac{3I_g h}{I_c L}\right) + 2}\right] = \frac{24EI_c}{h^3}\left[1 - \frac{3}{2}\,\frac{1}{3\rho + 2}\right]$$

$\frac{I}{L}$

$\frac{I_c}{h}$

$\rho = 0 \rightarrow K = \frac{6EI_c}{h^3}$

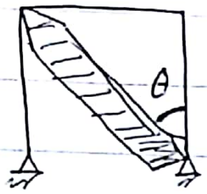
$\rho = 1 \rightarrow K = \frac{7}{10} \times \frac{24EI_c}{h^3}$

$\rho = 2 \rightarrow K = \frac{24EI_c}{h^3}\left[1 - \frac{3}{2} \times \frac{1}{8}\right] = \frac{13}{16} \times \frac{24EI_c}{h^3} = \frac{39}{2}\,\frac{EI_c}{h^3}$

$\rho = 3 \rightarrow K = \frac{24EI_c}{h^3} \times \frac{19}{22} = \frac{12EI_c \times 19}{11h^3}$

سختی میانقاب :

روش مدل کردن میانقاب : میانقاب به روش دستک فشاری ← مثل یک مهاربند رسم می‌کنیم که سختی محوری مهاربند معادل سختی میانقاب است



$$k = \frac{A_e E_i}{d} \sin^2\theta$$

A_e ← مساحت قید فشاری

E_i ← جنس ملات و جنس آجر بستگی دارد

d ← طول قطر

θ ← زاویه نسبت به خط قائم

E دیوار = ۲ تا ۳

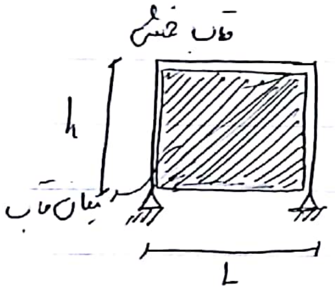
مقاومت فشاری آجر بین ۵ تا ۱۰ MPa است

$A_e = 0.09\, t\, d$ ← t ضخامت دیوار

مقاومت فشاری دیوار مصالح بنایی ← تنش فشاری مصالح بنایی ۱۵ روزه ← $E_1 = 400 f'_c$ ← با این فرض که ملات چندین سال از آجر بنا شده

چون ملات داریم و انتظار داریم در بین ملات لغزش داشته باشیم پس E آن به صورت بالا است

کلاً انتظار داریم که شکست در میانقاب‌ها به صورت برشی است



تمرین ۵ـ قاب خمشی با دیوار ۳۰ cm آجر فشاری $R = 0.5$

سختی قاب و دیوار را جداگانه حساب کنیم و ببینیم سختی قاب چند برابر سختی دیوار است

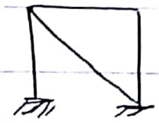
۱ـ با فرض اینکه ستون دوبل IPB_{16} باشد

۲ـ ساختمان رایج که داریم R آنها چقدر بوده است؟ دهنه ۵m عمق تیر ۴۵-۱۲ ارتفاع ۳٫۲ ۵۰×۵۰

۳ـ R ساختمان‌های بتنی و فولادی شبیه هم هستند؟

۴ـ سختی جانبی یک قاب خمشی بتنی بیشتر است یا فولادی؟ نسبت سختی ستون ۴۰×۴۰ بتنی را نسبت به سختی ستون دوبل ۱۶ مقایسه کنیم

۵ـ سختی میانقاب را با یک مهاربند مقایسه کنید؟

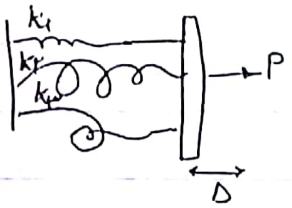


Sahand

اگر دیدیم بعد از ساخت مقدار Drift جوابگو نیست می‌توان با استفاده از دیوار برشی میزان Drift را کنترل کرد

محاسبه سختی جانبی قاب بپردازیم

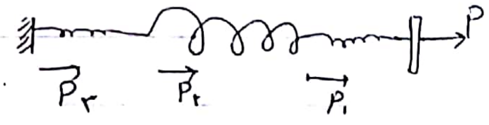
از تحلیل فنرهای معادل استفاده می‌کنیم



$$k_1\Delta+k_2\Delta+k_3\Delta=P$$

$$\rightarrow K = P: k_1+k_2+k_3$$

اگر مجموع جابجایی‌های ما برابر باشد آنوقت سختی ما برابر مجموع سختی اعضای ما



$$P_1=P_2=P_3=P$$

$$\Delta=\Delta_1+\Delta_2+\Delta_3$$

$$\frac{P}{K}=\frac{P}{k_1}+\frac{P}{k_2}+\frac{P}{k_3} \longrightarrow \frac{1}{K}=\frac{1}{k_1}+\frac{1}{k_2}+\frac{1}{k_3}$$

ضعیف‌ترین عضو کنترل شده است یعنی سختی از سختی کمترین کمتر است

قاب خمشی + مهاربندی ← قاب دوگانه ← چون جابجایی بالای هر طبقه با توجه به دیافراگم بودن یکسان است پس سیستم موازی است (Δ یکسان دارد)

دیوار برشی ← سختی خمشی
دیوار برشی ← سختی برشی

نکته: سختی خمشی و سختی برشی دیوار برشی سری است

وقتی می‌خواهیم برای دیوار برشی سختی آن را حساب کنیم h_{22} آن را صفر نمی‌شود ولی می‌توان h_{12} آن را صفر در نظر نمی‌گیریم چون سختی آن سری است و حدودی باید صفری بگیرد

تمرین: چه دلیل سری بودن سختی دیوار برشی (منظور سختی خمشی و برشی آن است)

تحقیق رفتار کنید به نتیجه و شکل

تمرین ۵: قاب نشان داده طراحی کنیم و سختی نسبی سختی قاب ها را بدست آورید به دلخواه خود یک ساختمان ۴ طبقه با سیستم باربری جانبی قاب خمشی در دو جهت فولادی، طراحی با در نظر گرفتن ضوابط ۲۸۰۰، ۱۰ درصد تیرها ثابت باشد، نسبت سختی [illegible] برشی سه قاب را بدست آورید سپس برای طبقه چهارم مقایسه کنیم

سختی با روش ایتبز (۲۸۰۰ و نیروی رفت و برگشت)

۵ سختی که ایتبز بدست می‌آورد دقیق‌تر از سختی است که ما حساب می‌کنیم چرا؟

اثر P.Δ

طول ها را دقیقا می‌گیرد

همه را در نظر می‌گیرد برای سختی در نظر می‌گیرد

تحلیل مرتبه دوم انجام می‌دهد چون که در هر مرحله تغییر شکل ها را می‌بیند

تیر عمیق [illegible]

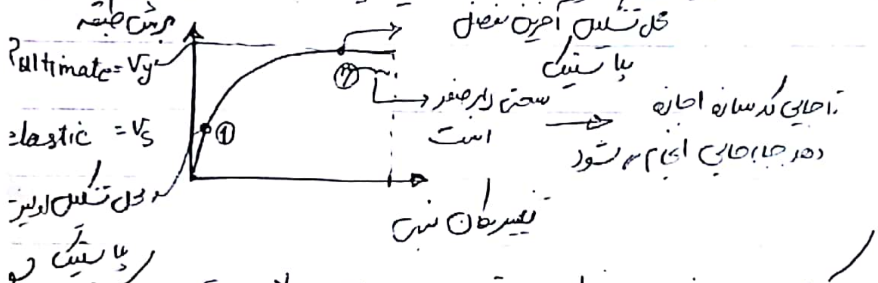
ظرفیت جابجایی سازه: ← با نقص‌ها، ارتفاع (بررسی طبقه ضعیف)
← ضریب R (ضریب نامعینی) (اگر یک ستون را حذف می‌کردیم)

مقاومت جانبی ← مثلاً اگر یک ساختمان یک طبقه داریم که نیروی جانبی به آن وارد می‌کنیم آنقدر نیرو وارد می‌کنیم تا در اثر به دلیل نیروهای داخلی یکی از اعضا تسلیم شود (اولین چیزی که اتفاق می‌افتد تسلیم شدن خمشی تیر است)

مکانیزم شدن ← کلاً سختی جانبی برابر صفر شود و سازه تا جایی که جابجایی اجازه دهد ادامه پیدا کند

مقاومت نهایی: زمانی است که تمام مفصل پلاستیک تشکیل شده است و نمی‌توان نیروی بیشتری به سازه تحمیل

R، ۳۰٪ کم شود ← یعنی اگر یک عضو را حذف کردیم و تحلیل غیرخطی انجام دهیم مقدار ۳۰٪ با تحلیل غیرخطی اولیه کم شده باشد



وقتی می‌خواهیم R را مقایسه می‌کنیم چون که با حدود خطی هستیم می‌بایست با ۵۰٪ مقایسه می‌کنیم یعنی اگر مقاومت کمتر از ۵۰٪ ارزیابی نشد یعنی در غیرخطی از ۶۷٪ کمتر نمی‌شود
← برای تحلیل دینامیکی است در صورتی که برای تحلیل خطی ۵۰٪ است

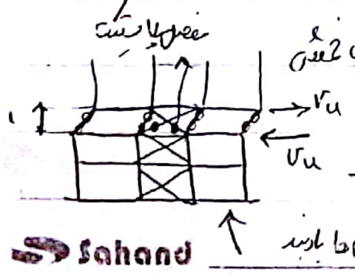
در قاب‌های دوگانه تنها راه‌حل به دست آوردن مقاومت‌های تحلیل پوش‌آور است

برای قاب‌های بادبندی مقاومت تسلیم برابر مقاومت‌های بادبند است

$V_y = (F_T + F_C)\cos\phi$ زاویه الف ⟸ فرمول برای قاب‌های بادبندی

بادبند در کشش = $A_g R_y$ ← بادبند در فشار = $V \times A_g F_A$

برای قاب خمشی ← مفصل در ستون ✗ طراحی به کل اشتباه است
← مفصل در تیر ✓



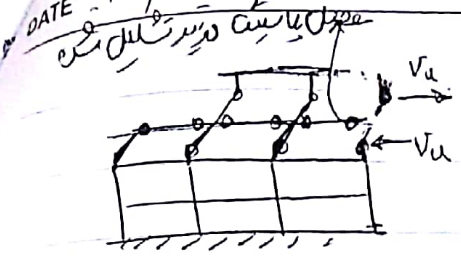
فرمول قاب خمشی → $V_u = \frac{1}{h}\sum\left(M_{B,i}^{L} + M_{B,i}^{R}\right)$ ← در صورت رعایت ستون قوی تیر ضعیف
ظرفیت خمشی تیر

در قاب با بادبند → $V_u =$ مؤلفه‌های افقی بادبند
↓
مقاومت جانبی

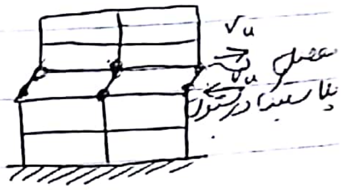
← ظرفیت خمشی ستون‌ها بادبند

در قاب خمشی اگر مفصل در ستون تشکیل شود (عدم رعایت ضابطه) ← $V_u = \frac{2}{h}\sum M_{uc,i}$

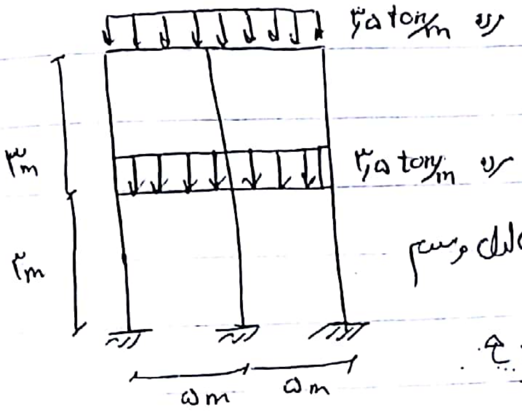
Sahand


مفصل پلاستیک در تیر تشکیل شود
Vu
Vu

$V = \frac{M}{h}$


Vu
Vu
مفصل پلاستیک در ستون

تمرین ۵: قاب خمشی فولادی متوسط


۳٫۵ ton/m مرده
۳٫۵ ton/m مرده
۳m
۳m
۵m
۵m

C_d = ۱۵

برش طراحی ? = V_1 سه طبقه

$V_S = V_1$

سازه را طراحی کردن براساس FEMA (حالت سوم) ۷ طبقه‌ها که و رسم را احساس کنید

$\frac{V_u}{V_s}$?

۲$C_d \theta$?

در قاب خمشی اگر مفصل در ستون باشد ⟵ $V_u = \frac{2}{h}\sum_{i=1}^{n} M_{u,c}$ ← مجموع لنگرهای ستون

در قاب خمشی اگر مفصل در تیر باشد ⟵ $V_u = \frac{1}{h}\sum_{i=1}^{n} \left(M_{B,i}^{L} + M_{B,i}^{R}\right)$

لنگر سمت چپ تیر — لنگر سمت راست تیر

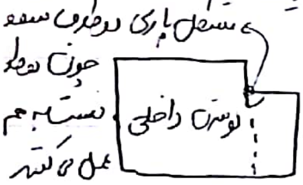
روش دقیق مقاومت جانبی ← تحلیل پوش آور است

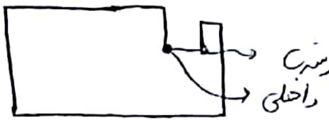
نامنظمی در سازه
- نامنظمی در پلان
- نامنظمی در ارتفاع

سازه‌ی نامنظم
- هزینه‌ی ساخت بالا
- رفتار غیر قابل پیش‌بینی سازه

1. نامنظمی در پلان ← یا مراقبیم که نیروها جریان صحیح طراحی و کنترل شود

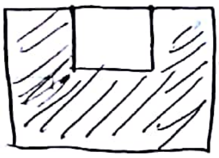
نامنظمی هندسی: گوشه‌ی داخلی بیشتر از ۲۰٪ در هر دو جهت باشد نامنظمی هندسی می‌گویند

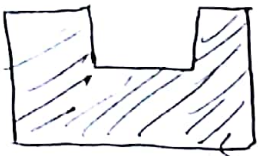

مشکل باربری دو طرف سقف
چون دو قطعه نسبتاً هم عمل می‌کنند
گوشه‌ی داخلی


گوشه‌ی داخلی

همزمان در هر دو طرف نیاز است ۲۰٪ باشد اگر در یک جهت کمتر از ۲۰٪ بود نامنظمی نداریم

در نامنظمی هندسی می‌بایست دیافراگم کنترل شود و ستون و تیر در نقطه‌ی گوشه‌ی داخلی تمرکز تنش دارند و باید در مراحل طراحی دقت بیشتری شود (مثلاً سعی شود که تعداد میلگردها زیاد شود حتماً باید کمتر از ۱٪ (۱۰۰) باشد)


سطح بازشوی زیاد ارتفاع هندسی
چون قاب داریم (تیر در لبه‌ی بازشو)

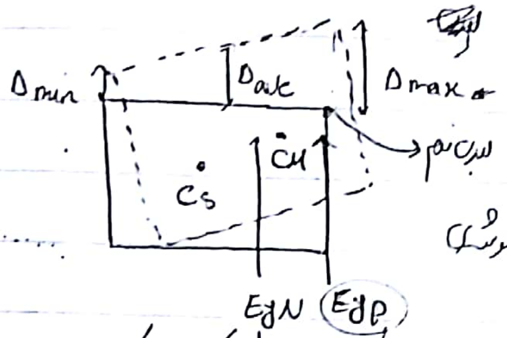

نامنظمی هندسی داریم چون در لبه‌ی بازشو قاب نداریم

2. نامنظمی دیافراگم
- تغییر در سختی در طبقه‌ها بیش از ۵۰٪
- بازشو بیشتر از ۲۰٪ مساحت طبقه (مجموع بازشوها منظور است)

3. نامنظمی پیچشی: هرگاه بیشترین تغییر مکان ایجاد شده در لبه‌ی ساختمان با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن اثر A_j بیشتر از
- ۱٫۲ متوسط تغییر مکان نسبی در دو لبه‌ی کناری ساختمان ← نامنظمی زیاد پیچشی
- ۱٫۴ متوسط تغییر مکان نسبی در دو لبه‌ی کناری ساختمان ← نامنظمی شدید پیچشی

DATE / / SUBJECT:

لبه نرم ← لبه‌ای که دریفت بزرگتر دارد است


Δmin
Δave
Δmax
CM
CS
EyN
Eyp
لبه نرم

نسبت $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ ← جابجایی > ۱٫۲

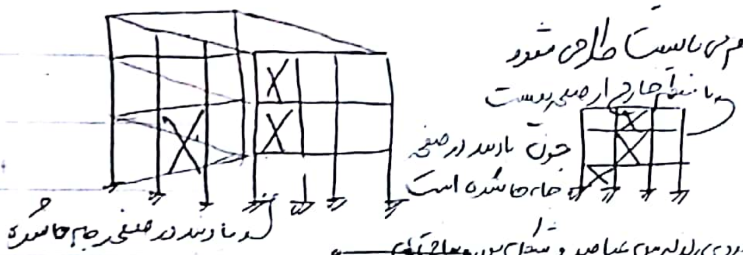
وجود نامنظمی پیچشی باعث ایجاد تغییر شکل زیاد و متعاقباً تخریب اعضای گوشه ساختمان و سقف‌ها و وقوع در لبه نرم ساختمان می‌گردد

که در این شکل کنترل شده است چون میزان Δmin را افزایش می‌دهد

۴. نامنظمی خارج از صفحه:

اعضای باربر جانبی در صفحه تغییر می‌کنند ← تیرها می‌بایست از طریق دیافراگم به قاب منتقل شود ← دیافراگم می‌بایست طراحی شود

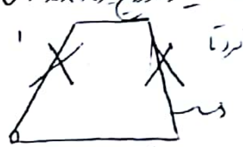
اگر دیافراگم قوی نباشد پاره می‌شود


نامنظمی خارج از صفحه نیست
چون بار در صفحه جابجا شده است
که بار در صفحه جابجا شده

۵. نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: ① تأثیر در توزیع نیروها در المان عناصر و شکل مود ساختمان

② بهتر است از تحلیل دینامیکی ۳ بعدی استفاده کرد تا اثر جهات مختلف زلزله بر قاب‌های مورب دیده شود

یک تیر در خلاف جهت است


با دیدها موازی با
جهت اصلی بیشینه

③ اتصال تیرها به صورت ستون‌ها را مفصلی کرد تا در ستون‌ها بار جانبی نباشد

طراحان می‌گویند اگر ستون‌ها در جهت اصلی را کمتر داشته باشیم در این صورت نامنظم است

نامنظمی هندسی در ارتفاع ← کنترل دیافراگم
← کنترل ضریب رفتار

نامنظمی جرمی ← تحلیل دینامیکی

نامنظمی مقاومت جانبی ← تحلیل دینامیکی

نامنظمی سختی جانبی ← تحلیل دینامیکی

نامنظمی هندسی در پلان ← باید کنترل شود
← دیافراگم طراحی شود (کنترل دیافراگم)

نامنظمی پیچشی در پلان ← ضریب نامعینی
← دیافراگم
← افزایش پیچش تصادفی
← کنترل drift در لبه‌ها زیرا باعث Δmax را کنترل کرد و به جای مرکز جرم
← اگر بیشتر از سه طبقه نامنظمی پیچشی داشتیم می‌بایست تحلیل دینامیکی کنیم

اگر نامنظمی پیچشی داشتیم و drift جوابگو نبود به جای بزرگ کردن مقطع بهتر است ...

نامنظمی در دیافراگم ← کنترل ضریب نامعینی
← کنترل دیافراگم

نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی ← تحلیل دینامیکی
کنترل دیافراگم
طرح ستون‌ها برای بارهای
تحت زلزله‌ی تشدید یافته

نامنظمی خارج از صفحه ← کنترل ضریب نامعینی
← کنترل دیافراگم

نامنظمی سیستم ناموازی ← کنترل ضریب نامعینی

در حالت نامنظمی سیستم ناموازی بهتر است که تحلیل دینامیکی انجام شود چون که در این تحلیل نرم‌افزار می‌تواند بار هر راستا خود در زلزله تقسیم کند

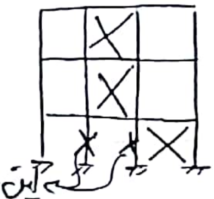
در تعیین ضریب نامعینی سازه می‌توان از روش مربوط به ساختمان‌های سیستم دوگانه استفاده نمود ولی که باید برش و مقاومت کنترل شود

نامنظمی در ارتفاع:

نامنظمی هندسی ← می‌توان به طور ناگهانی ابعاد اعضای باربر جانبی (مثل طول دیوار یا طول دهانه‌ی بادبند) را تغییر داد
① باعث ایجاد تغییر در ستون‌ها و دیگر اعضا در مرز دو طبقه‌ای که تغییر را باید موجی را انتقال سیستم باربر جانبی که
می‌بایست دیافراگم در محدوده دو طبقه‌ای که تغییر سختی دارند به طور دقیق مورد کنترل و طراحی قرار گیرند

نامنظمی جرمی ← می‌توان به صورت ناگهانی حجم را کاهش داد (مساحت بارگیری) ← طبقه و پشت بام استثنا هستند
← باعث تشدید نامنظمی در طبقه با جرم متفاوت ← تخریب می‌شود
در این نامنظمی ASCE-10 در خانه‌های سبک تر از ۳ برابر طبقه زیرین حذف باشد
سقف‌های بالا بام و خرپشته
← می‌توان از نامنظمی جرمی چشم‌پوشی کرد

نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی ← باعث ایجاد اثر می‌شود
دیافراگم در محل اتصال و پایین دهانه‌های جابجا شده باید
به طور دقیق کنترل شوند



← این دو ستون می‌بایست برای بار تشدید یافته طراحی شوند هر چند که بادبند به آن‌ها متصل نیستند

نامنظمی جرمی ← تحلیل دینامیکی

نامنظمی مقاومت جانبی ← مثلاً برای تغییر کردن مقاطع؛ مقطع‌های طبقه‌ی بالای بزرگتر از مقدار طراحی انتخاب شوند به تبع آن طبقه‌ی سوم ← سختی طبقه از طبقات روی آن کمتر باشد ← باعث ایجاد جابه‌جایی جانبی قابل ملاحظه در طبقه‌ی سوم و احتمال خرابی ناشی از آن

← که مثل خانه‌هایی که بالای آن‌ها تجاری است
← یا خانه‌های پیلوت که در طبقه‌ی پایین که پارکینگ است هیچ دیواری نیست

← ویرایش نامی ASCE7-09 در مواردی که جابه‌جایی نسبی جانبی کمتر از ۱٫۳ برابر طبقات روی خود باشد در صورت وجود نامنظمی سختی جانبی می‌توان چشم‌پوشی کرد

جلسه ششم

مثلاً ما یکی کردیم ستون‌های طبقه‌ها بالا و طبقه پایین ~~[illegible]~~ یکسان است پس ظرفیت طبقه پایین کمتر از ظرفیت طبقه بالا است (درصدی از آن) پس ممکن است طبقه ضعیف تشکیل شود

طبقه ضعیف به علت دیوار
← جداسازی میان قاب‌ها
← مقاوم‌تر طراحی کردن طبقه اول

ضریب نامعینی :

نامعینی ↑ ← ریسک خطای سازه ↓

قاب خمشی خیلی بهتر از قاب ساده با بادبند است چون تعداد اعضای باربر جانبی افزایش پیدا کند و نامعینی افزایش پیدا کند

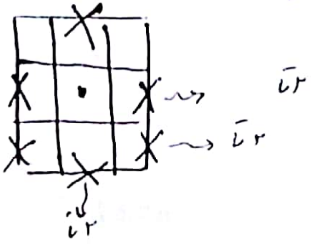
ساختمان‌های کوچک نامعینی کمی دارند بایستی ۲۵٪ نیروی زلزله را افزایش دهیم

سوال) ضریب نامعینی را در ترکیب بار تعریف کنیم یا در C ؟ روش درست اینه در ترکیب بار قرار دهیم ولی اگر در C ضرب کنیم عدد بزرگتری به دست می‌آید

مراحل کنترل و محاسبه ضریب نامعینی :

۱. مدل سازه‌ای تحلیل و برش طبقات استخراج شود. طبقاتی که برش آنها از ۳۵٪ برش پایه بیشتر است در نظر می‌گیریم از اینجا به بعد تمام کنترل‌ها بر روی طبقات بالا

۲. در صورتی که در این طبقات ، سازه در پلان منظم باشد و در هر دو راستای اصلی سازه در هر سمت مرکز جرم حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی وجود داشته باشد ضریب نامعینی برای هر دو راستا را یک می‌شود



$\rho = 1$ در هر دو جهت ← { در جهت y ← ۴ تا عضو باربر در هر جهت
در جهت x ← ۲ تا عضو باربر در هر جهت }

حتی اگر یکی از شروط فوق (منظم بودن در پلان ۲. داشتن حداقل عضو باربر جانبی برقرار نبود) با اینکه هر دو ضریب را ۱٫۲ را

۲. اگر سازه در یکی از راستاهای اصلی یا در هر دو راستا نامنظم شدید پیچشی باشد ضریب نامعینی در هر دو راستا ۱٫۲ را

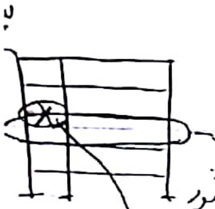
۳. برای تعیین ضریب نامعینی در سایر موارد باید دو معیار ایجاد نامنظمی شدید پیچشی و افت شدید مقاومت ~~[illegible]~~ طبقه ناشی از حذف یکی از اعضای سازه ای کنترل گردد. اگر حداقل یکی از دو اتفاق رخ داد ضریب نامعینی برابر ۱٫۲ در نظر گرفته می شود کنترل این معیار در هر دو راستا به صورت جداگانه انجام می شود

۴. کنترل معیار عدم ایجاد نامنظمی شدید پیچشی:

① ابتدا عضو بحرانی را باید تشخیص داد ← عضوهایی که دورتر از مرکز جرم هستند حذف شود Δmax افزایش پیدا کند

② در طبقه ای باید عضو حذف شود که در آن $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}}$ آن بیشتر شود

عضوی حذف می شود که سختی آن ~~[illegible]~~ بیشتر است $\frac{EI}{L}$ آن بزرگتر از بقیه اعضا است



منظور از حذف تیر ~~[illegible]~~ مفصلی کردن آن است ← اگر کلاً پاک کنیم تیر را آن تیر حذف می شود

حذف دیوار برشی ← F_{22} آن را صفر کنیم

حذف بادبند ← ایرادی ندارد که حذف شود

مدل کامل می کنیم اگر ~~[illegible]~~ نامنظم شدید پیچشی شد ← $\rho = 1.2$ ← اگر نشد ← می بایست مقاومت کنترل شود

کنترل معیار عدم افت شدید مقاومت:

با حذف یک عضو بیش از ۳۳٪ مقاومت طبقه کاهش پیدا نکند

باید یک عضو بحرانی دیگر پیدا کنیم و تشخیص دهیم که این بیشترین اثر در مقاومت جانبی دارد لزوماً عضو قبلی نیست

روش پیدا کردن عضو بحرانی از نظر مقاومت: عضوی بایست سهم زیادی نسبت به بقیه اعضا ببرد در آنالیز مودال انرژی می دهد پس اون عضوی که سهم بیشتری می گیرد (بیشترین انرژی را دارد) پس حذف می کنیم یا اینکه بیشترین که بیشترین برش، انرژی ایجاد می شود احتمال دارد که بحرانی باشد ولی کلاً ۱۰۰٪ نیست

می توان آن عضوی که ~~[illegible]~~ بیشترین برش را از پایه ببرد (بیشترین که بیشترین برش را ببرد)

باید بررسی شود با حذف این عضو مقاومت جانبی کاهش پیدا کند یا خیر ← تنها راه تحلیل غیرخطی پوش اور است

چون تحلیل غیرخطی نمی‌کنیم پس میزان ریشه تقاضای Ratio ها درصد را در تحلیل استاتیکی بررسی می‌کنیم و چون تحلیل استاتیکی است پس میزان چرا Ratio اگر بیشتر از ۵۰٪ افزایش پیدا کرد پس مقاومت سازه کمتر از ۵۰٪ شده است پس ما ظرفیت ضعیف داریم ← می‌توان در تحلیل جدید زمانی که عضو ضعیف شده‌اند ضریب C را در ۵۰٪ ضرب کنیم و میزان Ratio را کنترل کنیم اگر بیشتر از یک شد پس مقاومت بیشتر از ۵۰٪ کم شده است

اگر میزان ~~ها~~ Ratio حتی کششی یکی از اعضا بیشتر از ۵۰٪ مثل افزایش پیدا کرد دو راهکار داریم
- R=1.2 بگیریم
- تحلیل دینامیکی انجام داده و دوباره مقایسه کنیم

ستون کوتاه

ستون کوتاه
- مثلاً تا نصف ارتفاع ستون دیوارچینی است یا دیوارهای زیرزمین تا نصف ستون هستند $k = \frac{EI}{L^3}$ سختی کمتر ضربه را می‌خورند
- ۲. ستون‌هایی که نیم طبقه دارند
- در رمپ پله‌ها
- ستون‌هایی که در معرض اتصالات تولیدکننده‌ها است مثل اتصالات سقف پارکینگ و ...
- در ستون‌های منقطع پشت ساختمان‌هایی که در ترازها مختلف اجرا شده است

راهکار: ① میان قاب‌ها را جدا کنیم از قاب ② طول ستون ساختمان را به صورت بتن ویژه کنیم ③ سختی ستون را در محل اصلاح کرد

طول ستون کوتاه ← شکست برشی

طول ستون بلند ← شکست خمشی

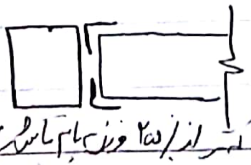
زمان تناوب اصلی :

در سیستم‌های قاب خمشی اگر میان قاب داشته باشیم زمان تناوب را در ۰٫۸ ضرب می‌کنیم

ساختمان‌ها فولادی سختی کمتری نسبت به ساختمان بتنی خمشی دارند ← زمان تناوب فولادی > زمان تناوب بتنی

تعداد طبقه N ← اره داده جدول تعیین نسبت

زمانی میان قاب‌ها مانعی برای حرکت قاب محسوب نمی‌شوند که سبک و انعطاف‌پذیر بوده (مثل تیغه 10cm) و یا با اتصالاتی از سیستم جدا شوند (با استفاده از یونولیت) و یا آنقدر ترد و شکننده باشند که تحت زلزله‌های خفیف و متوسط سریعاً دچار شکست یا انهدام گردند



ارتفاع از تراز پایه تا تراز بام (با فرض اینکه وزن خرپشته کمتر از ۲۵٪ وزن بام باشد)

پیچش در سازه

پیچش ناشی از عدم مرکز جرم و سختی

مرکز سختی نقطه‌ای در طبقات از ساختمان است که اگر نیرو در آن مرکز جرم هر طبقه وارد شود

عدم انطباق مرکز جرم و سختی سبب ایجاد پیچش $M_t = \sum_{j=1}^{n} e_{ij} F_j$

لنگر پیچشی هر طبقه = مجموع حاصلضرب نیروی جانبی وارد بر طبقات فوقانی در فاصله مرکز جرم آن طبقات نسبت به مرکز سختی

پیچش اتفاقی به مرکز جرم و مرکز سختی رخ می‌دهد

① در نظر نگرفتن مولفه پیچشی حرکات ورودی زمین حول محور قائم ناشی از ورود غیریکسان امواج زمین به پایه‌ها

② تغییرات اتفاقی در سختی سازه و توزیع آن

③ تفاوت مدل تحلیلی با ساختمان واقعی

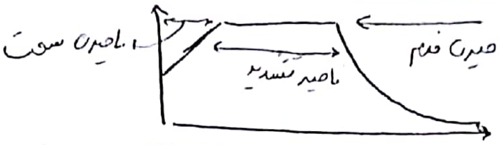
④ تغییرات نحوه توزیع بارهای مرده و زنده

⑤ تغییر سختی عناصر باربر با ورود به ناحیه غیرارتجاعی

حداقل مقدار برون‌مرکزی اتفاقی ۵٪ است در صورت نیاز آن را با استفاده از ضریب بزرگنمایی A_j افزایش داد

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\,\Delta_{ave}}\right)^2 \qquad 1 \leqslant A_j \leqslant 3$$

در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا ارتفاع تراز ۱۸m جایی که برون مرکزی جرم و سختی کمتر از ۵٪ بعد ساختمان باشد نیازی به ضوابط برون مرکزی اتفاقی ساختمان نیست



ضریب بازتاب B ← جوابهای اولیه زلزله (میرا شدن حرکت‌ها)
← جوابهای خاک

دوره‌ی تناوب به دست آمده از نرم افزار نبایست بیشتر از ۱٫۲۵ را دوره‌ی تناوب را در نظر بگیریم ←
عدم قطعیت بارگذاری
توزیع بارگذاری
عناصر و بارها و ...

نمی نیروی زلزله را کمتر در نظر بگیریم که اشتباه است

T = min (T تحلیلی , ۱٫۲۵ T تجربی)

اگر T تحلیلی < T تجربی ← نیازی نیست T تحلیلی را در نظر بگیریم همان T تجربی کافی است و تنها حالتی که باید است که T تجربی < T تحلیلی باشد

زمان تناوب تحلیلی برای سازه‌های بتنی ← ممان اینرسی تیر I_g × ۵۰٪ و ممان اینرسی ستون I_g
← برای کاهش زمان تناوب و افزایش سختی

اثر ۳۰-۱۰۰ و

باید زلزله را در جهتی از سازه اعمال کرد که بیشترین اثر را داشته باشد ← معمولاً زلزله را در راستای طول و عرض سازه بگذاریم اثر را ندارد

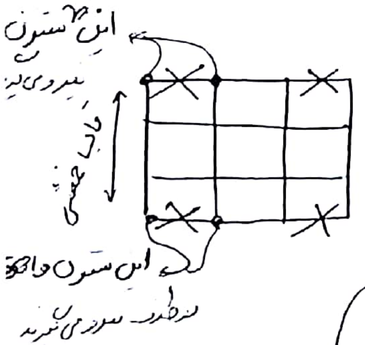
مؤلفه‌های زلزله لزوماً در دو جهت X و Y نیستند (زلزله دو مؤلفه دارد) پس اگر بخواهیم زلزله را در سازه اعمال کنیم می‌بایست در هر دو جهت اعمال کنیم

قضیه‌ی ۳۰-۱۰۰

چون زلزله‌ها نیروی برداری هستند پس می‌بایست برداری جمع شوند (جذر مجموع مربعات $\sqrt{x^2+y^2}$) و چون سازی به صورت جبری جمع کنیم پس ۱۰۰ درصد یک طرف و ۳۰٪ طرف دیگر را برمی‌داریم

اگر سازه برای ۳۰-۱۰۰ طراحی شود ← پی نیازی نیست برای ۳۰-۱۰۰ طراحی شود (در ابتدا اعمال به دلیل بارهای دو جانبه باشد)

مکان‌هایی که لازم نیست ۳۰-۱۰۰ بزنیم
- ساختمان‌های منظم
- ساختمان‌هایی که سیستم باربر جانبی مشترک نباشند



تمام سیستم‌های قاب خمشی دو طرف بار می‌گیرند

در ساختمان‌هایی که ملاک ۳۰-۱۰۰ مربوطه سیستم‌ها ملاک است چنانچه بار محوری ناشی از هر یک از لرزه‌ها از ۲۰٪ ظرفیت ستون کمتر باشد نیازی به در نظر گرفتن ۳۰-۱۰۰ نیست

برای چک کردن ۲۰٪ ظرفیت ستون به جای اینکه تک تک ستون‌ها را چک کنیم ضریب R مربوط به خمش را خیلی زیاد کنیم و کنترل را روی ۲۰٪ بگذاریم

اگر در قاب خمشی نگذاریم می‌توانیم ۳۰-۱۰۰ نگذاریم و فقط زاویه بگذاریم (زاویه‌ی بحرانی را قرار دهیم)

EXP و EYN ، EYP و EYN منظور است EX و EY در نظر گرفته نشده‌اند ولی / اگر در نظر گرفته شوند

دریفت { روش اول: تحلیل P-Δ
روش دوم: در نظر گرفتن ضریب تشدید }

برای در نظر گرفتن اثر P-Δ در تحلیل خطی

دریفت واقعی زلزله { ۰٫۰۲ = تا ۵ طبقه
۰٫۰۲۵ = بیشتر ۵ طبقه } زلزله‌ی واقعی

دریفت در سازه‌هایی که می‌بایست تحلیل P-Δ نیز انجام شده باشد در غیر اینصورت

دریفت واقعی = $\times C_d$ دریفت نرم‌افزار ← تحلیل خطی

متفاوت است و باید در ضریب تشدید Δ ضرب شود ← تغییر مکان غیر خطی

$$\bar{\Delta}_e = \frac{\Delta_e}{1-\theta}$$

Δ_e → تغییر مکان جانبی نسبی طبقه حاصل از تحلیل خطی مرتبه اول

θ ← شاخص پایداری

اگر تحلیل غیرخطی انجام دهیم دریفت واقعی به دست می‌آید

نکته: در زمان کنترل دریفت می‌توان مستقیماً از T تحلیلی استفاده کرد

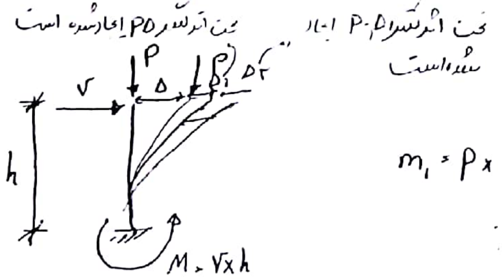
در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد یا ساختمان‌های C ای که سازه طراحی می‌شود می‌بایست دریفت نیز کنترل شود

در ساختمان‌های با نامنظمی پیچشی و یا نامنظمی شدید پیچشی به جای تغییر مکان نسبی ~~طبقات~~ مراکز جرم طبقات، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در امتداد لبه‌ها (Δ_{max}) را در نظر بگیریم

زلزله‌ی سطح بهره‌برداری { $N=1$
1,4AIB } و ضریب [illegible] ۰٫۵ وارد می‌شود می‌بایست $\Delta < 0.005h$ شود

اگر تغییر مکان ساختمان کناری را داشتیم ← درز انقطاع را در دو زمین ۰٫۰۰۵h و اگر نداشتیم $\Delta \times C_d \times 0.7 \times \frac{1}{1-\theta}$ از مرز زمین می‌باشد

تحلیل ارتجاعی مرتبه دوم ← شاخص پایداری و آثار P-Δ



$$m_0 = V \times h \rightarrow \Delta = \frac{Vh^2}{3EI}$$

$$m_1 = P \times \Delta_0 \rightarrow \Delta_1 = \frac{m_1 h^2}{2EI}$$

$$\Delta = \Delta_0 + \Delta_1 + \Delta_2 + \dots$$

دریفت‌هایی که انحنا بیشتر است (که بیشتر) لنگر بیشتر است

δ ← تغییر شکل‌های داخلی سازه

Δ ← تغییر جانبی سازه

ایتبز فقط P-Δ بزرگ را در نظر می‌گیرد و P-δ کوچک را در نظر نمی‌گیرد و برای در نظر گرفتن P-δ می‌بایست هر عضو را به چند

سختی هندسی: غیرخطی هندسی که یعنی همان در نظر گرفتن P-Δ و P-δ

$M_G = V_G \times h = P\Delta$ لنگر اضافه شده به خاطر P-Δ

$\therefore k_G = \frac{V_G}{\Delta} = \frac{P\Delta/h}{\Delta} = \frac{P}{h}$

هرچه نیروی محوری ↑ ← سختی ↑

سختی کل سازه = سختی اولیه یا مکانیکی − سختی هندسی

$$k = k_0 - k_G = \frac{V}{\Delta} - \frac{P}{h}$$

هرچه سختی هندسی ↑ باشد سختی سازه‌ی ما کمتر می‌شود

شاخص پایداری: لنگری که اضافه می‌شود به لنگر اولیه

$$\theta = \frac{M_G}{M} = \frac{k_G}{k}\left(\frac{P\Delta}{Vh}\right) \xrightarrow{\text{برای طبقه i ام}} \theta_i = \left(\frac{P\Delta}{Vh}\right)_i$$

مجموع بارهای ثقلی کل

تغییر مکان جانبی نسبی اولیه

برش طبقه i

اگر $\theta = 0/1$ شد یعنی به خاطر اعمال مسائل هندسی به اندازه ۱۰٪ لنگر اولیه اضافه می‌شود

θ به هیچ وجه از ۰/۲۵ نمی‌بایست بیشتر شود

اگر $\theta < 0/1$ ← نیازی به لحاظ کردن اثر P-Δ نمی‌باشد

اگر $\theta > 0/1$ ← می‌بایست اثر P-Δ را در نظر گرفت

اگر $\theta < 0/05$ ← قاب مهار شده و اگر $\theta > 0/05$ مهار نشده است

(اگر مهار شده باشد سازه‌ی بتنی ← تیر ۵۰٪ و ستون ۷۰٪ (منظور ضریب کاهش سختی است)

″ ″ نشده باشد قاب بتنی ← ضریب کاهش سختی تیر ۳۵٪ و ستون ۷۰٪ در نظر می‌گیریم

روش تشدید لنگرها و حضور آن در روابط طراحی

$$M_u = \overset{P-\delta}{B_1} M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

ضریب تشدید لنگر ناشی از بارثقلی‌ها با منظور کردن

فقط بار جانبی

که فقط بار ثقلی

را در نظر بگیرد اثر P-Δ

دو تا سازه معادل کنیم که یکی سازه را فقط بار ثقلی داشته باشیم و یکی از سازه‌ها فقط بار جانبی را در نظر بگیریم

$$B_1 = \frac{C_m}{1-(P_u/P_{s1})}$$

اگر P-Δ اعمال نشده باشیم $B_2 = 1$ در غیر این صورت $B_2 = \frac{1}{1-\theta}$

در ساختمان‌های بتنی اگر P-Δ را در نظر نگیریم اشتباه است و در هر صورت (حتی $\theta < 0/1$) باشد هم باید در نظر گرفت چون خود نرم‌افزار با فرض اعمال نکردن P-Δ در سازه‌های بتنی B_2 را برابر ۱ می‌گیرد

Sahand

شرایط بارهای ثقلی در تحلیل مرتبه دوم :

باید ترکیب بارها در حد مقاومت باشد (همه جنس برای در نظر گرفتن شاخص پایداری) یعنی ترکیب بارهای که مربوط به ترکیب بار ثقلی و زلزله است

اثر ترک خوردگی اعضای بتنی ← هم برای سختی زلزله مهم است و نه ثقلی

سختی = $\frac{EI}{L^3}$ که I عدد ثابتی نیست و کم می‌شود با توجه به ترک ← ترک با توجه به مقدار تنشی ایجاد شده که بیشتر از ~~مقاومت~~ تنش ترک خوردگی است یا خیر

ابتدا فرض می‌شود که عضو ترک خورده است و بعد تحلیل می‌شود و دوباره در نظر گرفته نمی‌شود

عملاً عمق ملوک برای یک عضو ۵۰.۰ که ۳۰ تا ۵ سانتی‌متر است ← فقط بودن کادر بعد اثر ترک خوردگی ← ضرایب اصلاح می‌شود ← دوباره باید تحلیل شود ← دوباره تنش‌ها محاسبه می‌شوند ← دوباره ضرایب اصلاح شود و ... همینطور ادامه پیدا کنند تا همگرا شود ← خیلی سخت و طولانی‌تر است

عدم اطمینان این ضریب اشاره کننده تیرها دهیم را محاسبه کنیم

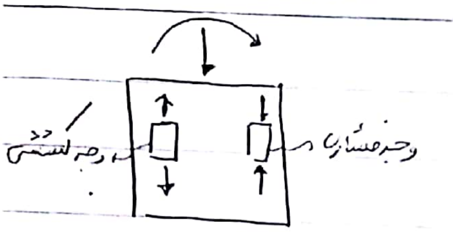
در هر صورت آئین نامه جدید تیرها را ۰٫۳۵ و ستون را ۰٫۷ می‌دهیم

	Minimum		Maximum
ستون	$0.35 I_g$	$\left(0.85 + 25\frac{A_{st}}{A_g}\right)\left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5\frac{P_u}{P_o}\right) I_g$	$0.875 I_g$
تیر	$0.25 I_g$	$(0.1 + 25\rho)\left(1.2 - 0.2\frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5 I_g$

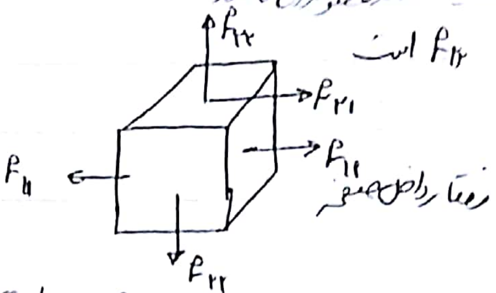
هرچه میزان میلگرد بیشتر باشد A_{st}، ضریب I_g افزایش پیدا کند

عضو	ضریب کاهش سختی	پارامترهای اعمال ضریب اصلاح
ستون‌ها	۰٫۷	I_2, I_3
تیرها	۰٫۳۵	I_2, I_3
دیوار ترک خورده	۰٫۳۵	$f_{11}, f_{22}, m_{11}, m_{22}, m_{12}$
ترک نخورده — داخل صفحه	۰٫۷	f_{22}
خارج از صفحه	۰٫۳۵	$f_{11}, m_{11}, m_{22}, m_{12}$

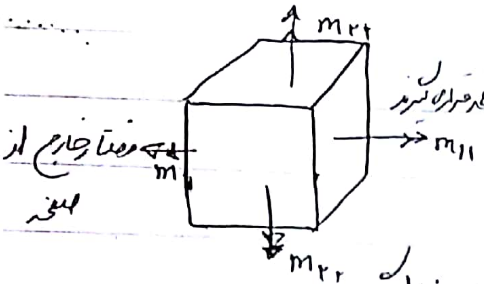
Sahand



← آرماتورهایی که در [illegible]



آرماتورهای قائم برای F_{12} است



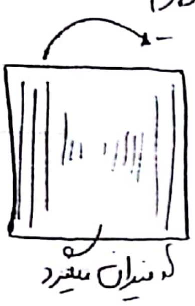
F_{22} بار اصلی دیوار است چون عموماً دیوارها تحت تأثیر [illegible] شکل های خمشی داخل صفحه قرار میگیرند

آرماتورهای قائم برای m_{11} است

آرماتورهای عرضی برای m_{12} است

اگر بخواهیم سختی حاصل از دیوار را در نظر بگیریم مهم است ضریب F_{22} را صفر در نظر بگیریم

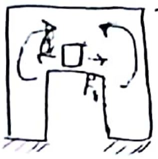
تنش حاصل از کشش F_{22} و برش F_{12} در دیوار علاوه هم F_{22} و هم F_{12} داریم



F_{11} تنها در المان های با بار ستون اتفاق می افتد مثل

دیوار برشی با بازشو و تیرهای همبند

↓



چون تیر همبند هم در حالت ترک خورده هم ترک نخورده ۰٫۳۵ دارد

تنش ترک خوردگی در خارج از صفحه باید ضریب ۰٫۳۵ و بگیرد در حالت ترک خوردگی ۰٫۷ چون دیوار برشی خارج از صفحه مثل تیر هم عمل می کند

معادل ستون چون تنش دیوار تبدیل به ← مشابه دیوار برشی است چون با هم عمل می کنند

ستون های چسبیده

می شوند A و I_3 (خمش داخل صفحه) ۰٫۳۵ ←

به دیوار برشی ترک خورده

(خمش خارج از صفحه) I_2 به ستون ها که در خارج از صفحه مثل ستون عمل می کنند در دیوار ۰٫۷ ←

ستون های چسبیده
دیوار برشی ترک نخورده ← ۰٫۷ A و I_3 و I_2

تیرها همبند در دیوار برشی

همبسته

F_{11} ۰٫۱۵ ←

F_{12} و ۰٫۲۵ که تغییر شکل زیادی دارند ←

F_{22} و m_{11} و m_{22} و m_{12} ۰٫۳۵ ←

+ تیر بتن مسلح دلیل این است عضو مسلح همبسته هم خمش و برش زیاد دارند

دال ها اگر دیافراگم ~~صلب~~ هستند پس تنش ندارند ← f ها صفر است و m ها هم است مگر اینکه دیافراگم نباشد

دال های غیر پیش تنیده ← چون در دال فقط تیرها ها بوت داریم

۰/۲۵ ← m_{11} و m_{22} و m_{12}

۰/۳۵ ← f_{11} و f_{22} و f_{12}

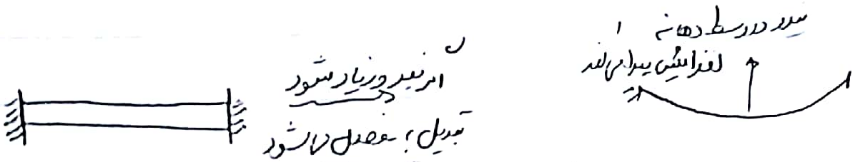
دال های پس تنیده ← دال های غیر پیش تنیده × ۱/۵ را ← چون احتمال ترک خوردگی کم است

دیوار حائل ← ترک خوردگی ندارد :

۰/۳۵ ← m_{11} و m_{22} و m_{12}

۰/۷ ← f_{22}

پیچش هم ساز : مفصل شدگی هم ساز وقتی سازه باعث پیچش باشد و عضو وجود داشته که بشود را تحمل کند



در حالت ما سازه را اجازه بدهیم که میزان ضریب اجازه بگذاریم مثل تیر کنسولی که مستقیما به تیر اصلی وصل باشد ← اینکه به ستون باشد

لنگر T کاهش می شود

هرچه سختی پیچشی را بیشتر کنیم ← لنگر بیشتری به آن وارد می شود ← می توان سختی آن را تا Tcr کم کرد

$$\phi T_{cr} = 0/75 \times 0/33 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\underbrace{A_{cp}^2}_{\text{}} / P_{cp} \right)$$

محیط قسمت محصور

مساحت قسمت محصور در بتن است

تنش کششی ماکزیمم f_{22} است که باید با f_r (مدول گسیختگی) ~~[illegible]~~ مقایسه شود

$f_r = 0/6 \sqrt{f'_c}$

در دال های تونلی ← اگر ابتدا طراحی کنیم که ترک خورده است ← دیوار ضعیف تر می شود ولی ستون ها چون که ← در روزنه وقتی دیوار چون ترک خورده و در این سختی طراحی نشده است دیوار خراب می شود

۱-۱۲- سیستم های باربر لرزه ای

۱-۱۲-۱ سیستم های دیوار باربر : مثل تری دی پنل (3D panel) ، LSF یا سیستم های تونلی که بار زلزله را عمدتا دیوارها تحمل می کنند ممکن است که چند تا ستون هم داشته باشند و تقریبا ۱۰۰٪ بار زلزله توسط دیوار و کل بار جانبی توسط دیوارها تحمل می شوند

اگر تیر و ستون در سیستم دیوار باربر لرزه‌ای باشد برای کنترل و طراحی بار جانبی می‌بایست در نظر گرفته نشود

سیستم قاب ساختمانی: کل بار جانبی به دیوار یا بادبند تحمل می‌شود ولی بار قائم عمدتاً توسط ستون‌ها تحمل می‌شود
که مثل اینکه اتصال‌ها خمشی باشد ولی ۲۵ درصد از زلزله را تحمل نکند و بادبند هم داشته باشد
که باید قاب را مدل بسازیم که در برش در اتصالات ساده است منتها ~~[illegible]~~ مهاربند ملاحظه می‌شود فقط مهاربند

M را کم می‌کند

فایده ← در بار ثقلی که مثل قاب خمشی عمل می‌کند که میزان لنگر را کم می‌کند $\frac{qL^2}{12}$ به جای $\frac{qL^2}{8}$

در قاب ساختمانی دیوارها قوی‌تر از سیستم دوگانه است

دیوار برشی بتن آرمه ویژه ← ساختمان: اسکلت بتن که دوگانه نباشد
← یا ساختمان اسکلت فلزی با دیوار برشی

قاب خمشی + ~~دیوار~~ بنایی ← اصلاً مجاز نیست

سیستم قاب خمشی: حتماً نباید کل اتصالات خمشی باشد و می‌توان تعدادی از آن اتصالات خمشی باشد و تعدادی اتصال ساده
مثل بادبند. در اینصورت مواقع بیشتری جاهایی که اتصالات خمشی است بار زلزله را تحمل می‌کند

سیستم دوگانه: در یک جهت هم قاب خمشی باید و هم مهاربند یا دیوار باشد
که سهم باربری دیوار یا قاب خمشی به نسبت سختی آن است ولی از یک درصدی نمی‌توان کم‌تر در نظر بگیریم ۲۵٪ قاب خمشی
۷۵٪ دیوارها

اگر مثلاً برای دریفت (جابجایی) مجبور شدیم یک دیوار برشی بیشتر قرار دهیم ولی دیوارها ۸۰٪ بار جانبی را تحمل می‌کند
که این بار هم

در دیوار ۲۵٪ می‌بایست برای دیوار برشی P_{22} یا P_{12} را عدد کوچک بدهیم و نه صفر مثل ۰/۰۰۰۰۱ که ستون‌های دو طرف دیوار
در صفحه مثل دیوار عمل می‌کنند ولی خارج از دیوار مثل ستون است

بدون اینکه مساحت A را صفر بدهیم تا با [illegible] می‌شود

A و ۰/۳۵ یا ۰/۷

خمش داخل صفحه ۰/۰۰۰۱

خمش خارج از صفحه ۰/۳۵

$P_{11}=P_{22}=P_{12}$
$=$ ۰/۰۰۰۱

$M_{11}=M_{22}=M_{12}$
$=$ ۰/۱

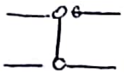
۰/۷

۰/۳۵

کنترل کفایت قاب خمشی
(۲۵٪ درصد)
تیرها و ستون‌ها

برای قاب ٪۲۵ اگر بالای دیوار برشی باشد رو گره باشیم چون دیوار اصلی شد بدون این تیر نمی‌افتد اگر جواب داد اما در قاب ٪۲۵ ممکن است جواب ندهد که به آن توجه نمی‌کنیم [illegible].

برای قاب ٪۵۰ هم ستون‌ها هم تیرها مفصل شوند ← در هر طبقه

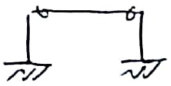


در سازه‌های فلزی هم بادبندها و هم ستون‌های کنار بادبند طراحی می‌شوند

سیستم ستون کنسولی ← که کلاً ممنوع است برای همین R آن برابر ۲ است

مثل خرپشته در ساختمان‌ها که سختی آن $\frac{3EI}{L^3}$

یا منبع آب (که در سازه‌های غیرسازه‌ای است)



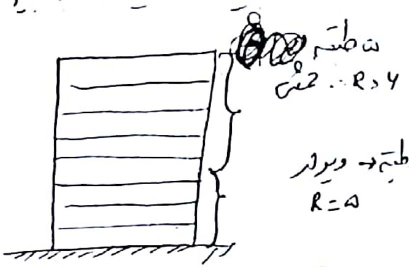
ترکیب سیستم‌های سازه‌ای:

اگر در یک ساختمان یک جهت دیوار باربر داشته باشیم R طرف دیگر را هر چه بیشتر که بوده باشد R دیوار باربر بدهیم

ترکیب سیستم سازه‌ای در ارتفاع:

مثلاً ۳ طبقه‌ی پایین دیوار داریم ولی طبقات بالای خمشی است

حالا T چه می‌شود؟



~~دیوار برشی~~

$$\left.\begin{aligned} T_{bot} &= ۰٫۰۵ \times (۳\times ۸)^{\frac{۳}{۴}} \\ T_{Top} &= ۰٫۰۸ \times (۳\times ۸)^{\frac{۳}{۴}} \end{aligned}\right\} \rightarrow T = \frac{H_{bot}}{H} \times T_{bot} + \frac{H_{Top}}{H} \times T_{Top}$$

نکته: ارتفاع را برای محاسبه‌ی T، ارتفاع کل در نظر می‌گیریم

به استثنای خرپشته

برای R ① اگر R تحتانی بیشتر از R فوقانی باشد ← کل سازه را با R کوچک طراحی می‌شود

② اگر R تحتانی کمتر از قسمت فوقانی ← خیلی اتفاق می‌افتد ← در این صورت هر کدام از قسمت‌ها باید بر اساس پارامترهای خودش طراحی شود

در تحلیل قسمت تحتانی نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی به واسطه‌ی ضریب $\left(\frac{R_{bot}}{R_{top}}\right) \geq 1$ · (R_{top}/R_{bot}) افزایش یافته و به مدل تحتانی اضافه شود