بسم الله الرحمن الرحيم

تفسیر کاربردی آیین نامه زلزله و کاربرد آن در Etabs

ارائه کنندگان :مهندس مقداد رضایی – مهندس علیرضا محمدیان

برگزار کننده :کانون مهندسین شهرستان بهشهر

تاریخچه تدوین آیین نامه ایمنی ساختمانها دربرابرزلزله در ایران (۲۸۰۰)

- نخستین گام در تهیه آیین نامه زلزله در دهه ۴۰ صورت پذیرفت.
- دومین گام تصویب و اعمال اجباری آیین نامه در سال ۱۳۶۶ و ۱۳۶۷ (ویرایش اول)
- سومین گام بازنگری نسخه اول و چاپ ویرایش دوم آیین نامه درسال ۱۳۷۸ (ویرایش دوم)
- بازنگری متن آیین نامه (ویرایش دوم) و تدوین ویرایش سوم در سال ۱۳۸۴(ویرایش سوم)

هدف آیین نامه (۲۸۰۰)

انتظار میرود با تعیین حداقل ضوابط و مقررات ، ساختمانها در برابر زلزله های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه ای و در برابر زلزله های شدید بدون فروریختن قادر به مقاومت باشند .

زلزله های شدید (زلزله طرح)

$$T_R = \frac{1}{P} = \frac{t}{-\ln(1-R_t)} \rightarrow T_R = \frac{50}{-\ln(1-0.1)} = 474.6 \approx 475 \text{ سال}$$

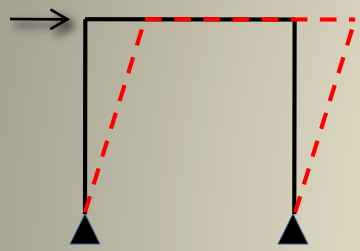
زلزله های خفیف یا متوسط (زلزله سطح بهره برداری)

$$T_R = \frac{1}{P} = \frac{t}{-\ln(1-R_t)} \rightarrow T_R = \frac{50}{-\ln(1-99.5)} = 9.437 \approx 10 \text{ سال}$$

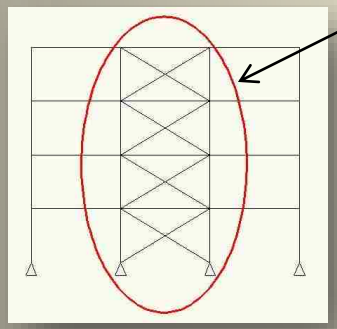
گروه بندی ساختمانها بر حسب سیستمهای سازه ای

- سیستم دیوارهای باربر (Bearing Wall System)
- سیستم قاب ساختمانی ساده (Building Frame System)
- سیستم قاب خمشی (Moment Resistant Frame)
- سیستم دوگانه یا ترکیبی (Dual System)

سیستم قاب مفصلی (Building Frame System)



- وظیفه اصلی تیرها و ستونها تحمل بارهای ثقلی می باشد .
- سختی خمشی تیرها در پایداری سیستم شرکت نخواهد کرد .



- **ملزومات تشکیل شبکه خرپایی**
  - ۱- عناصر قائم (ستونها)
  - ۲- عناصرمورب (مهاربندها)
  - ۳- تیرها (در صورتیکه مهاربند موردنظر دارای مهارهای متصل به تیر باشد) .

سیستم مهاربندی هم محور (Concentric Braced Frame)

مزایا:

۱- سختی مناسب دربرابربارهای جانبی و کنترل تغییرمکان جانبی سازه

۲- ساده بودن اتصالات و سرعت اجرا

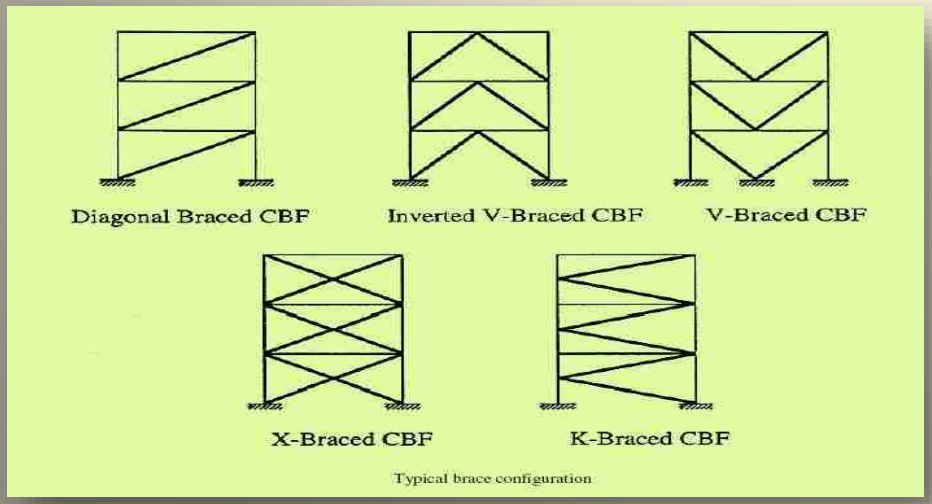
معایب:

۱- ضعف اعضای فشاری در اثر بارهای تناوبی ناشی از زلزله

۲- استعداد به کمانش و ناپایداری در اثر بارهای سنگین و تغییر مکانهای زیاد

۳- محدودیت از لحاظ معماری و ایجاد بازشو در نما

۴- شکل پذیری کم



ضوابط طرح لرزه ای سیستمهای مهاربندی (CBF)

کنترل لاغری مهاربندها :

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

کاهش مقاومت فشاری بادبندها :

$$F_{as} = B \times F_a \qquad B = \frac{1}{1 + \frac{\frac{kl}{r}}{2C_c}} \qquad C_c = \frac{6440}{\sqrt{F_y}}$$

$$Ratio = \frac{\text{تنش موجود فشاری}}{B \times F_a} \leq 1.00 \text{ یا } 1.05 \rightarrow Ratio \leq 0.75$$

$$B \approx 0.75$$

طراحی مهاربندهای ۷ و ۸ :

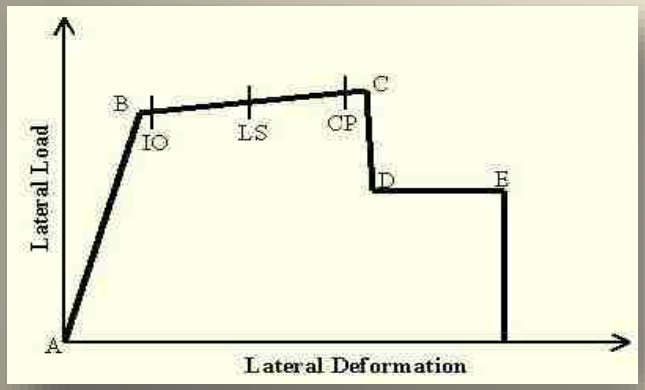
$$Ratio = \frac{\frac{3}{2} \times \text{تنش موجود فشاری}}{B \times F_a} \leq (1.00 \text{ یا } 1.05) \rightarrow Ratio \leq \left(1.00 \text{ یا } 1.05\right) \times B \times \frac{2}{3}$$

$$Ratio \leq (0.5 \text{ یا } 0.55)$$

مفصل خمیری (پلاستیک) (Plastic Hinge)

مفصل خمیری در فولاد

عبارتست از مقطعی که تحت تلاشهای خاصی تارهای آن به حد تسلیم رسیده باشد .

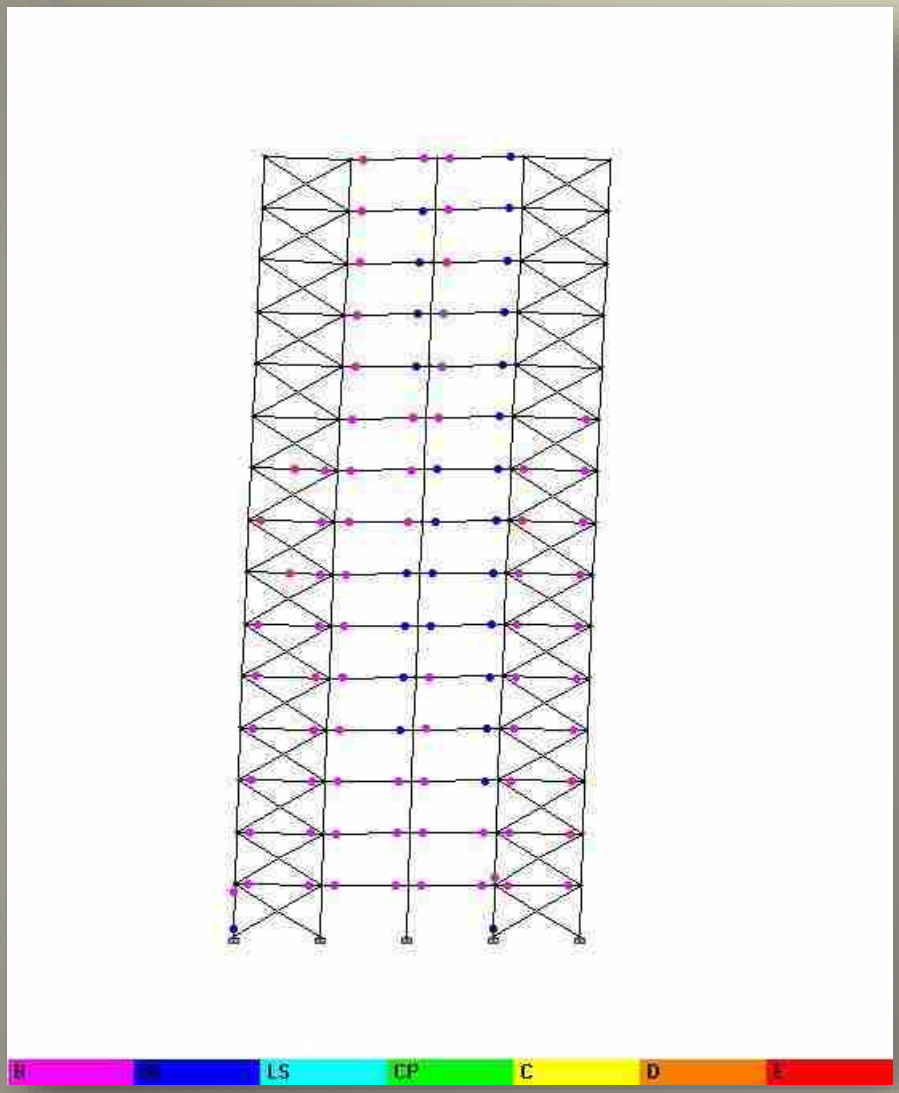


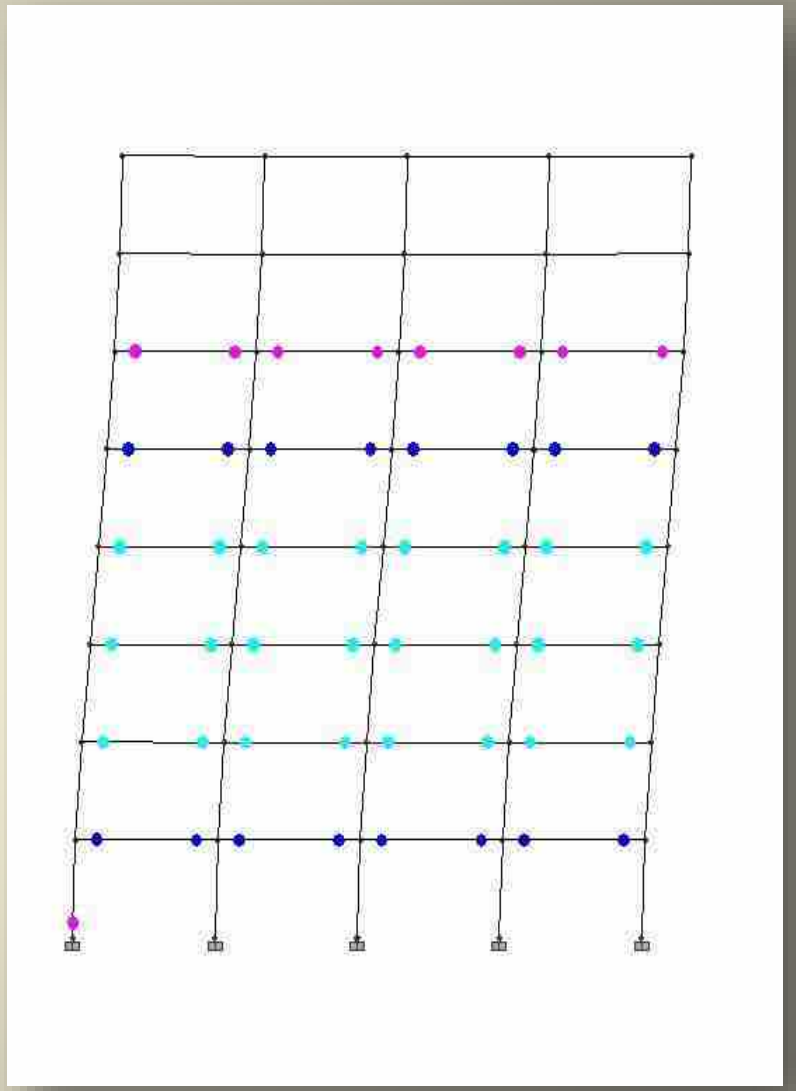
مفصل خمیری در بتن:

عبارتست مقطعی که میلگردهای کششی آن به حد تسلیم رسیده باشد .

سطوح اصلی عملکرد سازه

- سرویس دهی بی وقفه — **IO : (Immediate Occupancy)**
- ایمنی جانی — **LS : (Life Safety)**
- آستانه فروریزش — **CP : (Collaps Prevention)**


IO
LS
CP
C
D
E



سیستم مهاربندی برون محور (Eccentric Braced Frame)

مزایا:

۱- جذب انرژی بالای نیروهای جانبی و استهلاک آن به سبب تشکیل مفصل پلاستیک

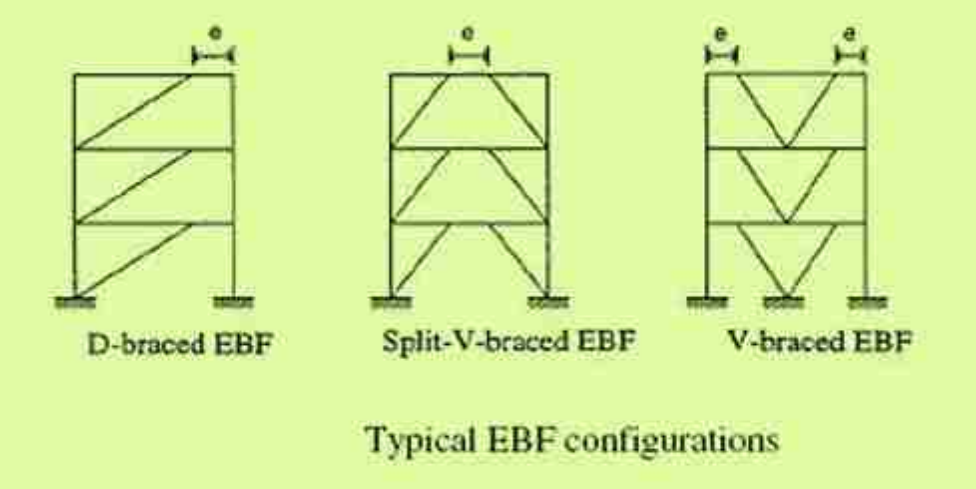
۲- شکل پذیری مناسب

۳- امکان ایجاد بازشوهای مناسب از لحاظ معماری

معایب:

۱- اجرای پیچیده تر نسبت به بادبندهای هم محور

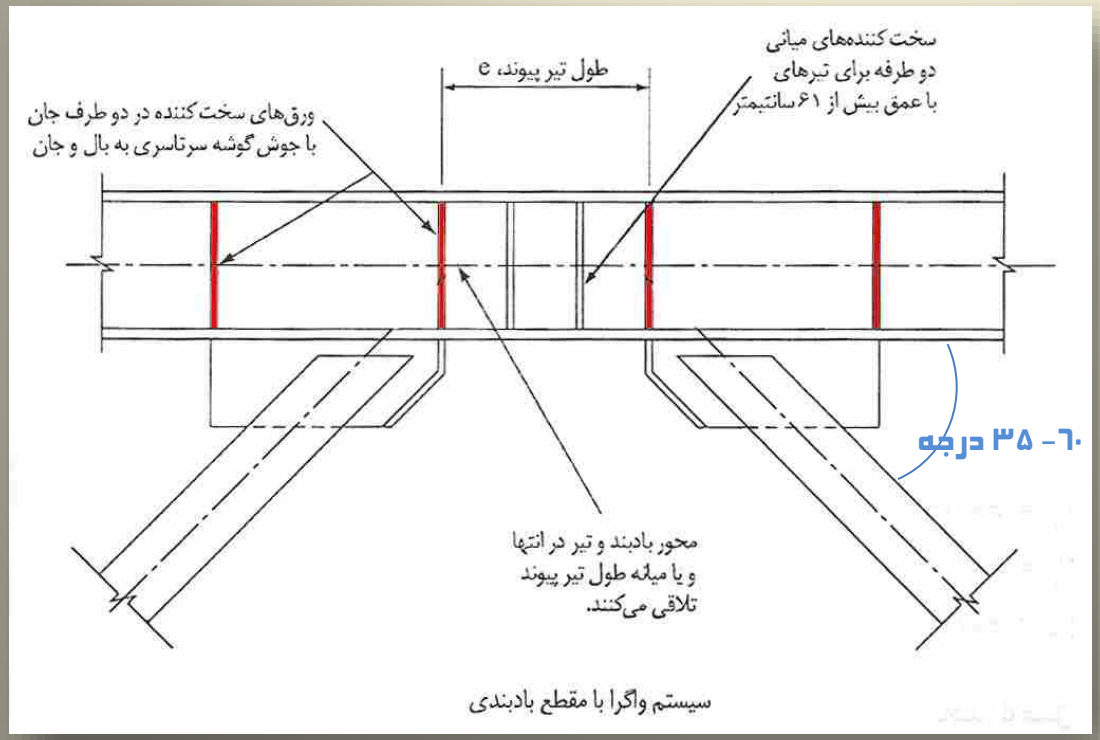
۲- دقت بیشتر در طراحی اتصال بادبند به تیر و طراحی سخت کننده های تیر



Typical EBF configurations

نگرانی پوپوف در سیستم مهاربندی برون محور

- **ممکن است جان تیر پیوند در برش پیش از خمیری شدن دچارکمانش گردد .**
- **در تئوری پوپوف سخت کننده ها باید تمام ارتفاع باشند .**



$$M_p = Z \times F_y$$

$$V_p = 0.55 F_y \times d \times t_w$$

$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ پیوندکوتاه(رفتاربرشی)

$e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ پیوندبلند(رفتارخمشی)

$\frac{1.6M_p}{V_p} \leq e \leq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$ (رفتاربرشی- خمشی)

محاسن ورود سازه به حوزه عملکردغیرارتجاعی (تشکیل مفاصل پلاستیک)

۱– ویژه EBF : مهاربندها فرصت کمانش و خرابی نخواهند داشت بنابراین دراین حالت سیستم میتواند تغییرمکانهای زیادی را بدون ایجاد خرابی تحمل کند .

۲– با تشکیل مفاصل پلاستیک سختی سازه بطورنسبی کاهش یافته و پریود نوسانی افزایش می یابد درنتیجه زمان تناوب سیستم کاهش خواهد یافت .

$$\uparrow T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k\downarrow}} \quad \Longrightarrow \quad \downarrow B \propto \left(\frac{T_s}{T\uparrow}\right)^{\frac{2}{3}}$$

۳– با تشکیل مفاصل پلاستیک میرایی در سیستم ارتقاء یافته و میزان استهلاک انرژی افزایش می یابد.

ضوابط طرح لرزه ای در EBF : مهاربندهای

۱- جان قطعه رابط باید از یک ورق تک بدون هر گونه ورق مضاعف کننده باشد .

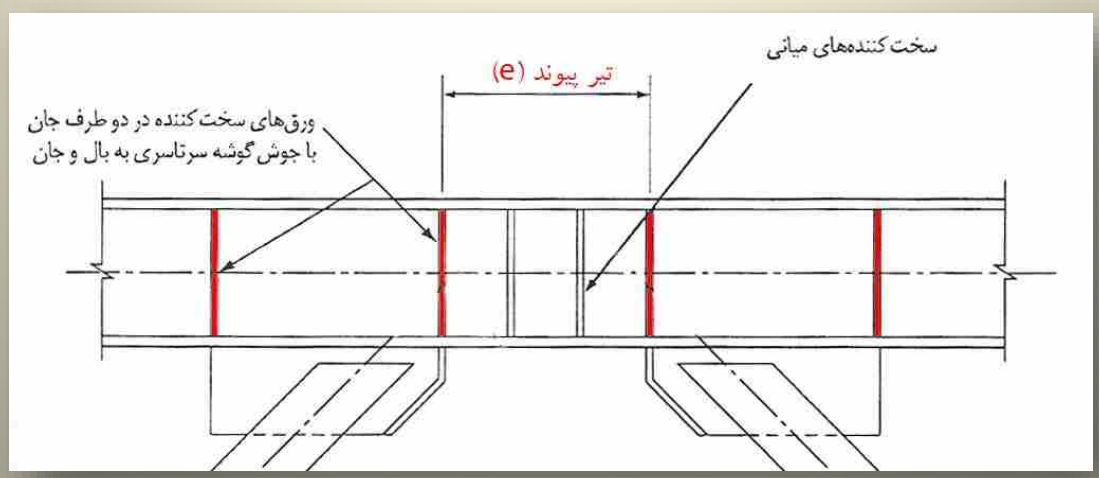
۲- مقطع تیر پیوند بایستی شرایط فشردگی را احراز کند . $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{435}{\sqrt{F_y}}$

۳- برش اتفاق افتاده در تیر پیوند بایستی حداکثر به 0.8Vp محدودشود .

۴- جان قطعه رابط که عضو قطری به آن متصل است سخت کننده ها باید تمام ارتفاع و در دو طرف قرار داده شود .

عرض سخت کننده $b \geq b_f - 2t_w$

ضخامت $\max\ (0.75t_w \ , \ 10^{mm})$



ضوابط طرح لرزه ای در EBF :
مهاربندهای

۵– **سخت کننده های میانی :** برای تیرهای با ارتفاع بیشتر از ۶۰ سانتیمتر در دو طرف جان و در غیر اینصورت در یک طرف جان تعبیه شود .

ضخامت سخت کننده $\max(t_w \ ، 10^{mm})$

عرض سخت کننده $\geq \left(\frac{b_f}{2}\right) - t_w$

۶– **فواصل سخت کننده ها :**

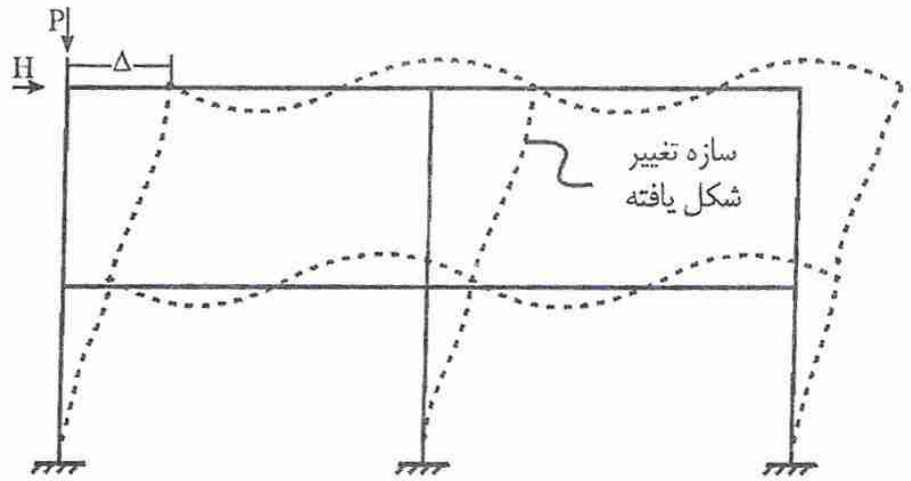
$$\begin{cases} \theta \leq 0.09 \rightarrow 38t_w - \frac{d}{5} \\ \theta \leq 0.03 \rightarrow 56t_w - \frac{d}{5} \end{cases}$$

اگر زاویه بین اعداد فوق باشد از انترپولاسیون خطی باید استفاده کرد .

۷– **اتصال تیر به ستون :** اگر قطعه رابط در مجاورت ستون نباشد ، اتصال تیر به ستون را میتوان در صفحه جان تیر به صورت مفصلی طراحی نمود .

سیستم قاب خمشی (Moment Frame System)

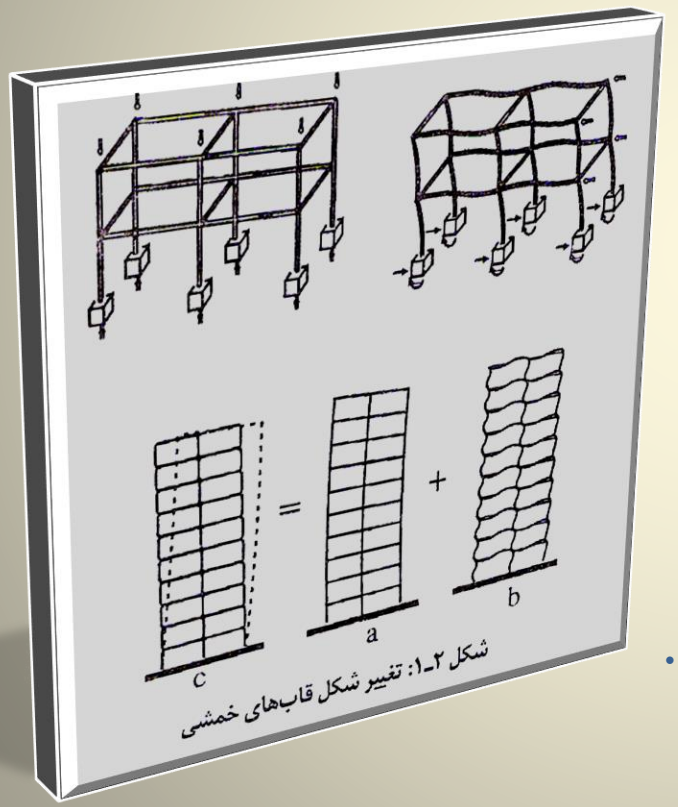
- وظیفه اصلی تیرها و ستونها تحمل بارهای ثقلی و بارهای جانبی بطور توام می باشد .
- سختی خمشی تیرها در پایداری سیستم شرکت خواهد کرد .



شکل ۱ـ۱: تغییر شکل قاب صلب خمشی

رفتارقابهای خمشی در برابر بارهای جانبی

- **تغییر شکلها در قاب خمشی در اثر دو عامل بوجود می آیند :**



شکل ۲ـ۱: تغییر شکل قاب‌های خمشی

۱– تغییر شکل ناشی از خمش طره ای

سهم این عامل حدود ۲۰ درصد کل تغییر شکل قاب خمشی می باشد

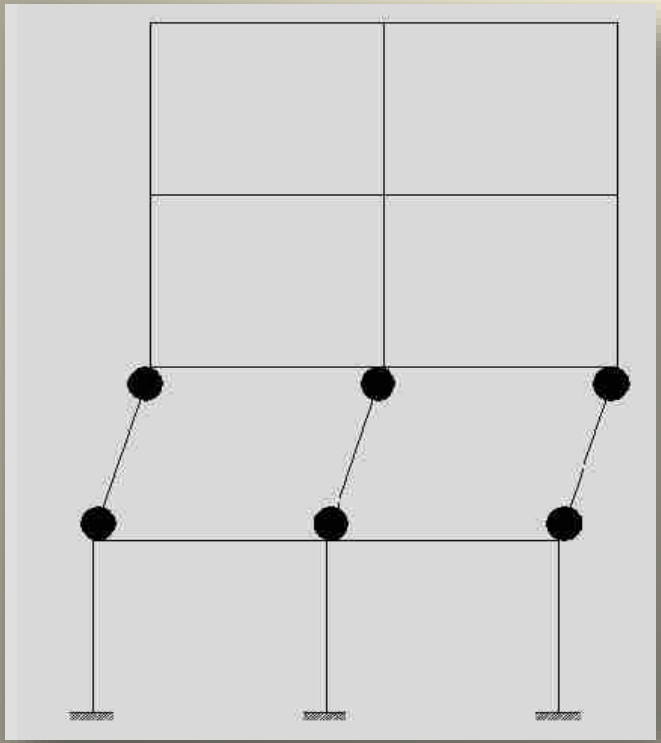
۲– تغییر شکل ناشی از خمش تیرها و ستونها

سهم این عامل حدود ۸۰ درصد کل تغییر شکل قاب خمشی می باشد که از این ۸۰ درصد حدود ۶۵درصد سهم خمش تیرها و ۱۵درصد سهم خمش ستونهاست .

کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی در شکل پذیری ویژه (سازه های بتنی)

ضرورت ارضای این رابطه را در چند مورد می توان بررسی کرد :

۱- گسیختگی ستونها عموماً منجر به گسیختگی کل سازه میشود .

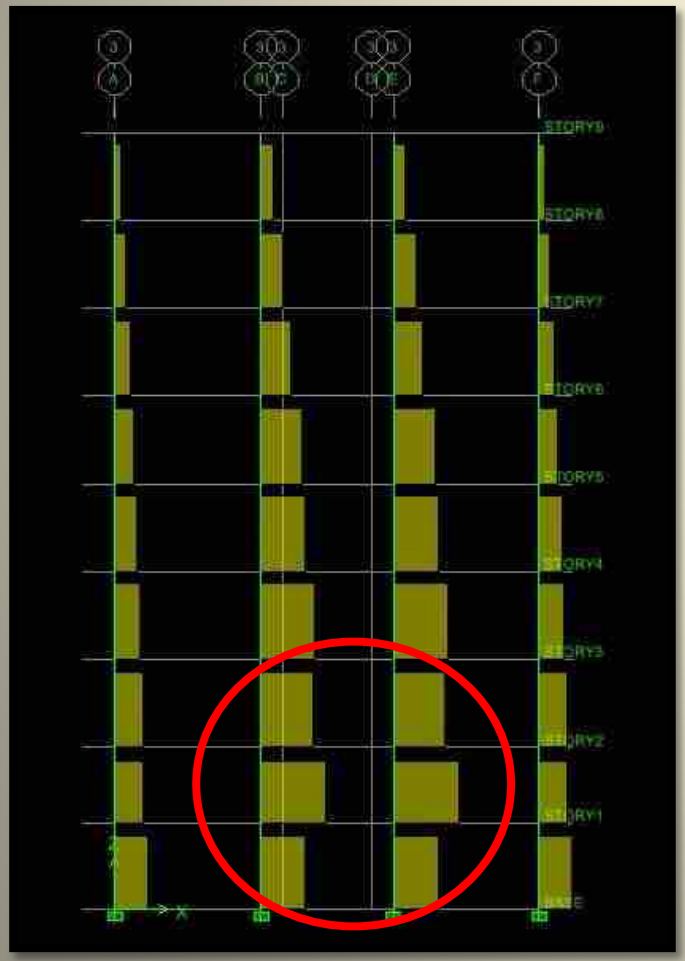


۲- در یک سازه با ستون ضعیف تغییر شکلهای پلاستیک ممکن است در یک طبقه متمرکز گردد .

۳- جاری شدن ستونها در اثر برش و خمش ، افت مقاومت بیشتری نسبت به جاری شدن تیرها ایجاد می کند .

سیستم دوگانه یا ترکیبی (Dual System)

به سیستمی اتلاق میشود که درآن امتداد ترکیبی از قابهای خمشی و مهاربندها بصورت توام برقرار باشد .



کنترل قاعده ۲۵ درصد در قابهای مختلط:

طبق دستورالعمل ویرایش سوم مقرر میشود که طراحی اعضاء باید بگونه ای انجام شده باشد که تیرها و ستونها قادر به تحمل ۲۵ درصد نیروی زلزله باشد .

تبصره :

اگر در سیستم دوگانه ترکیبی قاعده ۲۵ درصد کنترل نگردد سیستم قاب ساده محسوب خواهد شد .

قابهای ساده و مختلط بتنی

اگر در سازه های بتنی متکی به دیوار برشی ضوابط شکل پذیری متوسط یا زیاد در نظر گرفته شده باشد سیستم قاب مختلط محسوب میشود ، در غیر اینصورت سیستم قاب ساده تلقی خواهد شد .

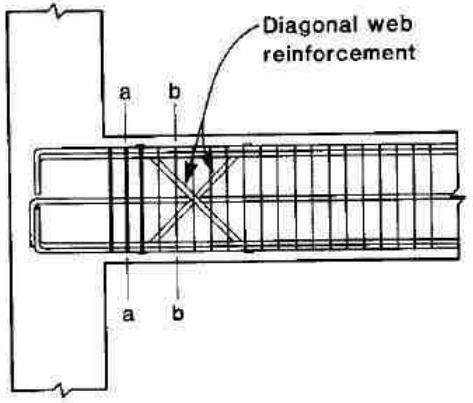
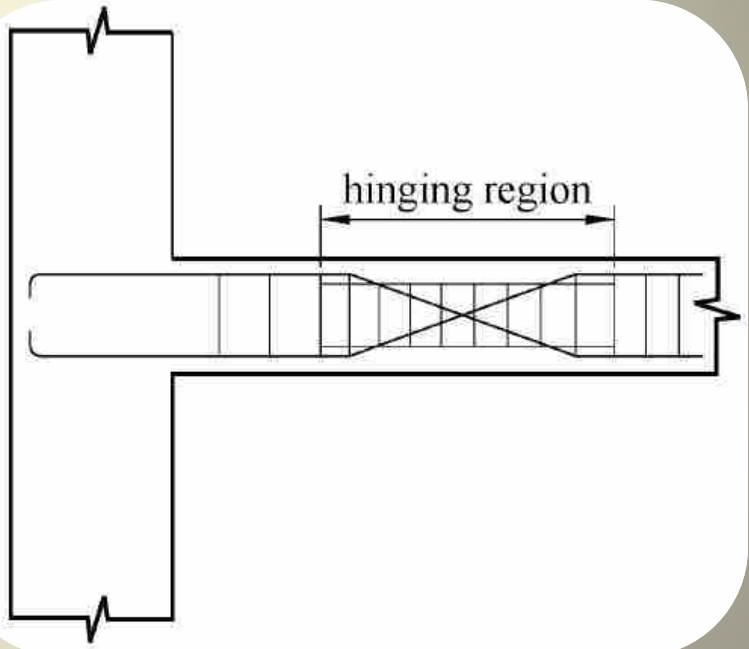


Figure 10-14. Crossing diagonal web reinforcement in combination with vertical web steel for hinging regions under high shear.



کنترل فشار و کشش در ستونها

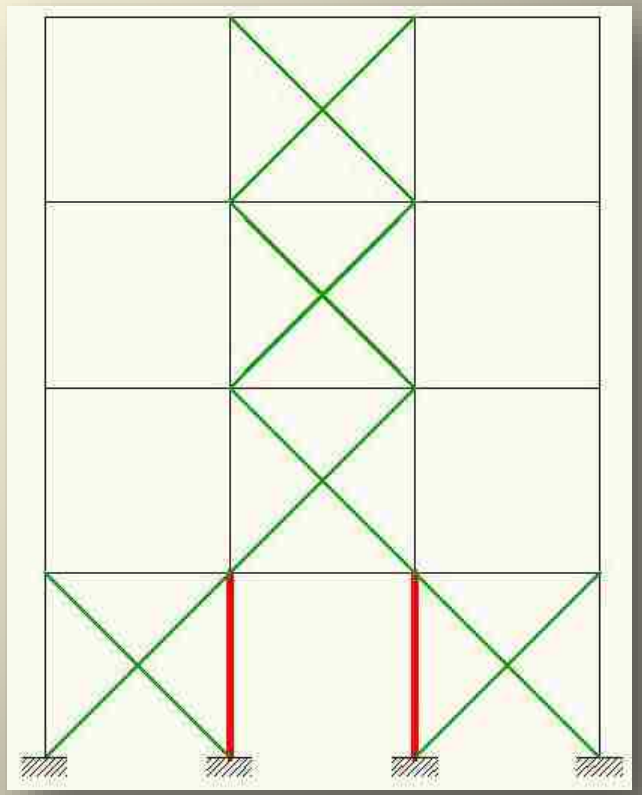
آیین نامه ۲۸۰۰

$$D + 0.8L \pm 2.8E$$
$$0.8D \pm 2.8E$$

مبحث دهم

$$D + 0.7L \pm \Omega_0 E$$
$$0.8D \pm \Omega_0 E$$

سیستم سازه ای	Ω_0
سیستم قاب خمشی فولادی	۳,۲
سیستم دوگانه	۳,۲
سیستم قاب ساده + مهاربند واگرا	۲,۸
سیستم قاب ساده + مهاربندهمگرا	۲,٤



مقاومت نهایی ستونها

درکشش = Fy

در فشار = 1.7Fa

روش تحلیل استاتیکی معادل (Static Equivalent Lateral Force Analysis)

دلایل استفاده از روش استاتیکی معادل :

۱- درک ساده این روش توسط مهندسین سازه .

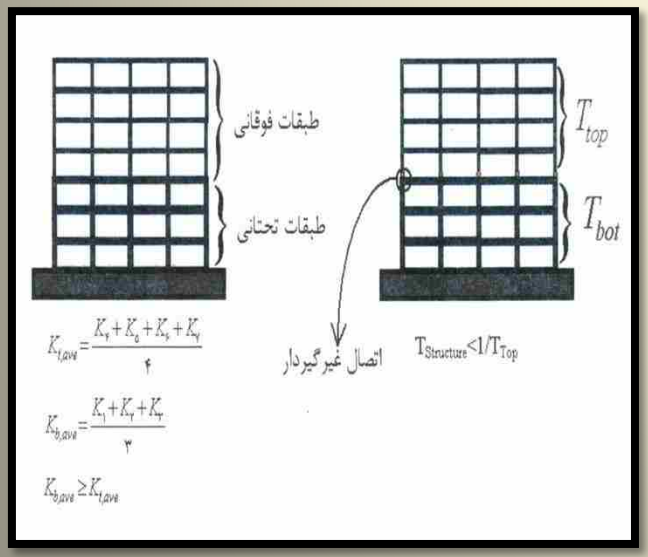
۲- سرعت بالا در طراحی سازه .

محدودیت روش تحلیل استاتیکی معادل :

۱- ساختمانهای منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر .

۲- ساختمانهای نامنظم تا ۵ طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۱۸ متر.

۳- ساختمانهایی که در آنها سختی جانبی قسمت فوقانی بطور قابل ملاحظه ای کمتر از سختی قسمت تحتانی است .



نیروی برشی پایه : (Base Shear)

نیروی برشی پایه در واقع نیرویی است که باید سازه را برای آن طراحی لرزه ای کرد .

$$V = C \times W \qquad C = \frac{A.B.I}{R}$$

$$V_{min} = 0.1AIW$$

شتاب مبنای طرح (A) :

کمیتی است که به محل احداث ساختمان مربوط می شود .

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰,۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰,۳
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰,۲۵
٤	پهنه با خطر نسبی کم	۰,۲

ضریب بازتاب ساختمان (B) :

این ضریب در بر گیرنده اثر عواملی مانند زمان تناوب طبیعی ساختمان و خواص دینامیکی زمین محل احداث ساختمان میباشد .

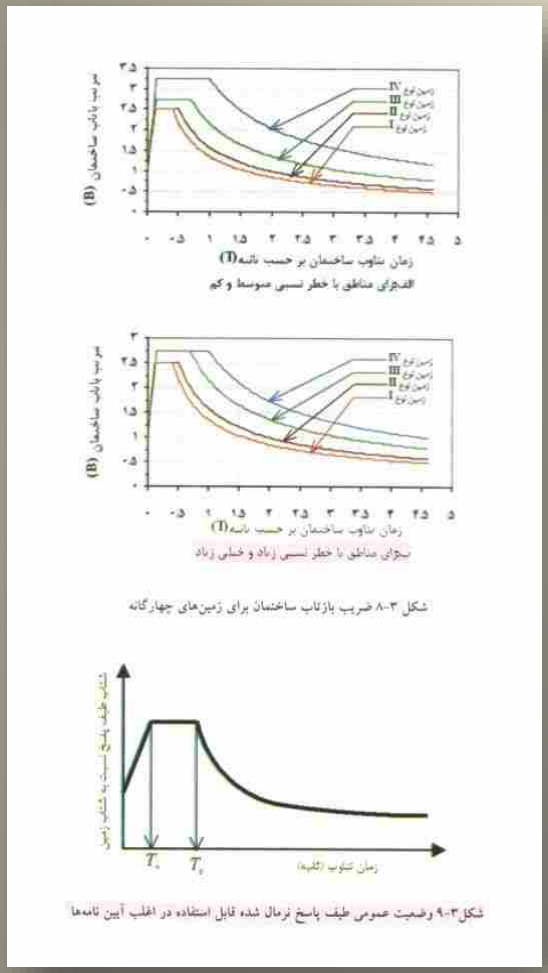
محدوده زمان تناوب طبیعی ساختمان	مقدار ضریب بازتاب ساختمان
$0 \leq T \leq T_0$	$B = 1 + S\left(\frac{T_0}{T}\right)$
$T_0 \leq T \leq T_s$	$B = 1 + S$
$T \geq T_s$	$B = 1 + S\left(\frac{T_s}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

آیین نامه ویرایش دوم ⟵ $B = 2.5(\frac{T_0}{T})^{\frac{2}{3}} \leq 2.5$

پارامترهای لرزه ای : (T0 ، Ts ، S)

این ضرایب با توجه به نوع زمین و میزان خطر پذیری مناطق مختلف متفاوت است .

نوع زمین	T_0	T_s ↓	مقدار (S)	
			خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
I	۰,۱	۰,۴	۱,۵	۱,۵
II	۰,۱	۰,۵	۱,۵	۱,۵
III	۰,۱۵	۰,۷	۱,۷۵	۱,۷۵
IV	۰,۱۵	۱	۲,۲۵	۱,۷۵



شکل ۳-۸ ضریب بازتاب ساختمان برای زمین‌های چهارگانه

شکل۳-۹ وضعیت عمومی طیف پاسخ نرمال شده قابل استفاده در اغلب آیین نامه‌ها

زمان تناوب اصلی ساختمان (T) :

مدت زمان یک نوسان کامل در ارتعاش آزاد نامیرا .

$$T = 0.08(H)^{\frac{3}{4}}$$ قابهای خمشی فولادی

$$T = 0.07(H)^{\frac{3}{4}}$$ قابهای خمشی بتنی

$$T = 0.05(H)^{\frac{3}{4}}$$ سایر سیستمهای سازه ای

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} W_i \Delta_i^2}{g \sum_{i=1}^{n} F_i \Delta_i}}$$ ← روش رایلی

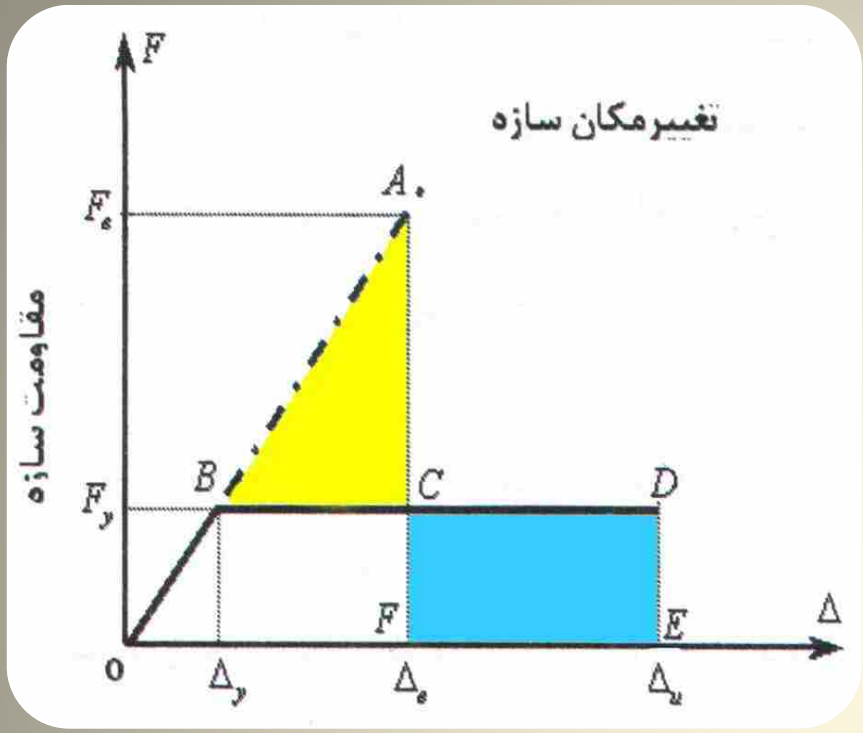
دستورالعمل افزایش زمان تناوب :

نهایی $T = \min\left(T_{Dyn}, 1.25T\right)$

ضریب اهمیت ساختمان (I) :

این ضریب برای افزایش سطح عملکرد سازه میباشد ، تا شرایط محافظه کارانه تری در نظر گرفته شود .

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت ساختمان
گروه ۱	۱,۴
گروه ۲	۱,۲
گروه ۳	۱,۰۰
گروه ۴	۰,۸



ضریب رفتارساختمان (R) :

$$R = R_\mu . R_\Omega . R_s$$

R_μ = ضریب ناشی از شکل پذیری سیستم

R_Ω = ضریب سرویس

R_s = ضریب اضافه مقاومت

R_μ = ضریب ناشی از شکل پذیری سیستم

$$R_\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \longrightarrow R_\mu \approx (3-5)$$

R_s = ضریب اضافه مقاومت

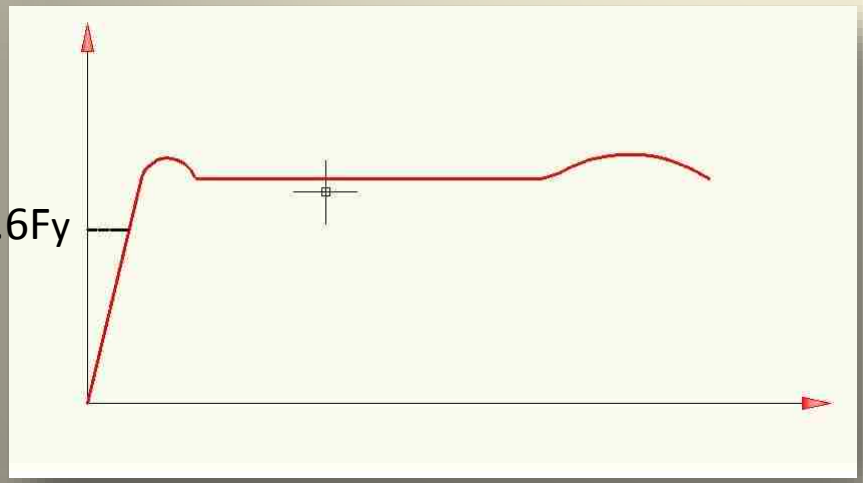
$$R_s = (1.2 \approx 2)$$

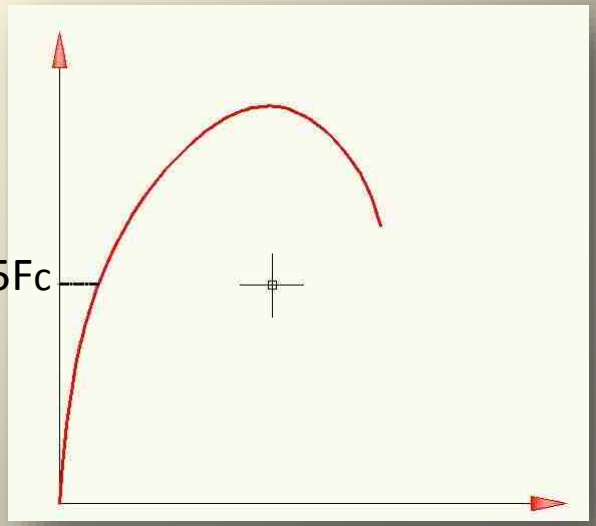
اهمیت این ضریب در ساختمانها با پریود نوسانی کم (ساختمانهای کوتاه مرتبه) تأثیر بیشتری دارد .

R_Ω = ضریب سرویس $\longleftarrow$ $R_\Omega \approx 1.4$

$$\begin{cases} 1.4D + 1.7L \\ 1.05D + 1.275L \pm 1.4E \\ 0.9D \pm 1.43E \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1.2D + 1.6L \\ 1.2D + L \pm E \\ 0.9D \pm E \end{cases}$$





توزیع نیروهای جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

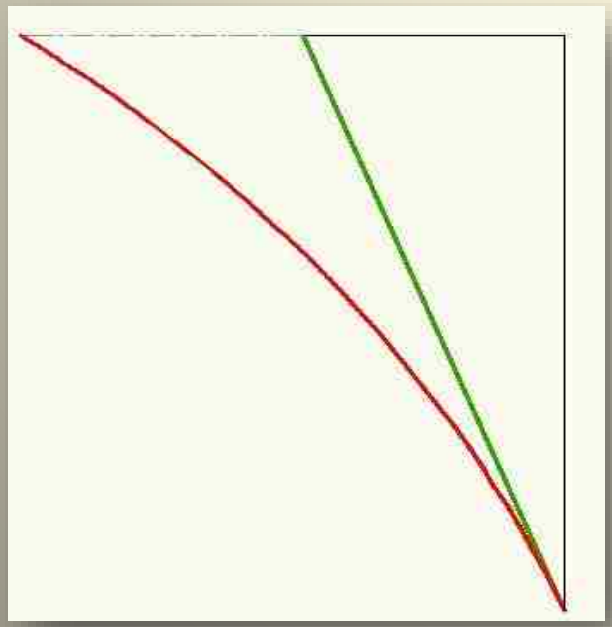
$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}(V - F_t)$$

سایر طبقات

$$F_i = \left[\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}(V - F_t)\right] + F_t$$

طبقه آخر

اثرنیروی شلاقی:



If $T > 0.7_s$

$$F_t = 0.07T.V \leq 0.25V$$

قاعده ۳۰-۱۰۰:

ویرایش دوم

الف ـ ساختمانهای نامنظم در پلان

ب ـ کلیهٔ ستون‌هایی که در محل تقاطع دو قاب مهاربندی شده، در سیستم مهاربندی شده، و یا دو قاب مقاوم باربر جانبی ، در سیستم‌های لوله‌ای قرار دارند.

ویرایش سوم

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

موضوع پیچش در ساختمان :

لنگر پیچشی از دو ناحیه بوجود می آید :

۱- لنگر پیچشی اصلی یا واقعی (Inherent Torsion) .

این لنگر پیچشی ناشی از عدم انطباق مرکز جرم بر مرکز سختی میباشد .

۲- لنگر پیچشی تصادفی (Accidentall Torsion) .

این لنگر در اثر عوامل زیر ایجاد میشود :

الف – مولفه پیچشی حرکت زمین حول محور قائم .

ب – تغییر در سختی سازه و اعضای سازه ای ساختمان در مقایسه با مقادیر فرض شده .

ج – کاهش سختی غیر یکنواخت در اعضای سازه ای در خلال رفتار غیر ارتجاعی آنها.

د- تغییرات تصادفی در نحوه توزیع بارهای مرده و زنده که بسیار محتمل است .

ه – تغییر یا زوال مقاومت در اعضای سازه ای در خلال رفتار غیر ارتجاعی آنها .

توجه :

طبق ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ حتی اگر مرکز جرم بر مرکز سختی منطبق باشد لازم است اثر پیچش تصادفی لحاظ شود .

ویرایش دوم

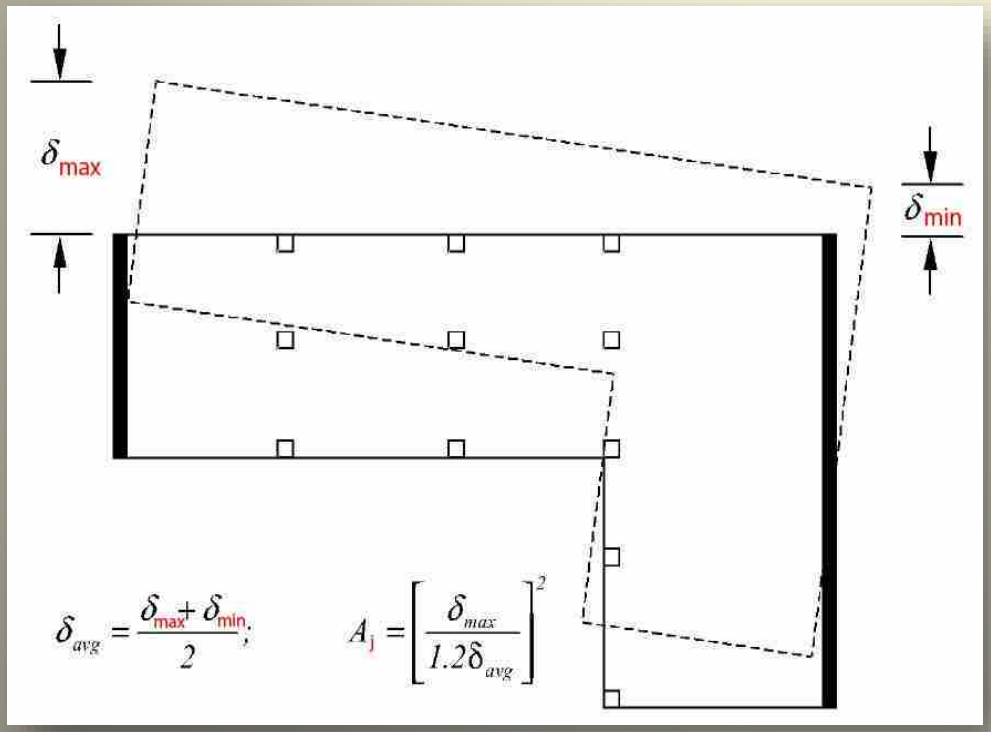
۲-۴-۱۱-۱ در ساختمانهای ۵ طبقه یا کوتاه‌تر و یا با حدا کثرارتفاع ۱۸ متر در صورتیکه فاصله افقی بین مرکز جرم طبقات بالاتر نسبت به مرکز سختی هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروهای جانبی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست. درغیراین‌صورت این ساختمان‌ها باید برای پیچش نیز محاسبه گردند. ولی می‌توان درمورد آنها از لنگر پیچشی اتفاقی صرفنظر نمود. در ساختمانهای «بااهمیت زیاد» همواره باید پیچش اتفاقی درنظر گرفته شود.

ویرایش سوم

۴-۱۰-۳-۳- در ساختمانهای تا ۵ طبقه و یا کوتاهتر از هجده متر، در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست.

نامنظمی بند (ث) آیین نامه :

در هر طبقه حداکثر تغییر مکان نسبی Δ_{max} در انتهای ساختمان ، با احتساب پیچش تصادفی ، بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییر مکان نسبی Δ_{ave} دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد .



پلان منظم $\Delta_{max} \leq 1.2\Delta_{ave}$

پلان نا منظم $\Delta_{max} > 1.2\Delta_{ave}$

$$\Delta_{ave} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}$$

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2$$

$$1 < A_j < 3$$

روش اعمال نیروهای لرزه ای در Etabs :

۱- روش User Coefficient

۲- روش User Load

۳- استفاده از آیین نامه های معتبر موجود در نرم افزار

مولفه قائم نیروی ناشی از زلزله در Etabs :

نیروی قائم ناشی از زلزله اثر مولفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است .

$$F_v = 0.7AIW_p$$

روش User Load

Story	MassX	w	h	w*h	w.h/∑w.h	V	Fx	0.3*Fy	Mzx	Mzy
STORY6	23398.4214	229444.9202	18.36	4212608.74	0.26396611	173000.6	45666.3	13699.9	39592.67864	31098.74758
STORY5	26849.3387	263284.6153	15.12	3980863.38	0.24944473	173000.6	43154.1	12946.2	37414.59379	29387.93353
STORY4	27982.3977	274395.3918	11.88	3259817.26	0.20426328	173000.6	35337.7	10601.3	30637.76038	24064.95365
STORY3	28675.4622	281191.5823	8.64	2429495.27	0.15223451	173000.6	26336.7	7901	22833.8855	17935.26647
STORY2	25080.9813	245944.1026	5.4	1328098.15	0.08321991	173000.6	14397.1	4319.13	12482.28039	9804.42093
STORY1	28252.4277	277043.306	2.7	748016.926	0.04687146	173000.6	8108.79	2432.64	7030.321503	5522.08644
		1571303.918		15958899.7						

روش معادل سازی در آیین نامه UBC 94

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

$$K = \frac{ZCI}{R_w}$$

$$C = \frac{1.25S}{T^{\frac{2}{3}}}$$

$$(B \times I)_{2800} = (C \times I)_{UBC94}$$

تغییر مکان جانبی نسبی طبقات:

تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه اختلاف تغییر مکانهای مراکز جرم کف در بالا و پایین آن طبقه است .

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_w$$

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰,۷ ثانیه $\Delta_M < 0.025h$

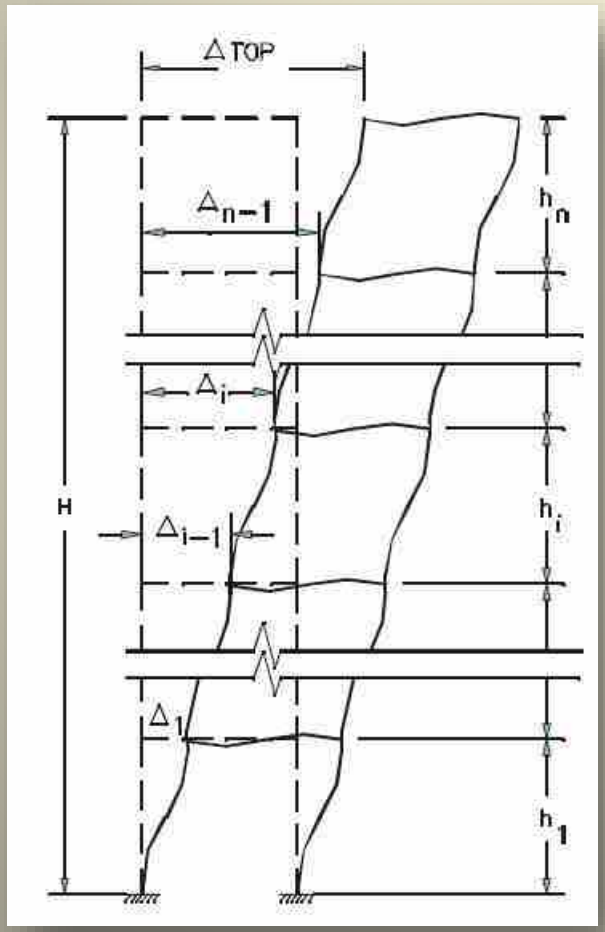
برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی بیشترو یامساوی ۰,۷ ثانیه $\Delta_M \leq 0.02h$

تبصره :

در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه برای رعایت محدودیتهای فوق مقدار برش پایه را میتوان بدون منظور کردن زمان تناوب اصلی ساختمان تعیین کرد .

اثرات P-Δ :

P-Δ اثرثانویه بر روی برشها و لنگرهای اجزای قاب است که بواسطه عملکرد بارهای قائم بر روی سازه تغییر شکل یافته ایجاد میشود .



با تشکر و قدردانی از تمامی اساتیدی و مهندسین که در این سمینار حضور بهم رساندند .