



طراحی سازه های فولادی به روش حالات حدی

LRFD

و طراحی فولادسین به روش مقاومت نهایی

در نرم افزارهای

ETABS & SAFE



مهدی رضاییان

[Rezaeian.teach@gmail.com](mailto:Rezaeian.teach@gmail.com)

0939 900 7262

این جزوه جهت تدریس در دانشگاه خلیج فارس تهیه شده است و  
با ارایه توضیحات در زمان ارایه مطالب تکمیل می شود.  
بنابراین استفاده از مطالب این جزوه بدون توضیحات تکمیلی توصیه نمی شود.





## فهرست

فصل اول : مقایسه اجمالی روشهای طراحی تنش مجاز با حالت حدی.....	۵
فصل دوم : مروری بر ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان.....	۲۶
بخش اول : الزامات عمومی.....	۳۲
بخش دوم : الزامات طراحی حالت حدی مقاومت .....	۶۷
بخش سوم : الزامات طراحی حالت حدی بهره برداری.....	۲۷۲
بخش چهارم : الزامات طراحی لرزه ای.....	۲۹۱
فصل سوم : طراحی عملی در نرم افزار.....	۳۵۸



# فصل اول: مقایسه اجمالی روشهای طراحی تنش مجاز با حالت حدی

روش تنش مجاز (ASD) سستی‌ترین روش طراحی سازه‌های فولادی بشمار می‌رود. در این روش طراحی، اثرات کاهش احتمالی مقاومت اعضا و نیز افزایش احتمالی بارها تنها به‌کمک یک ضریب (بنام ضریب اطمینان) و فقط در یک مرحله منظور می‌شود. روش دیگری که در دو دهه اخیر در اکثر کشورها رواج پیدا کرده است، روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) است. در این روش طراحی، ایمنی در دو مرحله، افزایش بار به‌کمک ضرایب بار و تقلیل مقاومت به‌کمک ضرایب کاهش مقاومت در نظر گرفته می‌شود. از منظر ضوابط طراحی و نوع تحلیل سازه هر دو روش از سادگی یا پیچیدگی یکسانی برخوردار

در ساختمان‌های متعارف، چنانچه ترکیبات بارگذاری ثقلی حاکم بر طراحی اعضا باشند، هم در آئین‌نامه AISC و هم در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای آن اعضا روش LRFD حدوداً ۱۰ تا ۱۵ درصد سبک‌تر محاسبه می‌شود. ولی اگر ترکیبات بارگذاری زلزله حاکم بر طراحی اعضا باشند و سهم نیروی زلزله در آن ترکیبات بارگذاری بسیار چشمگیر باشد (مثلاً  $E/D > 10$ )، در آئین‌نامه AISC برای آن اعضا روش LRFD حدوداً ۲۰ درصد سنگین‌تر و در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای آن اعضا روش LRFD حدوداً ۵ درصد سنگین‌تر محاسبه می‌شود. مقایسه نتایج طراحی بر اساس AISC و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نشان می‌دهد که ترکیبات بارگذاری مندرج در مبحث دهم تفاوت‌های آشکاری با ترکیبات بارگذاری مورد نظر آئین‌نامه AISC دارد و لازم است این موضوع در ویرایش‌های آتی مباحث ۶ و ۱۰ مقررات ملی ساختمان مورد بازبینی دقیق قرار گیرد.

### الف) روش تنش مجاز (ASD)

روش تنش مجاز یکی از سنتی‌ترین روش طراحی برای سازه‌های فولادی است. بطوریکه تا سال ۱۹۸۶ تنها روش طراحی بود که توسط آئین‌نامه AISC به رسمیت شناخته شده بود. در این روش، ضوابط طراحی به گونه‌ای تدوین شده‌اند که برای تحلیل سازه بتوان از روش تحلیل خطی (الاستیک) بهره برد. علاوه بر این، در این روش ایمنی به کمک یک ضریب (بنام ضریب اطمینان) و فقط در یک مرحله منظور می‌شود. بنابراین در این روش رابطه (۲) به رابطه زیر تبدیل می‌گردد.

$$\sum Q_i \leq \left(\frac{\phi}{\gamma}\right) R_n = \frac{R_n}{\Omega} \quad (۳)$$

ضریب اطمینان در آئین‌نامه AISC و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به شرح زیر است.

اعضای کششی (تسلیم کششی)، اعضای فشاری و اعضای خمشی	$\Rightarrow \Omega = 1.67$
اعضای کششی (گسیختگی کششی)	$\Rightarrow \Omega = 2$
اعضای برشی	$\Rightarrow \Omega = 1.5 \text{ یا } 1.67$

### ب) روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)

اگر چه در این روش بهتر بود تحلیل سازه براساس تحلیل‌های غیرخطی باشد، لیکن متأسفانه در شرایط فعلی انجام تحلیل‌های غیر خطی بسیار پیچیده، زمان‌گیر و مستلزم صرف هزینه‌های بسیار زیاد بوده و تفسیر و بکارگیری نتایج بدست آمده از این-گونه تحلیل‌ها مستلزم داشتن دانش بالایی می‌باشد و از اینرو انجام آن برای تمامی سازه‌ها مقدور نیست. به همین دلیل ضوابط طراحی این روش نیز به گونه‌ای تنظیم شده است که بتوان برای تحلیل از روش تحلیل خطی (الاستیک) بهره برد.

همان‌طوریکه در حالت (الف) عنوان شد، در روش تنش مجاز، ایمنی تنها به‌کمک یک ضریب (بنام ضریب اطمینان) و در یک مرحله منظور می‌شود. از آنجائیکه عواملی که لزوم تامین یک حاشیه ایمنی مناسب را ایجاد می‌کنند، داری ریشه‌ها و شدت‌های متفاوتی و عموماً مبتنی بر اصول آمار و احتمالات هستند، لذا در نظر گرفتن تمامی آنها تنها به‌کمک یک ضریب و فقط در یک مرحله امری غیر منطقی بنظر می‌رسد. یکی از روش‌هایی که در دو دهه اخیر در بسیاری از کشورها رواج پیدا کرده است، روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) است. در این روش ایمنی در دو مرحله تامین می‌شود.

(۱) افزایش بار به‌کمک ضرایب بار برای منظور کردن عوامل احتمالی که سبب ازدیاد بار می‌شوند.

(۲) تقلیل مقاومت به‌کمک ضرایب کاهش مقاومت برای در نظر گرفتن اثر عواملی که احتمالاً سبب کاهش مقاومت می‌گردند.

بنابراین با توجه به اینکه ایمنی لحاظ شده در طراحی به روش LRFD در دو مرحله صورت می‌گیرد، لذا می‌توان گفت که طراحی به روش LRFD معقول‌تر و منطقی‌تر از طراحی به روش ASD می‌باشد.



در سال ۱۹۸۶ برای اولین بار روش LRFD بعنوان یک روش جایگزین برای ASD توسط آئین‌نامه AISC بصورت دستورالعمل ارائه گردید. از سال ۱۹۸۶ تا سال ۲۰۰۵ آئین‌نامه AISC فقط طراحی به روش LRFD را مورد بازبینی قرار داده است و برای روش ASD از ویرایش ۱۹۸۹ استفاده می‌شد. تا اینکه در ویرایش پنجم طراحی به روش LRFD ابتکار جالبی توسط کمیته‌های تخصصی بکار گرفته شد. بدین ترتیب که آئین‌نامه AISC از سال ۲۰۰۵ به بعد، نگرش متحدی را برای هر دو روش LRFD و ASD ارائه نمود. در این نگرش در هر دو روش ASD و LRFD مقاومت اسمی اعضا ( $R_n$ ) از یک ضابطه طراحی محاسبه می‌شود. با این تفاوت که در روش ASD مقاومت اسمی اعضا به ضریب اطمینان ( $\Omega$ ) تقسیم و در روش LRFD به  $\phi$  ضرب می‌شود. ارائه این ابتکار در آئین‌نامه AISC اولاً موجب شده است که هر دو روش LRFD و ASD در یک قالب نسبتاً یکسان ارائه شود، ثانیاً موجب ترغیب مهندسان قدیمی در استفاده از روش LRFD گردیده است. بر اساس نتایج تحلیل اعتماد پذیری، در آئین‌نامه AISC و مشابه آن در مبحث دهم، ضرایب کاهش مقاومت به شرح زیر است.

$\Rightarrow \phi = 0.9$  اعضای کششی (تسلیم کششی)، اعضای فشاری، خمشی، برشی و پیچشی

$\Rightarrow \phi = 0.75$  اعضای کششی (گسیختگی کششی)



آئین‌نامه بارگذاری ایالات متحده آمریکا (ASCE 7) در آخرین ویرایش خود بر اساس یک شاخص اعتماد پذیری معقول و براساس نتایج مطالعات آماری و احتمالاتی ضرایب بار ترکیبات مختلف بارگذاری را برای روش‌های ASD و LRFD به شرح زیر ارائه نموده است [۳، ۶].

**AISC - ASD:**

- 1)  $D + L$
- 2)  $D + 0.7L + 0.75(0.7E)$

**AISC - LRFD:**

- 1)  $1.4D$
- 2)  $1.2D + 1.6L$
- 3)  $1.2D + L + E$

در اینجا ذکر این نکته ضروری است که زلزله مورد نظر آئین‌نامه 7 ASCE، زلزله نظیر سطح حالت‌های حدی (روش LRFD) بوده و با زلزله نظیر سطح تنش مجاز متفاوت می‌باشد. به بیان ساده‌تر، زلزله نظیر سطح LRFD حدوداً 1.4 برابر زلزله نظیر سطح ASD می‌باشد. به عبارت دیگر، در زلزله نظیر سطح LRFD ضریب رفتار ساختمان حدوداً 1.4 برابر کوچک‌تر از ضریب رفتار در روش ASD است. بنابراین اگر بخواهیم ترکیبات بارگذاری آئین‌نامه 7 ASCE را براساس زلزله مورد نظر ویرایش فعلی استاندارد ۲۸۰۰ ایران تنظیم کنیم، ترکیبات بارگذاری زیر حاصل می‌شود.

**AISC – ASD (Adjusted):**

- 1)  $D + L$
- 2)  $D + 0.7L + 0.75E$

**AISC – LRFD (Adjusted):**

- 1)  $1.4D$
- 2)  $1.2D + 1.6L$
- 3)  $1.2D + L + 1.4E$

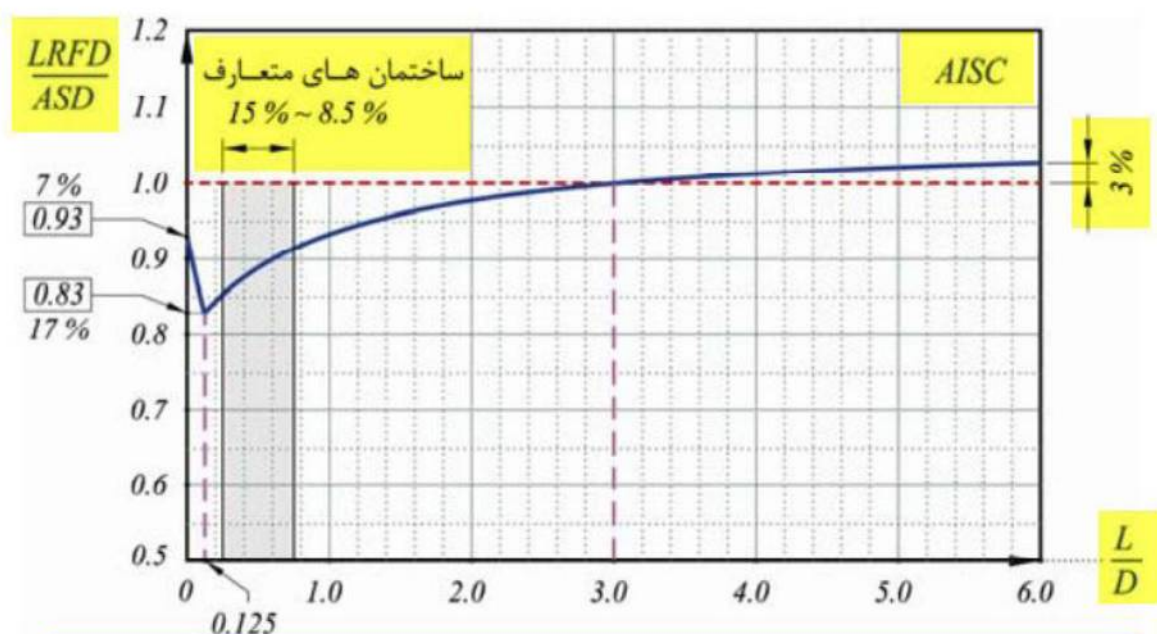
### تشابه‌ها و تفاوت‌های روش‌های ASD و LRFD :

- (۱) در هر دو روش، تحلیل سازه عموماً براساس تحلیل خطی (الاستیک) صورت می‌گیرد. لذا از این منظر دو روش مذکور تفاوتی با هم ندارند. اگرچه استفاده از تحلیل‌های الاستیک و غیرالاستیک در روش LRFD مجاز است.
- (۲) در هر دو روش مقاومت اسمی اعضا ( $R_n$ ) می‌تواند براساس یک ضابطه طراحی مشترک محاسبه شود. بنابراین از این حیث نیز دو روش مذکور تفاوتی با هم ندارند. ذکر این نکته ضروری است که بر اساس یافته‌های علمی و آزمایشگاهی و نیز بکارگیری الگوریتم‌های ریاضی (نظیر الگوریتم ژنتیک) برای ساده‌سازی روابط، ضوابط طراحی به‌طور مستمر در حال تغییر بوده و این تغییرات باید در هر دو روش طراحی اعمال شود.
- (۳) براساس مطالب فوق، طراحی در هر دو روش از سادگی یا پیچیدگی یکسانی برخوردار است. زیرا تحلیل سازه و محاسبه مقاومت اسمی اعضا ( $R_n$ ) در هر دو روش یکسان بوده و اعمال ضرایب اطمینان، ضرایب کاهش مقاومت و ضرایب بار در ترکیبات مختلف بارگذاری عملاً کار ساده‌ای است.

(۴) با توجه به اینکه ایمنی لحاظ شده در طراحی به روش LRFD در دو مرحله صورت می‌گیرد، لذا می‌توان گفت که طراحی به روش LRFD معقول‌تر و منطقی‌تر از طراحی به روش ASD می‌باشد. البته مشروط بر اینکه ضرایب  $\Omega$ ،  $\phi$  و  $\gamma$  براساس مطالعات آماری وسیع و نیز بر پایه یک شاخص اعتماد‌پذیری قابل قبول تعیین شده باشند.

(۵) ضرایب بار بکار رفته در ترکیبات مختلف بارگذاری مبحث دهم تفاوت‌هایی با ضرایب بار بکار رفته در آئین‌نامه AISC دارد. بارزترین این تفاوت به ضریب زلزله مبحث دهم در روش LRFD نسبت به مشابه آن در AISC مربوط می‌شود که در مبحث دهم حدوداً ۱۶٪ (1.2 بجای 1.4) کمتر از AISC است. در شرایط فعلی وجود این تفاوت‌ها در ضرایب بار یکی از انتقادهای وارد بر مبحث دهم مقررات ملی ساختمان بوده و امید است در ویرایش‌های بعدی مباحث ۶ و ۱۰ با دقت مضاعفی مورد بازبینی قرار گیرد.

مقایسه دو روش در حالت حضور بار ثقلی در آیین نامه AISC :



شکل (۲): منحنی  $\frac{LRFD}{ASD}$  نظیر ترکیبات بارگذاری ثقلی مطابق آیین نامه AISC

مطابق شکل (۲)، چنانچه ترکیبات بارگذاری ثقلی حاکم بر طراحی باشند، در آئین‌نامه AISC، روش‌های ASD و LRFD دارای ویژگی‌های زیر هستند.

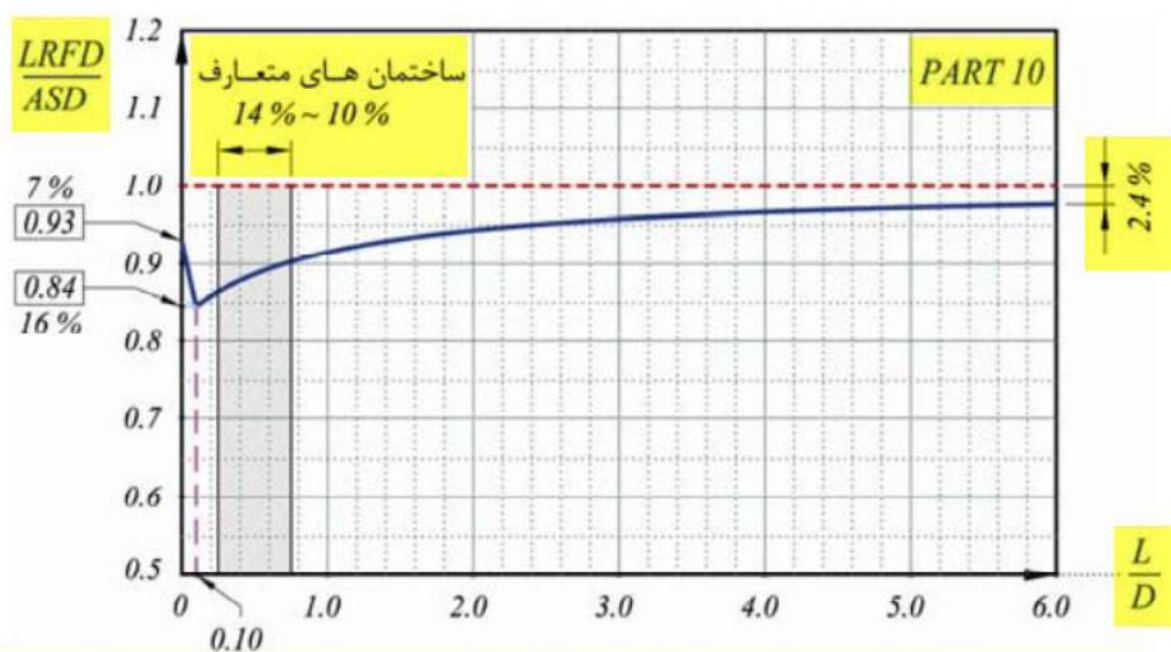
(۱) روش‌های ASD و LRFD به ازای  $L/D = 3$  دارای مقاومت اسمی مورد نیاز یکسانی هستند.

(۲) برای  $L/D < 3$ ، مقاومت اسمی مورد نیاز روش LRFD کوچک‌تر از مقاومت اسمی مورد نیاز روش ASD می‌باشد و این بدان معناست که در این محدوده روش LRFD مقرون به صرفه‌تر از روش ASD می‌باشد. حداکثر میزان صرفه‌جویی به ازای  $L/D = 0.125$  رخ می‌دهد و مقدار آن ۱۷ درصد است. در ساختمان‌های متعارف (مسکونی، اداری و تجاری) میزان صرفه‌جویی در طراحی به روش LRFD نسبت به روش ASD، ۸٫۵ تا ۱۵ درصد می‌باشد.

(۳) برای  $L/D > 3$ ، مقاومت اسمی مورد نیاز روش LRFD بزرگ‌تر از مقاومت اسمی مورد نیاز روش ASD می‌باشد و این بدان معناست که در این محدوده روش ASD مقرون به صرفه‌تر از روش LRFD می‌باشد. لیکن میزان این صرفه‌جویی نسبتاً کم و در  $L/D = 6$  میزان آن حدوداً ۳ درصد است.



مقایسه دو روش در حالت حضور بار ثقلی در مبحث ده :



شکل (۳): منحنی  $\frac{LRFD}{ASD}$  نظیر ترکیبات بارگذاری ثقلی مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

مطابق شکل (۳)، چنانچه ترکیبات بارگذاری ثقلی حاکم بر طراحی باشند، در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، روش - های ASD و LRFD دارای ویژگی‌های زیر هستند.

(۱) به ازای کلیه مقادیر  $L/D$ ، مقاومت اسمی موردنیاز روش LRFD همواره کوچک‌تر از مقاومت اسمی موردنیاز روش ASD می‌باشد. و این بدان معناست که در ترکیبات بارگذاری ثقلی، روش LRFD همواره مقرون به صرفه‌تر از روش ASD می‌باشد.

(۲) حداکثر میزان صرفه‌جوئی در روش LRFD نسبت به ASD به ازای  $L/D = 0.1$  رخ می‌دهد و مقدار آن حدوداً ۱۶ درصد است. در ساختمان‌های متعارف (مسکونی، اداری و تجاری) میزان صرفه‌جوئی در طراحی به روش LRFD نسبت به روش ASD، ۱۰ تا ۱۴ درصد می‌باشد.

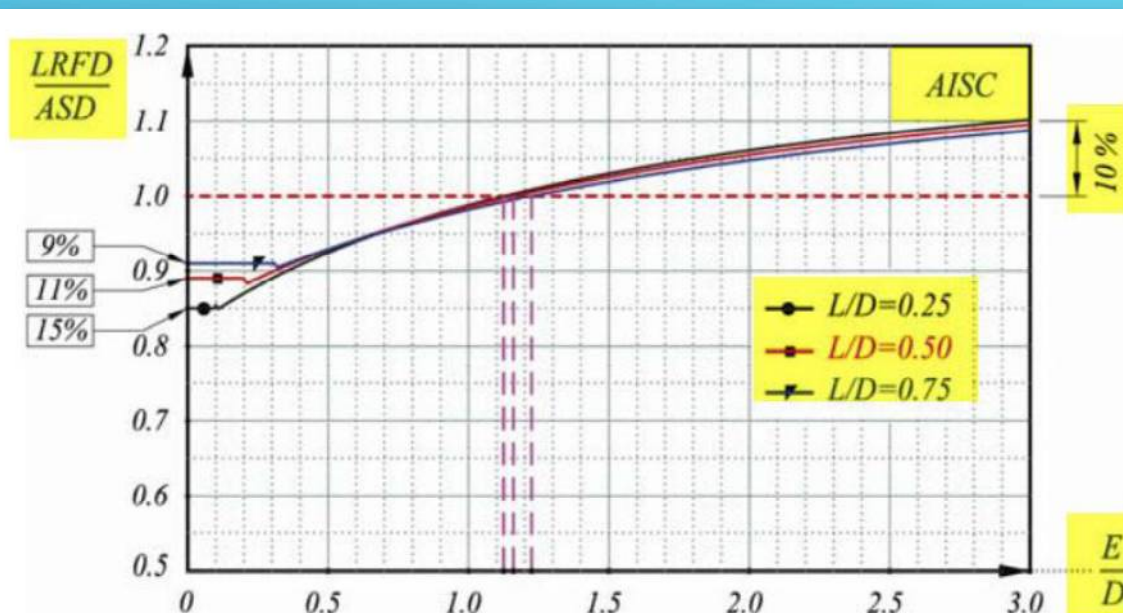
$$\frac{L}{D} = 0.25 \Rightarrow \frac{LRFD}{ASD} = \begin{cases} 0.85 & E/D < 0.1 \\ 1.78 / [1.96 + 1.25(E/D)] & 0.1 \leq E/D \leq 0.107 \\ [1.61 + 1.56(E/D)] / [1.96 + 1.25(E/D)] & E/D > 0.107 \end{cases}$$

$$\frac{L}{D} = 0.50 \Rightarrow \frac{LRFD}{ASD} = \begin{cases} 0.89 & E/D < 0.2 \\ 2.22 / [2.25 + 1.25(E/D)] & 0.2 \leq E/D \leq 0.214 \\ [1.89 + 1.56(E/D)] / [2.25 + 1.25(E/D)] & E/D > 0.214 \end{cases}$$

$$\frac{L}{D} = 0.75 \Rightarrow \frac{LRFD}{ASD} = \begin{cases} 0.91 & E/D < 0.3 \\ 2.67 / [2.55 + 1.25(E/D)] & 0.3 \leq E/D \leq 0.32 \\ [2.17 + 1.56(E/D)] / [2.55 + 1.25(E/D)] & E/D > 0.32 \end{cases}$$



مقایسه دو روش در حالت حضور بار زلزله در AISC :



شکل (۴): منحنی  $\frac{LRFD}{ASD}$  برای کلیه ترکیبات بارگذاری مطابق آیین نامه AISC

ب-۲) طراحی بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان:

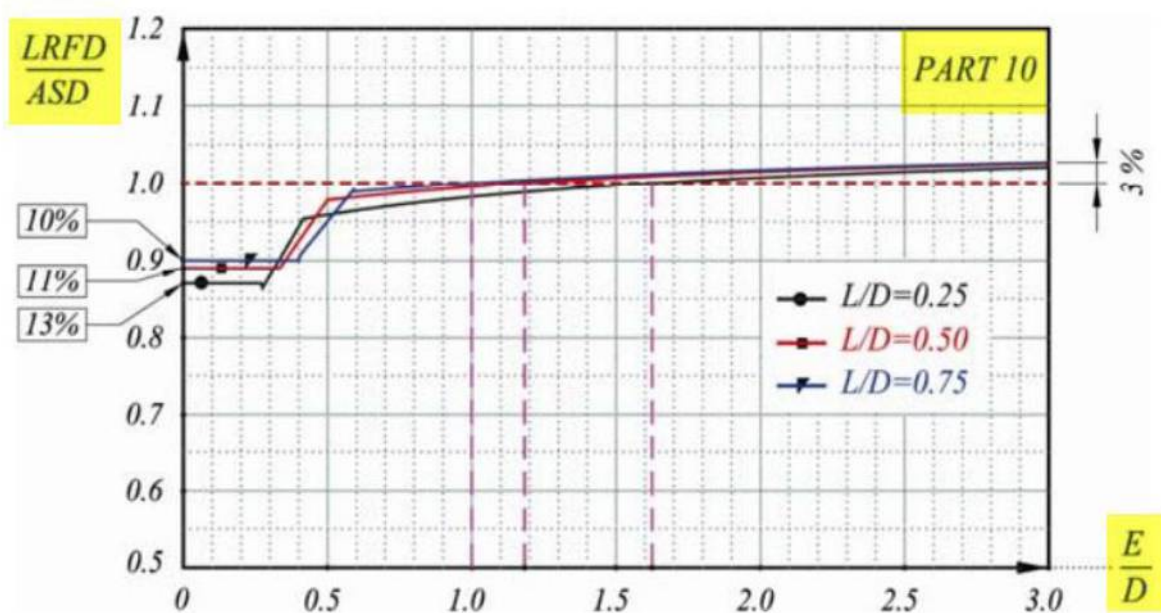
در این حالت نسبت مقاومت اسمی مورد نیاز LRFD به ASD را برای مقادیر مختلف L/D می توان به صورت زیر نوشت..

$$\frac{L}{D} = 0.25 \Rightarrow \frac{LRFD}{ASD} = \begin{cases} 0.87 & E/D < 0.27 \\ [1.44 + 1.33(E/D)] / 2.09 & 0.27 \leq E/D \leq 0.41 \\ [1.44 + 1.33(E/D)] / [1.57 + 1.25(E/D)] & E/D > 0.41 \end{cases} \quad (9)$$

$$\frac{L}{D} = 0.50 \Rightarrow \frac{LRFD}{ASD} = \begin{cases} 0.89 & E/D < 0.33 \\ [1.78 + 1.33(E/D)] / 2.50 & 0.33 \leq E/D \leq 0.50 \\ [1.78 + 1.33(E/D)] / [1.875 + 1.25(E/D)] & E/D > 0.50 \end{cases} \quad (10)$$

$$\frac{L}{D} = 0.75 \Rightarrow \frac{LRFD}{ASD} = \begin{cases} 0.90 & E/D < 0.40 \\ [2.11 + 1.33(E/D)] / 2.92 & 0.40 \leq E/D \leq 0.59 \\ [2.11 + 1.33(E/D)] / [2.19 + 1.25(E/D)] & E/D > 0.59 \end{cases} \quad (11)$$

مقایسه دو روش در حالت حضور بار زلزله در مبحث ده :



شکل (۵): منحنی  $\frac{LRFD}{ASD}$  برای کلیه ترکیبات بارگذاری مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

منحنی‌های نشان داده شده در شکل‌های (۴) و (۵) حاوی نکات زیر هستند.

(۱) مطابق آئین‌نامه AISC، در ساختمان‌های متعارف (مسکونی، اداری و تجاری)، چنانچه ترکیبات بارگذاری ثقلی حاکم بر طراحی باشند، مقاومت اسمی مورد نیاز در روش LRFD حدوداً ۹ تا ۱۵ درصد کمتر از مقاومت اسمی مورد نیاز در روش ASD محاسبه می‌شود و این بدان معناست که در این ترکیبات بارگذاری روش LRFD حدوداً ۹ تا ۱۵ درصد سبک‌تر محاسبه می‌شود.

(۲) مطابق آئین‌نامه AISC، در ساختمان‌های متعارف، چنانچه ترکیبات بارگذاری زلزله حاکم بر طراحی باشند، در  $E/D$  برابر حدوداً 1.2 نتایج طراحی روش LRFD تقریباً با نتایج طراحی روش ASD یکسان است.

(۳) مطابق آئین نامه AISC ، در ساختمان های متعارف، چنانچه در ترکیبات مختلف بارگذاری سهم نیروی زلزله از نیروهای کلی در مقایسه با بارهای ثقلی بسیار چشمگیر باشد، مقاومت اسمی موردنیاز در روش LRFD بیشتر از مقاومت اسمی موردنیاز در روش ASD است و این بدان معناست که در اینگونه موارد روش LRFD سنگین تر از طراحی به روش ASD است بطوریکه در  $E/D = 3$  روش LRFD حدوداً ۱۰ درصد و در  $E/D = 10$  روش LRFD حدوداً ۲۰ درصد سنگین تر است.

(۴) مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در ساختمان های متعارف، چنانچه ترکیبات بارگذاری ثقلی حاکم بر طراحی باشند، مقاومت اسمی موردنیاز در روش LRFD حدوداً ۱۰ تا ۱۳ درصد کمتر از مقاومت اسمی موردنیاز در روش ASD محاسبه می شود و این بدان معناست که در این ترکیبات بارگذاری روش LRFD حدوداً ۱۰ تا ۱۳ درصد سبک تر محاسبه می شود.

- (۵) مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در ساختمان‌های متعارف، چنانچه ترکیبات بارگذاری زلزله حاکم بر طراحی باشند، در  $E/D$  حدوداً بین 1 تا 1.5 نتایج طراحی روش LRFD تقریباً با نتایج طراحی روش ASD یکسان است.
- (۶) مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، در ساختمان‌های متعارف، چنانچه در ترکیبات مختلف بارگذاری سهم نیروی زلزله از نیروهای کلی در مقایسه با بارهای ثقلی بسیار چشمگیر باشد، مقاومت اسمی موردنیاز در روش LRFD بیشتر از مقاومت اسمی موردنیاز در روش ASD است و این بدان معناست که در اینگونه موارد روش LRFD سنگین‌تر از طراحی به روش ASD است. بطوریکه در  $E/D = 3$  روش LRFD حدوداً ۳ درصد و در  $E/D = 10$  روش LRFD حدوداً ۵ درصد سنگین‌تر است.





# فصل دوم : مروری بر ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان

ویرایش ۱۳۹۲

## مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ برگرفته از سه آیین نامه زیر است:

American Institute of steel construction (AISC-360), Specification for structural steel buildings.

American Institute of steel construction (AISC-341), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

American Institute of steel construction (AISC-358), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

American Society of Civil Engineers (ASCE 7), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.





مبحث دهم ویرایش ۹۲

LRFD

~~ASD~~

Aisc360-10

معادلسازی

ETABS 2013

ETABS  
9.7.4

مبحث دهم ویرایش ۸۷

LRFD

ASD

Aisc360-05

Aisc-ASD89  
UBC97-ASD

ETABS 9.7.4



# هدف:

شناخت ضوابط مبحث دهم و آیین نامه AISC360-05,10 و انطباق و معادل سازی ضوابط دو آیین نامه جهت بکارگیری در نرم افزار در فرایند طراحی به گونه ای که ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان تأمین شود.

Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L /	240.
Total-Camber Limit, L /	240.
DL Limit, abs	2.54
Super DL+LL Limit, abs	2.54
Live Load Limit, abs	2.54
Total Limit, abs	2.54
Total-Camber Limit, abs	2.54
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	1.05
Maximum Auto Iteration	1

OK Cancel

# پارامترهای عمومی طراحی سازه

Options Help

Preferences... Dimensions/Tolerances...  
 Colors... Output Decimals...  
 Windows... Steel Frame Design...  
 Set Calculator Memory... Concrete Frame Design...  
 Show Tips at Startup Composite Beam Design...  
 Show Bounding Plane Shear Wall Design...  
 Moment Diagrams on Tension Side Reinforcement Bar Sizes...  
 Sound Live Load Reduction...  
 Lock Model  
 Auto Save Model...  
 Show Aerial View Window  
 Show Floating Property Window  
 Show Crosshairs  
 Enhanced Graphics...  
 Reset Toolbars

Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

Current Design Section	BOX-25-25-8
Frame Type	SMF
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L /	240.
Total-Camber Limit, L /	240.
DL Limit, abs	2.54
Super DL+LL Limit, abs	2.54
Live Load Limit, abs	2.54
Total Limit, abs	2.54
Total-Camber Limit, abs	2.54
Specified Camber	0.
Live Load Reduction Factor	0.9875
Net Area to Total Area Ratio	1.
Unbraced Length Ratio(Major)	0.9273
Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9273
Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9273
Effective Length Factor (K Major)	1.5935
Effective Length Factor (K Minor)	1.9021
Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
Effective Length Factor (K LTB)	1.9021
Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
Bending Coefficient (Cb)	1.
NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.
Sway Moment Factor (B2 Major)	1.
Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.
Yield stress, Fy	0.
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Overstrength factor, Ry	1.
Nominal Compressive Capacity, Pnc	0.
Nominal Tensile Capacity, Pnt	0.
Nominal Major Bending Capacity, Mn3	0.
Nominal Minor Bending Capacity, Mn2	0.
Nominal Major Shear Capacity, Vn2	0.
Nominal Minor Shear Capacity, Vn3	0.

OK Cancel

## پارامترهای طراحی اختصاصی المان های سازه

Design Options Help

- Steel Frame Design
  - Select Design Group...
  - Select Design Combo...
- Concrete Frame Design
  - Lateral Bracing
- Composite Beam Design
  - View/Revise Overwrites...
- Steel Joist Design
  - Set Lateral Displacement Targets...
  - Set Time Period Targets...
- Shear Wall Design
  - Start Design/Check of Structure
  - Interactive Steel Frame Design
  - Display Design Info...
  - Make Auto Select Section Null...
  - Change Design Section...
  - Reset Design Section to Last Analysis...
  - Verify Analysis vs Design Section...
  - Verify all Members Passed...
  - Reset All Steel Overwrites...
  - Delete Steel Design Results...

Overwrite Frame Design Procedure...



# بخش اول

۱۰-۱: الزامات عمومی

### ۱-۱-۱۰ هدف و دامنه کاربرد

۱-۱-۱-۱۰ هدف این مبحث تعیین حداقل ضوابط و مقرراتی است که در تحلیل، طراحی و اجرای ساختمان‌های فولادی جهت **تامین ایمنی و بهره‌برداری مناسب**، مورد استفاده قرار می‌گیرد. این مبحث شامل الزامات عمومی (فصل ۱-۱۰) الزامات طراحی (فصل ۲-۱۰)، الزامات طرح لرزه‌ای (فصل ۳-۱۰)، الزامات ساخت، نصب و کنترل (فصل ۴-۱۰) و پیوست‌های (۱) و (۲) می‌باشد.

مطابق این مبحث تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات اجزای سازه باید به‌نحوی باشد که مجموعه سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، **تحت شرایط بارگذاری محتمل، به هیچ‌یک از حالت‌های حدی مقاومت (ایمنی) و بهره‌برداری نرسد.** حالت‌های حدی مقاومت و بهره‌برداری به شرایطی اطلاق می‌شوند که اگر تمام یا بخشی از سازه ساختمان و نیز قطعات الحاقی آن به هر یک از آن حالت‌ها برسند، ساختمان قادر به انجام وظایف خود نبوده و از حیز انتفاع خارج می‌شود.

تا چند سال پیش، روش تنش مجاز سنتی‌ترین روش طراحی سازه‌های فولادی برای تامین الرامات حالت‌های حدی مقاومت به‌شمار می‌رفت و ارائه آن به عنوان دستورالعمل در آئین‌نامه AISC سابقه حدوداً ۱۰۰ ساله دارد. در این روش طراحی اولاً ضوابط طراحی بگونه‌ای تدوین شده بود که بتوان از روش تحلیل الاستیک بهره برد، ثانیاً در این روش آثار کلیه عوامل موثر برای تامین یک حاشیه ایمنی معقول و منطقی، تنها به کمک یک ضریب (بنام ضریب اطمینان) و فقط در یک



مرحله منظور می‌شد. در سه دهه اخیر آئین‌نامه نویسان کشورهای پیشرفته تلاش نموده‌اند آئین‌نامه‌ای تدوین نمایند که در آن از یک طرف برای تحلیل سازه بتوان از روش تحلیل الاستیک استفاده نموده و از طرف دیگر مقاومت اجزای سازه در حالت‌های حدی (نهایی) محاسبه شود. در حال حاضر این شیوه، که در طراحی سازه‌های فولادی به روش "ضرایب بار و مقاومت" موسوم است، در اکثر کشورهای پیشرفته رواج پیدا نموده و ویرایش فعلی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیز بر اساس همین شیوه تهیه و تدوین گردیده است. با توجه به اینکه در این روش طراحی، حاشیه ایمنی لحاظ شده در دو مرحله (اولی افزایش بار به کمک ضرائب بار و دومی تقلیل مقاومت به کمک ضرائب کاهش مقاومت) صورت می‌گیرد، لذا می‌توان گفت که طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت منطقی‌تر و ملموس‌تر از طراحی به روش تنش مجاز بوده و به همین جهت در اکثر کشورهای پیشرفته و به ویژه زلزله خیز، طراحی به روش ضرائب بار و مقاومت از اقبال عمومی بیشتری برخوردار بوده است.



۱۰-۱-۱-۲ کاربرد این مبحث در محدودهٔ ساختمان‌های فولادی با کاربری‌های مندرج در قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان و آئین‌نامهٔ اجرایی آن می‌باشد. سازه‌های خاص از قبیل پل‌های فولادی و سایر ساختمان‌های فولادی که برای تحلیل، طراحی و اجرای آنها مقررات و ضوابط ویژه‌ای مورد نیاز باشد، مشمول این مبحث نمی‌باشند.

باتوجه به اینکه براساس تصمیم شورای تدوین مقررات ملی ساختمان مقرر گردیده است که ترکیبات بارگذاری کلیهٔ روش‌های طراحی و کنترل فقط در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ارائه شوند، از اینرو در این مبحث از تکرار ارائه ترکیبات مختلف بارگذاری خودداری گردیده و به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ارجاع داده شده است.



- ۱)  $\frac{1}{4}D$
- ۲)  $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳)  $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1/4W)]$
- ۴)  $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}(1/4W) + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵)  $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}E + L + 0.2S$
- ۶)  $0.9D + \frac{1}{10}(1/4W)$
- ۷)  $0.9D + \frac{1}{10}E$
- ۸)  $\frac{1}{2}D + 0.5L + 0.5(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{2}T$
- ۹)  $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_r \text{ یا } S) + \frac{1}{10}T$

مبحث شش:  
ترکیبات بار حالت حدی برای سازه های فولادی



## Define / Load Combinations ....

ترکیبات بارگذاری با رعایت قاعده 30-100 اگر لازم باشد

$$1.4(DEAD+SD+NXSD+NXD)$$

$$1.4(DEAD+SD-NXSD-NXD)$$

$$1.4(DEAD+SD+NYSD+NYD)$$

$$1.4(DEAD+SD-NYSD-NYD)$$

$$1.2(DEAD+SD+NXSD+NXD)+1.6(LIVE+NXL+NXRL)$$

$$1.2(DEAD+SD-NXSD-NXD)+1.6(LIVE-NXL-NXRL)$$

$$1.2(DEAD+SD+NYSD+NYD)+1.6(LIVE+NYL+NYRL)$$

$$1.2(DEAD+SD-NYSD-NYD)+1.6(LIVE-NYL-NYRL)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (ENX+EY)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (ENX-EY)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (-ENX+EY)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (-ENX-EY)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (EPX+EY)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (EPX-EY)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (-EPX+EY)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (-EPX-EY)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (ENY+EX)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (ENY-EX)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (-ENY+EX)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (-ENY-EX)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (EPY+EX)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (EPY-EX)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (-EPY+EX)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (-EPY-EX)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (ENX+EY)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (ENX-EY)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-ENX+EY)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-ENX-EY)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (EPX+EY)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (EPX-EY)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-EPX+EY)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-EPX-EY)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (ENY+EX)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (ENY-EX)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-ENY+EX)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-ENY-EX)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (EPY+EX)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (EPY-EX)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-EPY+EX)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-EPY-EX)$$

۳-۱-۱-۱۰ همراه با این مبحث باید ضوابط کلیه مباحث مقررات ملی ساختمان رعایت شوند. همچنین سیستم‌های سازه‌ای ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان برای ساختمان‌های فولادی، ملاک تحلیل و طراحی سازه‌های این مبحث قرار می‌گیرند.



## ۸-۱۱-۶ گروه بندی ساختمان برحسب سیستم سازه‌ای

ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای در یکی از گروه‌های زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

### ۱-۸-۱۱-۶ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که فاقد قاب‌های ساختمانی برای باربری قائم می‌باشد. در این سیستم، دیوارهای باربر و یا قاب‌های مهاربندی شده عمدتاً بارهای قائم را تحمل نموده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز به وسیله دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند و یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین می‌شود.

#### ۶-۱۱-۸-۲ سیستم قاب ساختمانی ساده

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین می‌شود. در این سیستم، قابهای مهاربندی شده را می‌توان به صورت هم محور یا برون محور به کار برد.

#### ۶-۱۱-۸-۳ سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب‌های ساختمانی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد. سازه‌های با قاب‌های خمشی کامل، و سازه‌های با قاب‌های خمشی در پیرامون و یا در قسمتی از پلان و قاب‌های با اتصالات ساده در سایر قسمت‌های پلان، از این گروه‌اند.



#### ۴-۸-۱۱-۶ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده

همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی صورت می‌گیرد. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با

توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات تعیین می‌شود.

در این سیستم، قاب‌های مهاربندی شده و قاب‌های خمشی را می‌توان به صورت‌هایی که در

سیستم‌های بندهای ۴-۸-۱۱-۶ و ۳-۸-۱۱-۶ عنوان شده، به کار برد و دیوارهای برشی بتن آرمه

را نیز به کار گرفت.

پ- قاب‌های خمشی مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی وارد به ساختمان

می‌باشد.



#### تبصره ۱:

به کارگیری قاب‌های خمشی بتنی و فولادی معمولی (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰) برای باربری جانبی در این سیستم مجاز نمی‌باشد و در صورت استفاده از این نوع قاب، سیستم از نوع قاب ساختمانی ساده، بند ۶-۱۱-۸-۲، محسوب خواهد شد.

#### تبصره ۲:

در صورتی که سیستمی ضابطه ردیف پ را برآورده نکند، سیستم دوگانه محسوب نشده و جزو سیستم قاب ساختمانی ساده، بند ۶-۱۱-۸-۲، منظور می‌گردد.

#### ۶-۱۱-۸-۵ سایر سیستم‌های سازه‌ای

نوعی سیستم سازه‌ای است که با سیستم‌های معرفی شده در بندهای ۶-۱۱-۸-۱ تا ۶-۱۱-۸-۴ متفاوت باشد. ویژگی‌های این سیستم‌ها از نظر باربری قائم و جانبی باید بر مبنای آیین‌نامه‌ها و تحقیقات فنی و یا آزمایش‌های معتبر تعیین شود.

مطابق این مبحث تعیین پیکربندی، ابعاد و مشخصات اجزای سازه باید به نحوی باشد که مجموعه سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، تحت شرایط بارگذاری محتمل، به هیچ یک از حالت‌های حدی مقاومت (ایمنی) و بهره‌برداری نرسد. حالت‌های حدی مقاومت و بهره‌برداری به شرایطی اطلاق می‌شوند که اگر تمام یا بخشی از سازه ساختمانی و نیز قطعات الحاقی آن به هر یک از آن حالت‌ها برسند، ساختمان قادر به انجام وظایف خود نبوده و از حیز انتفاع خارج می‌شود.

جدول ۱۰-۱-۲-۱ معیارهای طراحی برای تامین الزامات حالت‌های حدی مقاومت

ردیف	معیار طراحی
۱	حالت‌های حدی مقاومت از قبیل تسلیم، گسیختگی، کمانش، تشکیل مکانیزم خرابی (فروریختگی) <sup>[۱]</sup>
۲	ناپایداری کلی از قبیل ناپایداری در برابر واژگونی و یا ناپایداری به علت تغییر مکان جانبی زیاد <sup>[۱]</sup>
۳	گسیختگی به علت خستگی <sup>[۲]</sup>
۴	کنترل آب جمع‌شدگی <sup>[۳]</sup>
۵	کنترل برای اثرهای خوردگی <sup>[۴]</sup>
۶	کنترل برای شرایط آتش‌سوزی <sup>[۵]</sup>
۷	کنترل برای ترد شکنی <sup>[۱]</sup>
۸	کنترل اتصال فولاد و بتن در قطعات مختلط <sup>[۱]</sup>



Ratio:  $0.253 = 0.026 + 0.049 + 0.178$   
 $= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)$

Eq. (H1-1b)

Units | Kgf-cm

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTLS38)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
302.000	-21467.891	143507.413	518656.694	-1030.899	-4268.967	9318.340

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm
Major Bending	0.915	1.000	1.000	1.000	1.000	0.258
Minor Bending	0.915	1.000	1.000	1.000	1.000	0.331

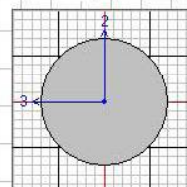
	Lltb	Kltb	Cb
LTB	0.915	1.888	2.234

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial Force	21467.891	411701.433	432000.000

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB
Major Bending	143507.413	2919053.571	2919053.571
Minor Bending	518656.694	2919053.571	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio
Major Shear	1030.899	175005.189	0.006
Minor Shear	4268.967	175005.189	0.024



نمونه معیار مقاومت  
ستون در نرم افزار



Steel Stress Check Information AISC360-05/IBC2006

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-cm (Summary for Combo and Station) Units: Kgf-cm

Level : STORY9 Section: IPE180  
Element: B29 Loc : 376.600 Element Type: Special Moment Frame  
Combo : DSTLS7 Classification: Seismic

Provision: LRFD  
Analysis: Direct Analysis 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Vari  
AlphaPr/Py=0.000 AlphaPr/Pe=0.000 Tau\_b=1.000 EA factor=0.000 EI factor=0.000  
Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

SPC: 0 I=1.000 Rho=1.000 Sds=0.000  
R=5.000 Omega=2.400 Cd=3.500  
PhiB=0.900 PhiC=0.900 PhiTY=0.900 PhiTF=0.750  
PhiS=0.900 PhiS-RI=1.000 PhiST=0.900

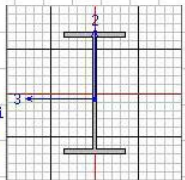
L=390.000  
A=23.900 I33=1317.000 r33=7.423 S33=146.333 Av3=12.130  
J=4.730 I22=101.000 r22=2.056 S22=22.198 Av2=9.540  
E=2038901.920 fy=2400.000 Ry=1.500 z33=166.000 Cu=7469.960  
RLLF=1.000 SRLimit=1.050 z22=34.600

D/C Ratio: 0.247 = 0.000 + 0.247 + 0.000  
= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22) Eq. (H1.3a,H1-1b)

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTLS7)  
Location Pu Mu33 Mu22 Uu2 Uu3 Tu  
376.600 0.000 -88500.501 0.000 524.853 0.000 -1.653

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.3a,H1-1b)  
Factor L K1 K2 B1 B2 Cm  
Major Bending 0.932 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000  
Minor Bending 0.010 1.000 1.000 1.000 1.000 1.000

LTB 0.932 1.000 2.140  
Pu phi\*Pnc phi\*Pnt  
Force Capacity Capacity



نمونه معیار مقاومت  
تیر در نرم افزار





Steel Stress Check Information (AISC360-05/IBC2006)

Story  Analysis Section   
Beam  Design Section

COMBO	STATION	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//--MAJ-SHR---MIN-SHR-/				
ID	LOC	RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
DSILS7	149.51	0.069 (C)	=	0.000 + 0.069 + 0.000	0.034	0.000
DSILS7	194.93	0.009 (C)	=	0.000 + 0.009 + 0.000	0.035	0.000
DSILS7	240.34	0.053 (C)	=	0.000 + 0.053 + 0.000	0.036	0.000
DSILS7	285.76	0.116 (C)	=	0.000 + 0.116 + 0.000	0.037	0.000
DSILS7	331.18	0.181 (C)	=	0.000 + 0.181 + 0.000	0.037	0.000
DSILS7	376.60	0.247 (C)	=	0.000 + 0.247 + 0.000	0.038	0.000

☒ Strength  
☐ Deflection

Overwrites

Details

OK

Cancel

نمونه معیار مقاومت  
تیر در نرم افزار



Diaphragm CM Displacements										
Edit View										
Diaphragm CM Displacements										
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point
▶	STORY9	D1	LIVE	0.0324	-0.2086	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002	1072
	STORY9	D1	EX	12.7496	-0.1142	0.0000	0.00000	0.00000	0.00021	1072
	STORY9	D1	EY	-0.1728	11.9376	0.0000	0.00000	0.00000	0.00016	1072
	STORY9	D1	WALL	0.0006	-0.3286	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00002	1072
	STORY9	D1	OTHER	0.0020	-0.0444	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	1072
	STORY9	D1	EPX	12.8860	-0.1212	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00025	1072
	STORY9	D1	ENX	12.6132	-0.1072	0.0000	0.00000	0.00000	0.00066	1072
	STORY9	D1	EPY	-0.6128	11.9617	0.0000	0.00000	0.00000	0.00152	1072
	STORY9	D1	ENY	0.2672	11.9136	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00119	1072
	STORY9	D1	UPLIFT1X	15.3970	-0.9683	0.0000	0.00000	0.00000	0.00032	1072
	STORY9	D1	UPLIFT2X	-15.2021	-0.6942	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00018	1072
	STORY9	D1	UPLIFT1Y	-0.1100	13.4939	0.0000	0.00000	0.00000	0.00027	1072
	STORY9	D1	UPLIFT2Y	0.3048	-15.1564	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00013	1072
	STORY9	D1	PC1X	18.0610	-0.8622	0.0000	0.00000	0.00000	0.00035	1072
	STORY9	D1	PC2X	-17.8929	-0.5402	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00023	1072
	STORY9	D1	PC1Y	-0.1596	16.1308	0.0000	0.00000	0.00000	0.00029	1072
	STORY9	D1	PC2Y	0.3277	-17.5333	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00018	1072
	STORY9	D1	TPX	25.6159	-1.2508	0.0000	0.00000	0.00000	0.00049	1072
	STORY9	D1	TNX	-25.3826	-0.7940	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00033	1072
	STORY9	D1	TPY	-0.2290	22.8529	0.0000	0.00000	0.00000	0.00041	1072
	STORY9	D1	TNY	0.4623	-24.8976	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00025	1072
	STORY8	D1	LIVE	0.0089	-0.1543	0.0000	0.00000	0.00000	-0.00001	1073
	STORY8	D1	EX	12.1089	-0.0976	0.0000	0.00000	0.00000	0.00025	1073
	STORY8	D1	EY	-0.0957	11.0788	0.0000	0.00000	0.00000	0.00014	1073
	STORY8	D1	WALL	0.0017	-0.3552	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	1073

نمونه معیار سختی  
در نرم افزار  
کنترل در یفت

[۱] ضوابط مربوط به کنترل این معیارهای طراحی در فصل ۱۰-۲ این مبحث ارائه شده است.

[۲] در مواردی که سازه تحت اثر بارگذاری تکرارشونده قرار دارد، اعضا و اتصالات سازه باید به نحوی طراحی شوند که در مقابل خستگی مقاومت نمایند. برای طراحی اینگونه سازه‌ها ضوابط آئین نامه‌های معتبر بین‌المللی ملاک عمل خواهد بود. برای اثرهای ناشی از نیروی زلزله و باد بر سیستم‌های سازه‌ای مشمول این مبحث لزومی به بررسی پدیده خستگی نمی‌باشد.

**پدیده خستگی (fatigue) تحت بارهایی اثر بحرانی ایجاد می‌کند که دو شرط زیر را همزمان داشته باشند:**

**۱- بارها دایمی باشند.**

**۲- بارها متناوب باشند.**

**نیروهای زلزله و باد متناوب هستند ولی دایمی نیستند پس پدیده خستگی تحت اثر این دو نیرو بحرانی نخواهد شد.**

[۳] در مواردی که امکان شرایط آب جمع شدگی در بام ساختمان وجود داشته باشد، باید از وجود مقاومت کافی و پایداری سیستم سقف اطمینان حاصل شود. کنترل شرایط آب جمع شدگی باید بر اساس ترکیبات بارگذاری مربوط به شرایط آب جمع شدگی در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان مورد بررسی قرار گیرد. در مواردی که سطح سقف دارای شیبی معادل ۲۰ میلی‌متر در متر یا بیشتر به طرف نقاط زهکش بوده و یا سیستم زهکشی مناسبی برای جلوگیری از جمع شدن آب پیش‌بینی شده باشد، لزومی به بررسی شرایط آب جمع‌شدگی

$$\theta \geq \theta_{\min} = \text{ArcTan}(20/1000) = 1.15 \text{ degree} \quad m = \text{Tan}(1.15) = 0.02$$

نمی‌باشد.

[۴] در مواردی که امکان وجود خوردگی در اعضا و اتصالات سازه وجود داشته باشد، انتخاب اجزای سازه باید به گونه‌ای صورت گیرد که در مقابل خوردگی مقاومت نمایند و یا باید اعضا و اتصالات در معرض خوردگی به نحو مطلوبی مورد محافظت قرار گیرند.

[۵] مقاومت سازه در مقابل آتش‌سوزی با پیش‌بینی تمهیدات خاص، باید تامین شود. در این مورد رعایت ضوابط و مقررات مبحث سوم مقررات ملی ساختمان الزامی است.

۱۰-۱-۲-۲-۳ در روش ضرایب بار و مقاومت، طراحی اعضای مختلف سازه باید چنان صورت گیرد که مقاومت طراحی ( $\phi R_n$ ) بزرگتر یا مساوی مقاومت مورد نیاز ( $R_u$ ) باشد. یعنی:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (10-1-2-1)$$

$R_u$  = مقاومت مورد نیاز که منظور از آن همان نیروهای داخلی موجود در مقطع مورد نظر تحت اثر ترکیبات مختلف بارگذاری است. در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت، نیروهای داخلی باید بر اساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بارگذاری نظیر حالت‌های حدی مقاومت مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین شود.

$\phi$  = ضریب کاهش مقاومت. مقادیر ضریب کاهش مقاومت در فصل ۱۰-۲ این مبحث ارائه شده است.

$R_n$  = مقاومت اسمی عضو که مقادیر آن در فصل ۱۰-۲ این مبحث ارائه شده است.



Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.5
System R	8.
System Omega0	3.
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9

ضرایب کاهش مقاومت

Etabs :

Options >  
preferences >  
steel frame  
design

۵۳



### ۱۰-۱-۲-۳ طراحی بر اساس حالت‌های حدی بهره‌برداری

۱۰-۱-۲-۳-۱ مجموعه سازه، شامل اعضا و اتصالات آن، باید از نظر قابلیت بهره‌برداری مورد کنترل و طراحی قرار گیرند. در این مبحث الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری در بخش ۱۰-۲-۱۰ ارائه شده است. ترکیبات بارگذاری نظیر حالت‌های حدی بهره‌برداری باید مطابق با ترکیبات بارگذاری ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان باشد. در این حالت هیچگونه ضرایب کاهش مقاومت در نظر گرفته نمی‌شود.

$$R_u \leq \Phi R_n , \Phi=1 \gggg R_u \leq R_n$$

### ۵-۳-۲-۶ ترکیب بارهای حالت‌های حدی بهره‌برداری

برای حالت‌های بهره‌برداری موضوع بند ۶-۱-۳-۲، باید ترکیب بارهای مناسب بارهای مرده، زنده و سایر بارهای مرتبط با توجه به مباحث طراحی مقررات ملی ساختمان و یا سایر آیین‌نامه‌های طراحی مربوطه در نظر گرفته شود. در این ترکیب‌ها از بارهای کوتاه مدت نظیر زلزله طرح، باد، سیل، یخ جوی و ... استفاده نمی‌شود. ترکیب بارهای زیر باید برای حالت‌های بهره‌برداری به کار برده شود. در صورتی که در مباحث طراحی مقررات ملی ساختمان و یا سایر آیین‌نامه‌های طراحی مربوطه پیشنهاد استفاده از ضرایب بار کمتر از یک را در ترکیب بارها داده باشد، باید از آن ضرایب به جای یک در ترکیب بارهای زیر استفاده گردد.

- ۱) D
- ۲) D+L
- ۳) D+(L<sub>r</sub> یا S یا R)
- ۴) D+L+(L<sub>r</sub> یا S یا R)
- ۵) D+T
- ۶) D+L+T+(L<sub>r</sub> یا S)

## مبحث شش: ترکیبات بار حالات حدی بهره‌برداری

جدول ۱۰-۱-۲ معیارهای طراحی برای تامین الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری\*

ردیف	معیار طراحی
۱	کنترل تغییر شکل‌ها
۲	کنترل تغییر مکان‌های جانبی
۳	کنترل ارتعاش
۴	ملاحظات پیش‌خیز
۵	ملاحظات آثار ناشی از حرکت باد
۶	کنترل اثرات انقباض و انقباض
۷	کنترل لغزش اتصالات



Steel Stress Check Information (AISC360-05/IBC2006)

Story: STORY9 Analysis Section: IPE180  
Beam: B29 Design Section: IPE180

COMBO STATION /----MOMENT INTERACTION CHECK-----//--MAJ-SHR---MIN-SHR--/  
ID LOC RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN RATIO RATIO

DSILS7	149.51	0.069(C) = 0.000 + 0.069 + 0.000	0.034	0.000
DSILS7	194.93	0.009(C) = 0.000 + 0.009 + 0.000	0.035	0.000
DSILS7	240.34	0.053(C) = 0.000 + 0.053 + 0.000	0.036	0.000
DSILS7	285.76	0.116(C) = 0.000 + 0.116 + 0.000	0.037	0.000
DSILS7	331.18	0.181(C) = 0.000 + 0.181 + 0.000	0.037	0.000
DSILS7	376.60	0.247(C) = 0.000 + 0.247 + 0.000	0.038	0.000

Overwrites Details  
Strength Deflection  
OK Cancel

نمونه معیار بهره برداری در المان تیر در نرم افزار  
خیز د تیرها

AISC360-05/IBC2006 STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-cm (Deflection Details)

Level : STORY9 Section: IPE180  
Element: B29 Loc : 13.250  
Combo : DSTLD2

DEFLECTION CHECK (Combo DSTLD2)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0.012	2.540	0.005	OK
Super DL+LL	Yes	0.005	2.540	0.002	OK
Live Load	Yes	0.005	1.083	0.004	OK
Total Load	Yes	0.016	1.625	0.010	OK
Total Camber	Yes	0.016	1.625	0.010	OK

Units: Kgf-cm

Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	U.b
System R	8.
System Omega0	3.
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L /	240.
Total-Camber Limit, L /	240.
DL Limit, abs	2.54
Super DL+LL Limit, abs	2.54
Live Load Limit, abs	2.54
Total Limit, abs	2.54
Total-Camber Limit, abs	2.54
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	1.05
Maximum Auto Iteration	1

OK Cancel

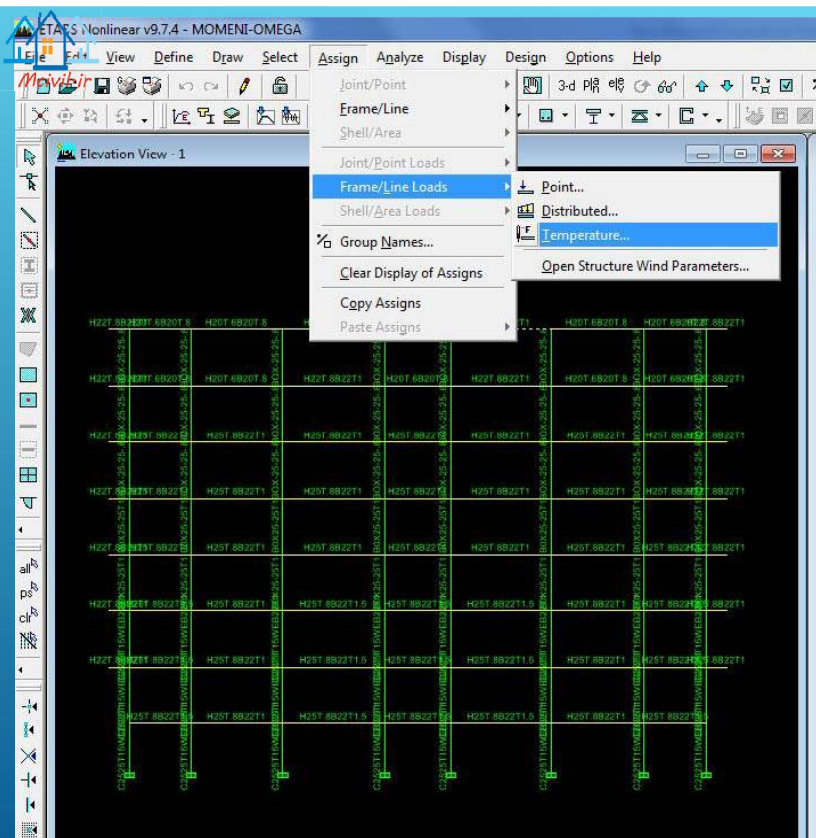
## DEFLECTION & CAMBER

۱- خنیر

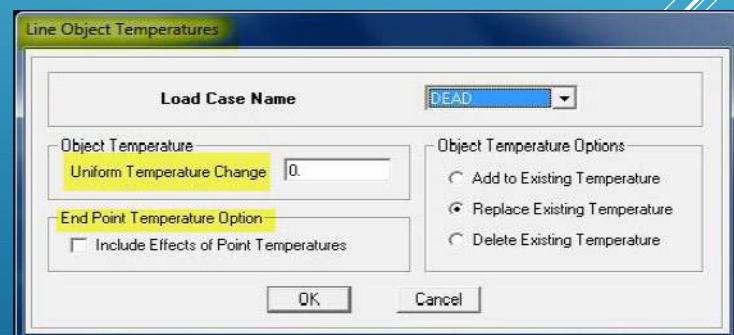
۲- پیش خنیر یا خنیر منفی

Etabs :

Options >  
preferences >  
steel frame  
design




نمونه معیار بهره برداری د نرم افزار  
اثر حرارت  
انقباض و انبساط





نمونه معیار بهره‌برداری در نرم افزار  
اثر حرارت  
انقباض و انبساط

Material Property Data

<b>Material Name</b>	STEEL
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
<b>Analysis Property Data</b>	
Mass per unit Volume	7.981E-06
Weight per unit Volume	7.833E-03
Modulus of Elasticity	2038901.92
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	784193.05
<b>Display Color</b>	Color
	
<b>Type of Design</b>	Design
	Steel
<b>Design Property Data</b>	
Minimum Yield Stress, Fy	2400.
Minimum Tensile Strength, Fu	3700.
Cost per Unit Weight	27.6799

OK Cancel

### ۳-۱-۱۰ اصول تحلیل

هدف از تحلیل سازه، تعیین مقاومت مورد نیاز ( $R_u$ ) و یا نیروهای داخلی در قطعات مختلف سازه و تغییر مکان نقاط مختلف تحت اثر ترکیبات بارگذاری مورد نظر، با در نظر گرفتن مشخصات هندسی و مکانیکی آنها است. در این مبحث روش‌های تحلیل زیر مجاز می‌باشند.





## Wide Flange Section

**Section Name** IPE270

Extract Data from Section Property File

Open File  Import...

**Properties**

Section Properties...

**Property Modifiers**

Set Modifiers...

**Material**

STEEL

**Dimensions**

Outside height ( t3 )	27.
Top flange width ( t2 )	13.5
Top flange thickness ( tf )	1.02
Web thickness ( tw )	0.66
Bottom flange width ( t2b )	13.5
Bottom flange thickness ( tfb )	1.02

Display Color ☐

OK

### Properties

Cross-section (axial) area  
Torsional constant  
Moment of Inertia about 3 axis  
Moment of Inertia about 2 axis  
Shear area in 2 direction  
Shear area in 3 direction

### Analysis Property Data

Mass per unit Volume  
Weight per unit Volume  
Modulus of Elasticity  
Poisson's Ratio  
Coeff of Thermal Expansion  
Shear Modulus

### Property Modifiers

Cross-section (axial) Area  
Shear Area in 2 direction  
Shear Area in 3 direction  
Torsional Constant  
Moment of Inertia about 2 axis  
Moment of Inertia about 3 axis  
Mass  
Weight

1  
1  
1  
1  
1  
1  
1  
1



1-  $[F] = [K] * [U], [U] = \text{INVERSE}[K] * [F], [U] = \dots$

2-Degree Of Freedom

Available or unavailable

Active

Restrained

Constrained

Null

3-object-based and finite element method

Element formation

**Joints**, also known as **nodal points** or **nodes**, are a fundamental part of every structural model. Joints perform a variety of functions:

- All elements are connected to the structure (and hence to each other) at the joints
- The structure is supported at the joints using Restraints and/or Springs
- Rigid-body behavior and symmetry conditions can be specified using Constraints that apply to the joints
- Concentrated loads may be applied at the joints
- Lumped (concentrated) masses and rotational inertia may be placed at the joints
- All loads and masses applied to the elements are actually transferred to the joints
- Joints are the primary locations in the structure at which the displacements are known (the supports) or are to be determined



Joints in the analysis model correspond to point objects in the structural-object model. Using the SAP2000, ETABS, SAFE, or CSiBridge graphical user interface, joints (points) are automatically created at the ends of each Line object and at the corners of each Area and Solid object. Joints may also be defined independently of any object.

Automatic meshing of objects will create additional joints corresponding to any elements that are created.

Joints may themselves be considered as elements. Each joint may have its own local coordinate system for defining the degrees of freedom, restraints, joint properties, and loads; and for interpreting joint output. In most cases, however, the global X-Y-Z coordinate system is used as the local coordinate system for all joints in the model. Joints act independently of each other unless connected by other elements.





There are six displacement degrees of freedom at every joint — three translations and three rotations. These displacement components are aligned along the local coordinate system of each joint.

Joints may be loaded directly by concentrated loads or indirectly by ground displacements acting through Restraints, spring supports, or one-joint (grounded) Link/Support objects.

Displacements (translations and rotations) are produced at every joint. Reaction forces and moments acting at each supported joint are also produced.



## Local Coordinate System

Each joint has its own **joint local coordinate system** used to define the degrees of freedom, Restraints, properties, and loads at the joint; and for interpreting joint output. The axes of the joint local coordinate system are denoted 1, 2, and 3. By default these axes are identical to the global X, Y, and Z axes, respectively. Both systems are right-handed coordinate systems.

The default local coordinate system is adequate for most situations. However, for certain modeling purposes it may be useful to use different local coordinate systems at some or all of the joints. This is described in the next topic.

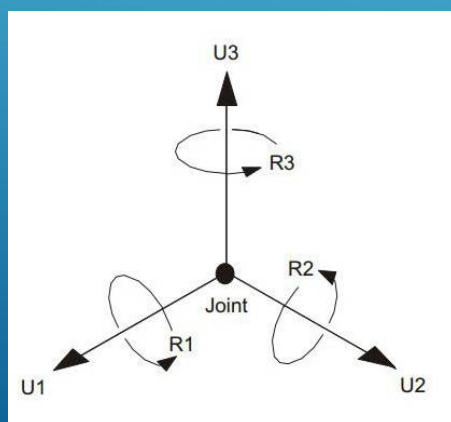
Joint local coordinate systems need only be defined for the affected joints. The **global system is used for all joints for which no local coordinate system is explicitly specified.**



## Degrees of Freedom

The deflection of the structural model is governed by the displacements of the joints. Every joint of the structural model may have up to six displacement components:

- The joint may translate along its three local axes. These translations are denoted  $U_1$ ,  $U_2$ , and  $U_3$ .
- The joint may rotate about its three local axes. These rotations are denoted  $R_1$ ,  $R_2$ , and  $R_3$ .



2-Degree Of Freedom

6A



Each degree of freedom in the structural model must be one of the following types:

- **Active** — the displacement is computed during the analysis
- **Restrained** — the displacement is specified, and the corresponding reaction is computed during the analysis
- **Constrained** — the displacement is determined from the displacements at other degrees of freedom
- **Null** — the displacement does not affect the structure and is ignored by the analysis
- **Unavailable** — the displacement has been explicitly excluded from the analysis





### Active Degrees of Freedom

All available degrees of freedom that are neither constrained nor restrained must be either active or null. The program will automatically determine the **active degrees of freedom** as follows:

- If any load or stiffness is applied along *any* translational degree of freedom at a joint, then all available translational degrees of freedom at that joint are made active unless they are constrained or restrained.
- If any load or stiffness is applied along *any* rotational degree of freedom at a joint, then all available rotational degrees of freedom at that joint are made active unless they are constrained or restrained.
- All degrees of freedom at a master joint that govern constrained degrees of freedom are made active.



Every active degree of freedom has an associated equation to be solved. If there are  $N$  active degrees of freedom in the structure, there are  $N$  equations in the system, and the structural stiffness matrix is said to be of order  $N$ . The amount of computational effort required to perform the analysis increases with  $N$ .

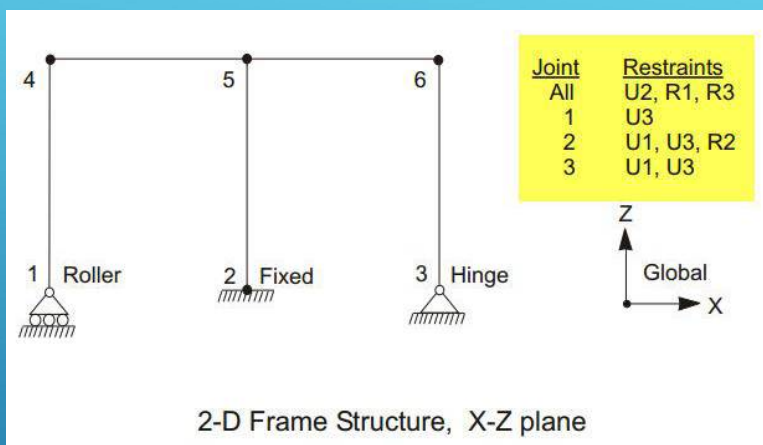
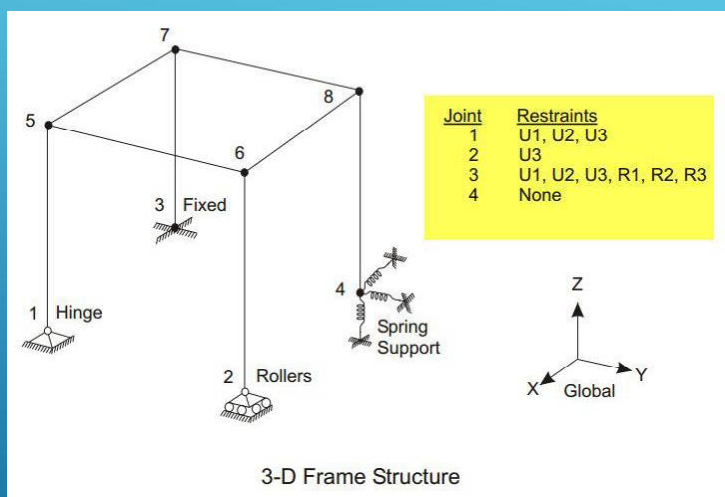
The load acting along each active degree of freedom is known (it may be zero). The corresponding displacement will be determined by the analysis.

If there are active degrees of freedom in the system at which the stiffness is known to be zero, such as the out-of-plane translation in a planar-frame, these must either be restrained or made unavailable. Otherwise, the structure is unstable and the solution of the static equations will fail.





## Degree Of Freedom





## Element Joint Force Output

The **element joint forces** are concentrated forces and moments acting at the joints of the element that represent the effect of the rest of the structure upon the element and that cause the deformation of the element. The moments will always be zero for the solid-type elements: Plane, Asolid, and Solid.

A positive value of force or moment tends to cause a positive value of translation or rotation of the element along the corresponding joint degree of freedom.

Element joint forces must not be confused with internal forces and moments which, like stresses, act *within* the volume of the element.

For a given element, the vector of element joint forces,  $f$ , is computed as:

$$f = K u - r$$

where  $K$  is the element stiffness matrix,  $u$  is the vector of element joint displacements, and  $r$  is the vector of element applied loads as apportioned to the joints. The element joint forces are always referred to the local axes of the individual joints. They are identified in the output as F1, F2, F3, M1, M2, and M3.



## Objects and Elements

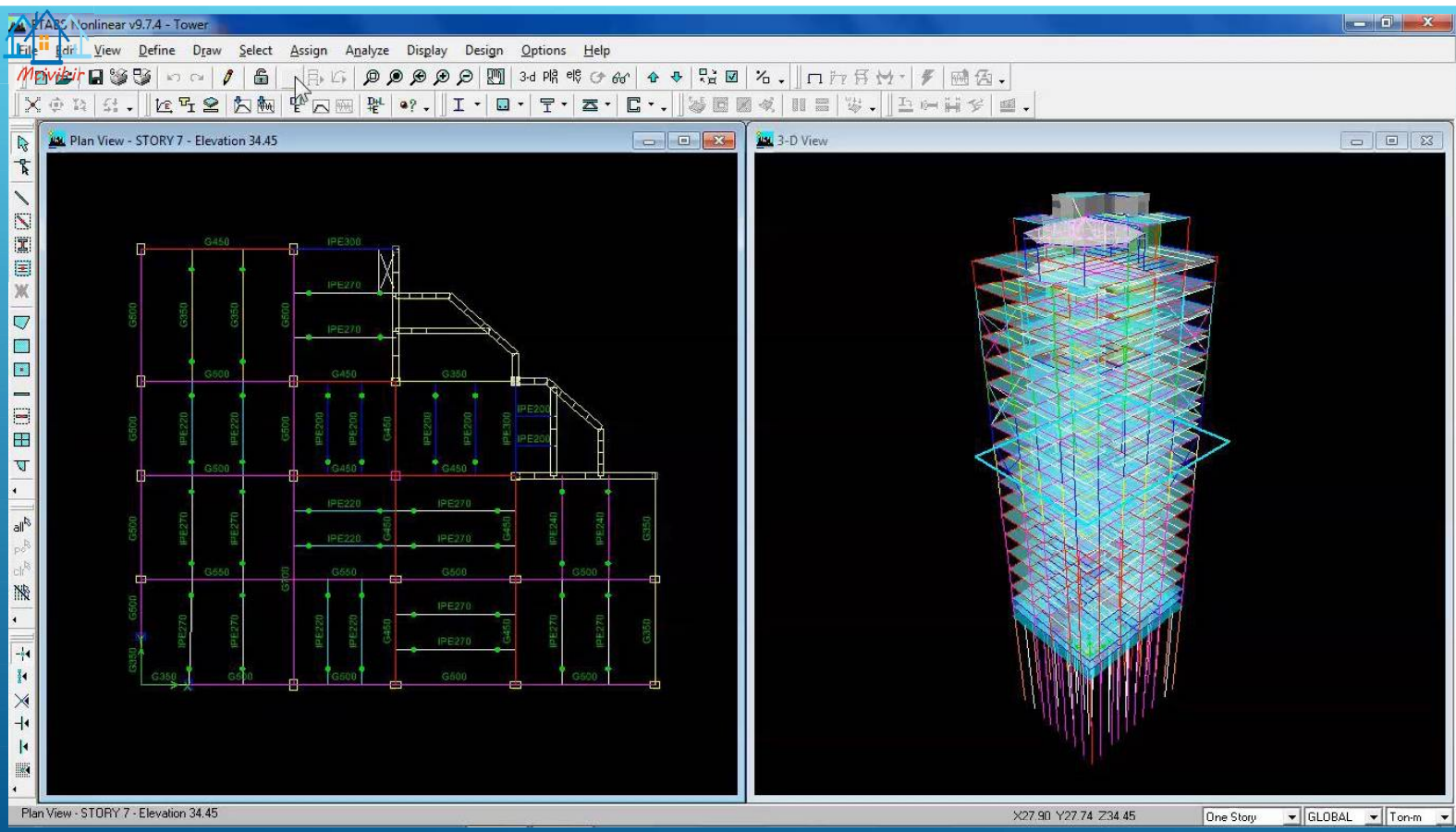
The physical structural members in a structural model are represented by objects. Using the graphical user interface, you “draw” the geometry of an object, then “assign” properties and loads to the object to completely define the model of the physical member. For analysis purposes, SAP2000 converts each object into one or more elements.




## 3 object-based and finite element method

When you run an analysis, SAP2000 automatically converts your object-based model into an element-based model that is used for analysis. This element-based model is called the analysis model, and it consists of traditional finite elements and joints (nodes). Results of the analysis are reported back on the object-based model.

You have control over how the meshing is performed, such as the degree of refinement, and how to handle the connections between intersecting objects. You also have the option to manually mesh the model, resulting in a one-to-one correspondence between objects and elements.








B E G I N   A N A L Y S I S			
MAXIMUM MEMORY BLOCK SIZE (BYTES)	=	64.000	MB
E L E M E N T   F O R M A T I O N			
NUMBER OF JOINT ELEMENTS FORMED	=	23463	
NUMBER OF SPRING ELEMENTS FORMED	=	621	
NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED	=	25731	
NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED	=	23773	
NUMBER OF CONSTRAINTS FORMED	=	76	
REDUCTION OF CONSTRAINTS AND RESTRAINTS:			
NUMBER OF			
CONSTRAINT MASTER DOF BEFORE REDUCTION	=	387	
COUPLED CONSTRAINT/RESTRAINT MASTER DOF	=	138	
CONSTRAINT MASTER DOF AFTER REDUCTION	=	249	
E Q U A T I O N   S O L U T I O N			
TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS	=	151380	
APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH	=	1016	
NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS	=	19	
MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS)	=	8388608	
SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES)	=	1.188	GB
NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE	=	151380	
NUMBER OF STATIC LOAD CASES	=	28	
NUMBER OF ACCELERATION LOADS	=	6	
NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS	=	0	

Element formation

VV





CURRENT P-DELTA ANALYSIS ITERATION	=	0
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS ALLOWED	=	5
CURRENT DISPLACEMENT MAGNITUDE	=	0.115616
B E G I N P - D E L T A I T E R A T I O N		
E L E M E N T F O R M A T I O N		
NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED	=	25731
NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED	=	23773
E Q U A T I O N S O L U T I O N		
TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS	=	151380
APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH	=	1016
NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS	=	19
MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS)	=	8388608
SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES)	=	1.188 GB
NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE	=	151380
NUMBER OF STATIC LOAD CASES	=	28
NUMBER OF ACCELERATION LOADS	=	6
NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS	=	0

VA



CURRENT P-DELTA ANALYSIS ITERATION = 1  
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS ALLOWED = 5

CURRENT DISPLACEMENT MAGNITUDE = 0.115572  
RELATIVE DISPLACEMENT CHANGE = 0.004965  
RELATIVE DISPLACEMENT TOLERANCE = 0.001000

ITERATION DID NOT CONVERGE

#### ELEMENT FORMATION

NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED = 25731  
NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED = 23773

#### EQUATION SOLUTION

TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 151380  
APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH = 1016  
NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS = 19  
MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS) = 8388608  
SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES) = 1.188 GB  
NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE = 151380  
NUMBER OF STATIC LOAD CASES = 28  
NUMBER OF ACCELERATION LOADS = 6  
NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS = 0



CURRENT P-DELTA ANALYSIS ITERATION	=	2
MAXIMUM NUMBER OF ITERATIONS ALLOWED	=	5
CURRENT DISPLACEMENT MAGNITUDE	=	0.115572
RELATIVE DISPLACEMENT CHANGE	=	5.94E-06
RELATIVE DISPLACEMENT TOLERANCE	=	0.001000

ITERATION CONVERGED

P - D E L T A   I T E R A T I O N   C O M P L E T E



## E I G E N   A N A L Y S I S

NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM	=	151380
NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM	=	46616
NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT	=	30
NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT	=	0
NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED	=	20
RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE	=	1.00E-07
FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME)	=	.000000
FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME)	=	.000000
NUMBER OF EIGEN MODES FOUND	=	30
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED	=	26

## R E S P O N S E - S P E C T R U M   A N A L Y S I S

NUMBER OF SPEC ANALYSES PERFORMED	=	8
-----------------------------------	---	---



**الف- تحلیل الاستیک:** در این روش تحلیل، کلیه نیروهای داخلی در مقاطع مختلف قطعات سازه با فرض الاستیک بودن رفتار مصالح و کوچک بودن تغییرشکل‌های ایجاد شده و بر اساس تئوری الاستیسیته تعیین می‌شوند. استفاده از این روش تحلیل برای بررسی و کنترل معیارهای طراحی هر دو حالت حدی مقاومت و بهره‌برداری مجاز است.

ب- تحلیل غیرالاستیک: در این روش تحلیل، کلیه نیروهای داخلی در مقاطع مختلف قطعات سازه با توجه به رفتارهای غیرالاستیک سازه تعیین می‌شوند. کاربرد این روش تحلیل فقط محدود به بررسی و کنترل معیارهای طراحی حالت‌های حدی مقاومت بوده و از آن نمی‌توان برای بررسی و کنترل معیارهای طراحی حالت‌های حدی بهره‌برداری استفاده کرد.

در روش تحلیل غیرالاستیک محدودیت‌های زیر باید تامین شوند.



- ۱- در اعضایی که در آنها احتمال تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، مقدار تنش تسلیم مصالح آنها نباید از ۴۵۰ مگاپاسکال بیشتر باشد.
- ۲- مقاطع اعضایی که تحت اثر نیروهای ترکیبی (نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی) قرار دارند و احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در بال و جان آنها وجود دارد، باید فشرده باشند.
- ۳- در اعضای محوری فشاری که در آنها امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، به منظور تامین شکل‌پذیری مورد نیاز مقاومت طراحی آنها نباید از  $0.75F_y A_g$  بیشتر در نظر گرفته شود.
- ۴- تامین مهارهای جانبی در محل‌های تشکیل مفاصل پلاستیک الزامی است.
- ۵- تنش تسلیم در کلیه اعضا و اتصالات باید با ضریب  $0.9$  کاهش داده شوند، مگر آنکه در تحلیل غیرالاستیک مطابق فصل ۱۰-۲ از روش‌های دیگری نظیر کاهش مدول الاستیسیته استفاده شده باشد.

۱۰-۱-۴-۲ از نظر این مبحث، مدول الاستیسیته (ضریب ارتجاعی) مصالح فولادی (E) مساوی  $2 \times 10^5$  مگاپاسکال در نظر گرفته می‌شود.

۱۰-۱-۴-۳ از نظر این مبحث، ضریب پواسون مصالح فولادی (ν) مساوی  $0.3$  در نظر گرفته می‌شود.

#### ۱۰-۱-۸ ضوابط طراحی لرزه‌ای

در طراحی لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای مشمول این مبحث، رعایت ضوابط طراحی لرزه‌ای مطابق مقررات و الزامات فصل ۱۰-۳ این مبحث الزامی است.



## بخش دوم

۱۰-۲: الزامات طراحی حالت حدی مقاوم



الزامات این فصل عمدتاً بر اساس تأمین الزامات حالت‌های حدی مقاومت تنظیم گردیده است. برای تأمین الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری در تحلیل و طراحی، الزامات بخش ۱۰-۲-۱۰ باید توأم با معلومات و قضاوت مهندسی جهت تأمین ضروریات شرایط بهره‌برداری مناسب به کار گرفته شود.

مقررات این فصل تحت عناوین زیر ارائه می گردد.

- ۱۰-۲-۱ الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری
- ۱۰-۲-۲ الزامات مقاطع اعضای فولادی
- ۱۰-۲-۳ الزامات طراحی اعضا برای نیروی کششی
- ۱۰-۲-۴ الزامات طراحی اعضا برای نیروی فشاری
- ۱۰-۲-۵ الزامات طراحی اعضا برای لنگر خمشی
- ۱۰-۲-۶ الزامات طراحی اعضا برای نیروی برشی

- ۱۰-۲-۷ الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و ترکیب لنگر پیچشی با سایر نیروها
- ۱۰-۲-۸ الزامات طراحی اعضا با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۹ الزامات طراحی اتصالات
- ۱۰-۲-۱۰ الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری در تحلیل و طراحی





# الزامات تحلیل و تامین پایداری

در نرم افزارهای *Etabs & Sap*

## عوامل موثر در آنالیز پایداری سازه های فولادی





Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L /	240.
Total-Camber Limit, L /	240.
DL Limit, abs	2.54
Super DL+LL Limit, abs	2.54
Live Load Limit, abs	2.54
Total Limit, abs	2.54
Total-Camber Limit, abs	2.54
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	1.05
Maximum Auto Iteration	1

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	Direct Analysis
Stiffness Reduction Method	Effective Length
Phi(Bending)	Limited 1st Order
Phi(Compression)	0.9

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	General 2nd Order
Phi(Bending)	Amplified 1st Order
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75

Options >  
preferences >  
steel frame  
design

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
Phi(Bending)	Tau-b Variable
Phi(Compression)	Tau-b Fixed
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75

الزامات تحلیل و تاین پایداری

در نرم افزار



Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System Ri	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	Direct Analysis
Stiffness Reduction Method	Effective Length
Phi(Bending)	Limited 1st Order
Phi(Compression)	0.9


الزامات تحلیل و تاین پایداری  
در نرم افزار  
۱- روش تحلیل



Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	General 2nd Order
Phi(Bending)	Amplified 1st Order
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75

الزلات تحلیل و تاین پایداری  
در نرم افزار

۲- آثار مرتبه دوم



Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
Phi(Bending)	Tau-b Variable
Phi(Compression)	Tau-b Fixed
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75

الزامات تحلیل و تاین پایداری  
در نرم افزار

۳- کاهش سختی





# الزامات تحلیل و تأمین پایداری

در بحث دهم

## ۱-۲-۱۰ الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری

این بخش به الزامات عمومی تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن می‌پردازد. مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱-۱-۲-۱۰ الزامات عمومی
- ۲-۱-۲-۱۰ آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\Delta$  و  $P-\delta$ )
- ۳-۱-۲-۱۰ دسته‌بندی سیستم‌های قاب‌بندی شده و طول موثر کمانشی اعضا
- ۴-۱-۲-۱۰ روش‌های تحلیل مرتبه دوم
- ۵-۱-۲-۱۰ الزامات تحلیل و طراحی

### ۱۰-۲-۱ الزامات عمومی

تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن از الزامات تحلیل و طراحی است. مطابق الزامات این بخش، پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن در صورتی تأمین می‌شود که آثار ذکر شده در زیر به نحو مؤثری در تحلیل و طراحی آنها لحاظ شده باشد.

- (۱) تغییرشکل‌های محوری، خمشی و برشی اعضای سازه و تغییرشکل‌های سایر اجزا (نظیر اتصالات) که در جابجایی سازه موثرند.
- (۲) آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\delta$  و  $P-\Delta$ )
- (۳) نواقص هندسی (شامی کجی و ناشاقولی)
- (۴) کاهش سختی اعضا ناشی از رفتار غیر الاستیک عمدتاً در اثر تنش‌های پسماند
- (۵) عدم اطمینان در برآورد سختی و مقاومت



## الزامات تحلیل و تامین پایداری

الزامات عمومی :

۱- تغییر شکل ها

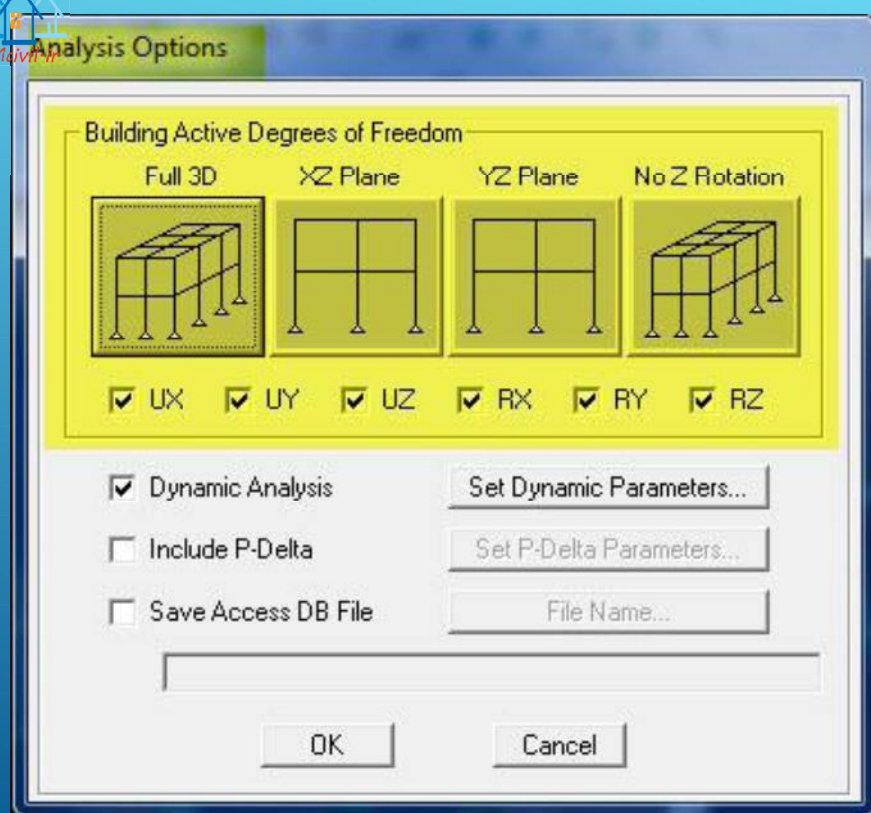
۲- آثار مرتبه دوم

۳- نواقص هندسی

۴- کاهش سختی

۹۹

۵- عدم اطمینان در بر آورد سختی و مقاومت



الزامات تحلیل و تاین  
پایداری  
در نرم افزار

۱- لحاظ شدن تغییر شکل؛  
درجات آزادی سازه



**Assign Frame Releases**

Frame Releases	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Torsion	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Moment 22 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Moment 33 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		

☐ No Releases

OK Cancel

الزامات تحلیل و تامين پایداری  
در نرم افزار

۱- لحاظ شدن تغییر شکل ها

در جهات آزادی سازه



Wall/Slab Section

Section Name

Material

Thickness

Membrane

Bending

Type

☒ Shell ☐ Membrane ☐ Plate

☐ Thick Plate

Load Distribution

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color ☐

OK Cancel

الزامات تحلیل و تائید پایداری  
در نرم افزار

۱- لحاظ شدن تغییر شکل ها  
تغییر شکل برشی

### ۱۰-۲-۱ الزامات عمومی

تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن از الزامات تحلیل و طراحی است. مطابق الزامات این بخش، پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن در صورتی تأمین می‌شود که آثار ذکر شده در زیر به نحو مؤثری در تحلیل و طراحی آنها لحاظ شده باشد.

- (۱) تغییرشکل‌های محوری، خمشی و برشی اعضای سازه و تغییرشکل‌های سایر اجزا (نظیر اتصالات) که در جابجایی سازه موثرند.
- (۲) آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\delta$  و  $P-\Delta$ )
- (۳) نواقص هندسی (شامی کجی و ناشاقولی)
- (۴) کاهش سختی اعضا ناشی از رفتار غیر الاستیک عمدتاً در اثر تنش‌های پسماند
- (۵) عدم اطمینان در برآورد سختی و مقاومت



## الزامات تحلیل و تامین پایداری

الزامات عمومی :

۱- تغییر شکل ها

۲- آثار مرتبه دوم

۳- نواقص هندسی

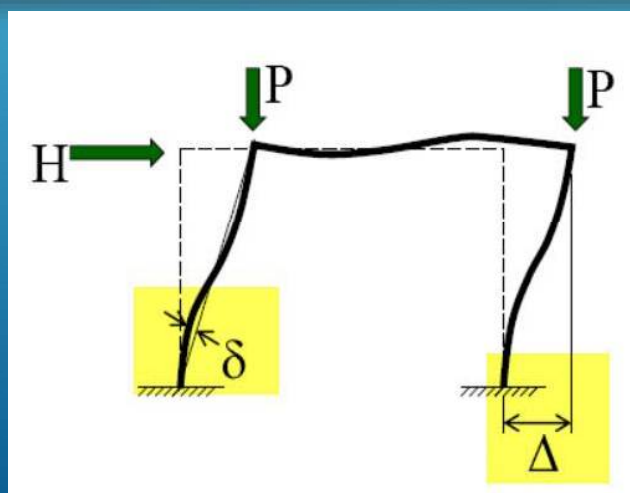
۴- کاهش سختی

۱۰۴

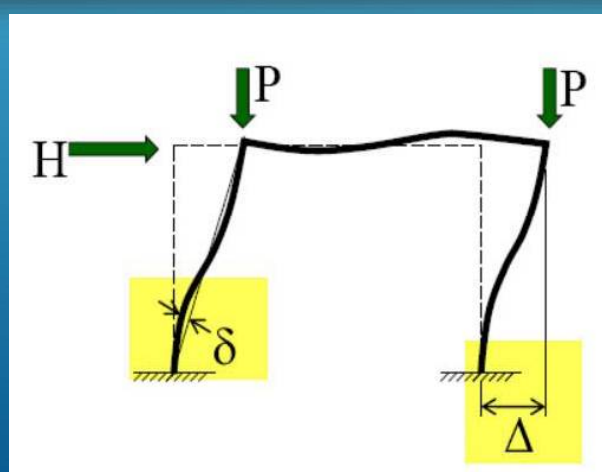
۵- عدم اطمینان در بر آورد سختی و مقاومت

## ۲-۱-۲-۱۰ آثار مرتبه دوم $P-\delta$ و $P-\Delta$

**الف) آثار مرتبه دوم  $P-\delta$ :** آثار  $P-\delta$  به آثار اضافی بارها به علت وجود انحنا در عضو مربوط می‌شود. این آثار سبب ایجاد لنگرهای خمشی اضافی می‌شوند که به علت عدم انطباق مرکز سطح مقطع بر خطی که دو انتهای بخشی از طول عضو را به هم وصل می‌کند، به وجود می‌آیند.

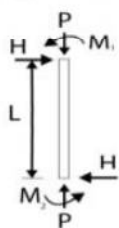


ب) آثار مرتبه دوم  $P-\Delta$ : آثار  $P-\Delta$  به آثار اضافی بارها به علت تغییرمکان جانبی نسبی اعضا مربوط می‌شود و سبب ایجاد نیروهای اضافی داخلی می‌شوند که در مقاطع اعضا به علت برون‌محوری ناشی از تغییرمکان جانبی یک انتهای عضو نسبت به انتهای دیگر آن به وجود می‌آیند. تغییرمکان جانبی نسبی دو انتهای عضو ممکن است به علت بارهای قائم یا بارهای جانبی یا ترکیبی از آنها باشد.

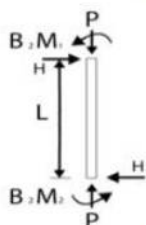
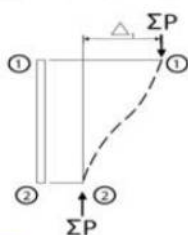


## اثرات مرتبه دوم

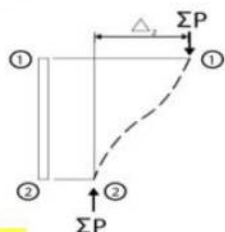
در طراحی اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی باید اثرات مرتبه دوم ناشی از تغییرشکل‌های جانبی عضو در نظر گرفته شود. اثر مرتبه دوم، به وجود آمدن لنگر خمشی ثانوی، ناشی از بارهای محوری به علت تغییرشکل‌های جانبی عضو است



الف) آثار مرتبه اول



ب) آثار مرتبه دوم

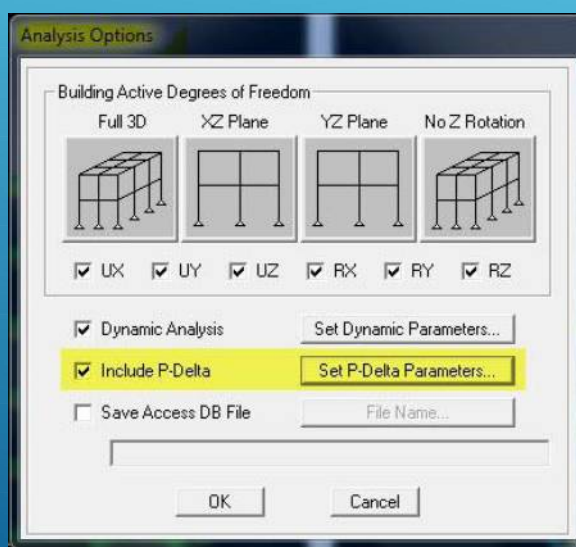
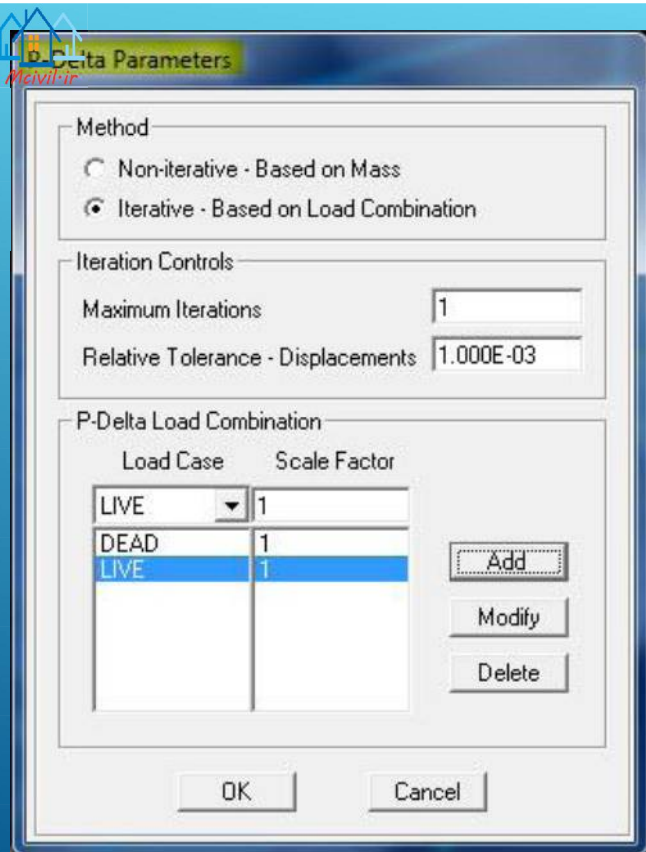


اصل سوپرپوزیشن قابل استفاده نیست



الزامات تحلیل و تاین پایداری  
در نرم افزار

۲-  $P-\Delta$



### ۱۰-۲-۱ الزامات عمومی

تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن از الزامات تحلیل و طراحی است. مطابق الزامات این بخش، پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن در صورتی تأمین می‌شود که آثار ذکر شده در زیر به نحو مؤثری در تحلیل و طراحی آنها لحاظ شده باشد.

- (۱) تغییرشکل‌های محوری، خمشی و برشی اعضای سازه و تغییرشکل‌های سایر اجزا (نظیر اتصالات) که در جابجایی سازه موثرند.
- (۲) آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\delta$  و  $P-\Delta$ )
- (۳) نواقص هندسی (شامی کجی و ناشاقولی)
- (۴) کاهش سختی اعضا ناشی از رفتار غیر الاستیک عمدتاً در اثر تنش‌های پسماند
- (۵) عدم اطمینان در برآورد سختی و مقاومت



## الزامات تحلیل و تامین پایداری

الزامات عمومی :

۱- تغییر شکل ها

۲- آثار مرتبه دوم

۳- نواقص هندسی

۴- کاهش سختی

۵- عدم اطمینان در بر آورد سختی و مقاومت




نواقص هندسی شامل آثار کجی و ناشاقولی هندسی می باشند که به دلیل اینکه در هر روش تحلیل، ضوابط خاص آن روش تحلیل را به خود می گیرند در بحث روش های تحلیل مورد بحث قرار خواهند گرفت.



**۴- کاهش سختی**

**۵- عدم اطمینان در بر آورد سختی و مقاومت**

**در بخش روش های تحلیل مورد بحث قرار خواهند گرفت.**



Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
Phi(Bending)	Tau-b Variable
Phi(Compression)	Tau-b Fixed
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75

الزامات تحلیل و تاین پایداری  
در نرم افزار

۳- کاهش سختی



### ۱-۲-۱۰ الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری

این بخش به الزامات عمومی تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن می‌پردازد. مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱-۱-۲-۱۰ الزامات عمومی
- ۲-۱-۲-۱۰ آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\delta$  و  $P-\Delta$ )
- ۳-۱-۲-۱۰ دسته‌بندی سیستم‌های قاب‌بندی شده و طول موثر کمانشی اعضا
- ۴-۱-۲-۱۰ روش‌های تحلیل مرتبه دوم
- ۵-۱-۲-۱۰ الزامات تحلیل و طراحی



# سیستم های قاب بندی شده و طول موثر کمانشی اعضا

### ۱۰-۲-۱-۳ دسته‌بندی سیستم‌های قاب‌بندی شده و طول موثر کمانشی اعضا

در این بخش سیستم‌های قاب‌بندی شده به شرح زیر دسته‌بندی می‌شوند.

- قاب‌های مهارشده
- قاب‌های مهارنشده
- قاب‌های ثقلی

#### ۱۰-۲-۱-۳-۱ قاب‌های مهار شده و طول موثر کمانشی اعضا

قاب‌های مهار شده به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آنها پایداری جانبی و مقاومت در برابر بارهای جانبی به سختی خمشی ستون‌ها وابسته نبوده و در آنها حرکت جانبی قاب با تکیه کردن بر مهاربندی‌های مورب، دیوارهای برشی و یا به شیوه‌های مشابه مقید می‌شود. در این گونه قاب‌ها، ضریب طول موثر ( $K$ ) برای اعضای فشاری باید برابر  $1/0$  در نظر گرفته شود مگر آن که تحلیل دقیق مقدار کمتری را تعیین نماید. در این مبحث تعیین طول موثر کمانش اعضا فشاری قاب‌های مهار شده بر اساس روش ارائه شده در پیوست ۱ این مبحث مجاز است.

### ۱۰-۲-۱-۳-۲ قاب‌های مهارنشده و طول موثر کمانشی اعضا

قاب‌های مهارنشده به قاب‌هایی گفته می‌شوند که سختی خمشی ستون‌ها در پایداری جانبی و مقاومت قاب‌ها در برابر بارهای جانبی سهم می‌باشد. ضریب طول موثر ( $K$ ) در این نوع قاب‌ها باید با استفاده از تحلیل کمانشی به دست آید و هیچ‌گاه نباید کوچکتر از ۱/۰ در نظر گرفته شود. در این مبحث می‌توان ضریب طول موثر اعضای فشاری قاب‌های مهار نشده را از رابطه ۱۰-۲-۱-۱ و یا بر اساس روش ارائه شده در پیوست ۱ این مبحث، تعیین نمود.

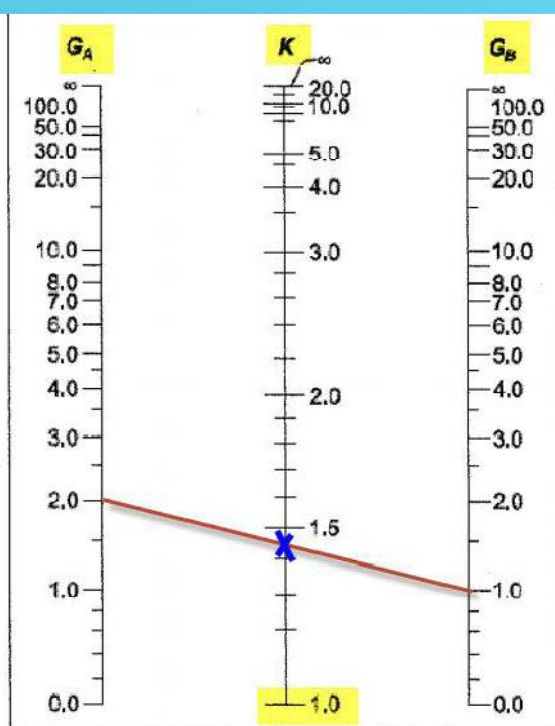
$$K = \sqrt{\frac{1/6 G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7/5}{G_A + G_B + 7/5}} \geq 1/0 \quad (10-2-1-1)$$

### پ-۱-۳ ضریب طول موثر اعضاء فشاری قاب‌های مهارنشده

همانطور که در بخش ۱۰-۲-۱-۳-۲ عنوان شد، ضریب طول موثر اعضاء فشاری قاب‌های مهارنشده را می‌توان با تقریب قابل قبولی از رابطه ۱۰-۲-۱-۱ تعیین نمود. مطابق الزامات این پیوست بجای استفاده از رابطه ۱۰-۲-۱-۱ می‌توان مقدار ضریب طول موثر ( $K$ ) اعضاء فشاری قاب‌های مهار نشده را از رابطه پ-۱-۴ و یا نمودار شکل پ-۱-۲ نیز محاسبه نمود.

$$\frac{[G_A G_B (\pi/K)^2 - 36]}{6(G_A + G_B)} - \frac{\pi/K}{tg(\frac{\pi}{K})} = . \quad (\text{پ-۱-۴})$$





شکل پ-۱-۲ ضریب طول موثر ( $K$ ) اعضای فشاری قاب‌های مهارنشده بر حسب  $G_A$  و  $G_B$

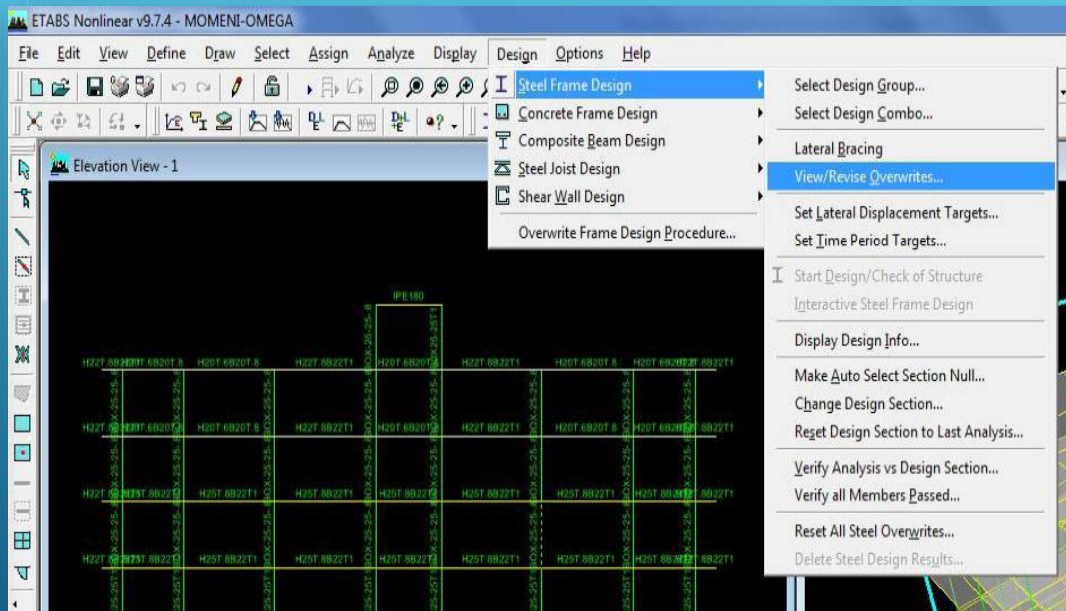
نموگراف ضریب طول موثر  
مطابق پیوست یک مبحث ده :



## اعمال ضریب طول موثر (k) در نرم افزار

Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

Current Design Section	BOX-25-25-8
Frame Type	SMF
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L /	240.
Total-Camber Limit, L /	240.
DL Limit, abs	2.54
Super DL+LL Limit, abs	2.54
Live Load Limit, abs	2.54
Total Limit, abs	2.54
Total-Camber Limit, abs	2.54
Specified Camber	0.
Live Load Reduction Factor	0.868
Net Area to Total Area Ratio	1.
Unbraced Length Ratio(Major)	0.9182
Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9182
Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9182
Effective Length Factor (K Major)	1.5758
Effective Length Factor (K Minor)	1.6859
Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
Effective Length Factor (K LTB)	1.6859



**تبصره:** هرگاه نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر حاصل از تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر ناشی از تحلیل مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب  $B_2$  در

تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، برای تمام طبقات هر نوع سیستم سازه‌ای کمتر یا مساوی ۱/۱ باشد، کلیه قاب‌های آن سیستم سازه‌ای را می‌توان به عنوان قاب‌های مهارشده تلقی نموده و در نتیجه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۳-۱ ضریب طول موثر ( $K$ ) برای اعضای فشاری کلیه قاب‌های این نوع سیستم‌های سازه‌ای را برابر یک در نظر گرفت.

Amplitude 1<sup>st</sup> order :

If  $[(\Delta s_2 / \Delta s_1) \sim B_2 \text{ In all stories for any structural system}] \leq 1.1$   
→  $k=1$

### ۱۰-۲-۱-۳-۳ قاب‌های ثقلی

قاب‌های ثقلی به قاب‌هایی گفته می‌شوند که سختی جانبی آنها در مقایسه با سختی جانبی سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی بسیار ناچیز بوده و فقط برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند. ستون‌های موجود در قاب‌های ثقلی باید بر اساس طول واقعی ستون ( $K=1$ ) طراحی شوند. پایداری جانبی قاب‌های ثقلی باید از طریق قاب‌های خمشی، قاب‌های مهار بندی شده، دیوارهای برشی و یا سایر سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی، تأمین شود. آثار  $P-\Delta$  ناشی از بار وارده بر ستون‌های قاب‌های ثقلی باید به سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی منتقل شده و در تعیین مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی اعضای سیستم‌های باربر جانبی مورد توجه قرار گیرند.

### ۱-۲-۱۰ الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری

این بخش به الزامات عمومی تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن می‌پردازد. مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱-۱-۲-۱۰ الزامات عمومی
- ۲-۱-۲-۱۰ آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\delta$  و  $P-\Delta$ )
- ۳-۱-۲-۱۰ دسته‌بندی سیستم‌های قاب‌بندی شده و طول موثر کمانشی اعضا
- ۴-۱-۲-۱۰ روش‌های تحلیل مرتبه دوم
- ۵-۱-۲-۱۰ الزامات تحلیل و طراحی

### ۱-۲-۱۰ الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری

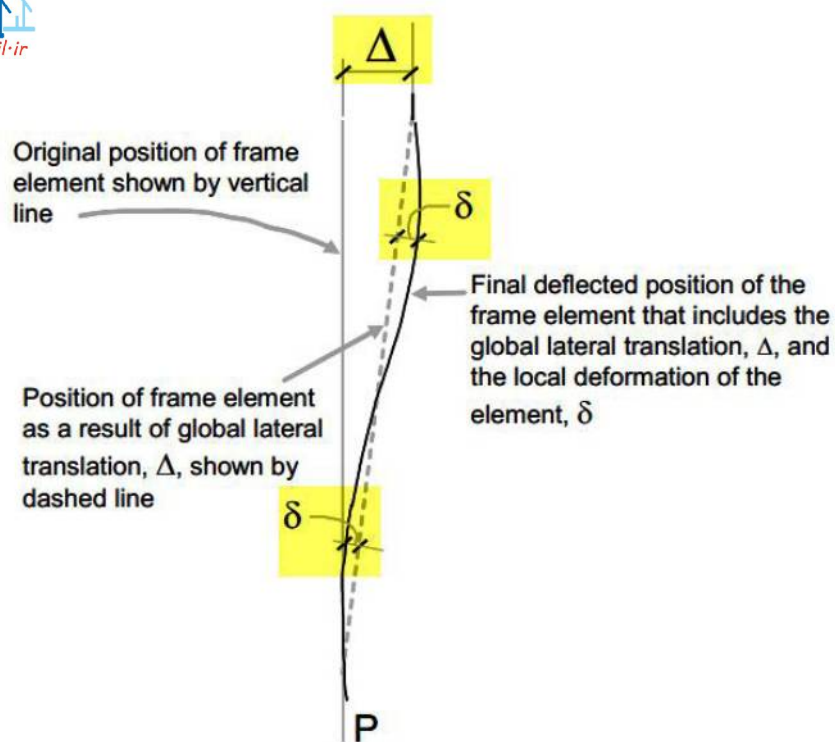
این بخش به الزامات عمومی تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن می‌پردازد. مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد:

- ۱-۱-۲-۱۰ الزامات عمومی
- ۲-۱-۲-۱۰ آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\delta$  و  $P-\Delta$ )
- ۳-۱-۲-۱۰ دسته‌بندی سیستم‌های قاب‌بندی شده و طول موثر کمانشی اعضا
- ۴-۱-۲-۱۰ روش‌های تحلیل مرتبه دوم
- ۵-۱-۲-۱۰ الزامات تحلیل و طراحی





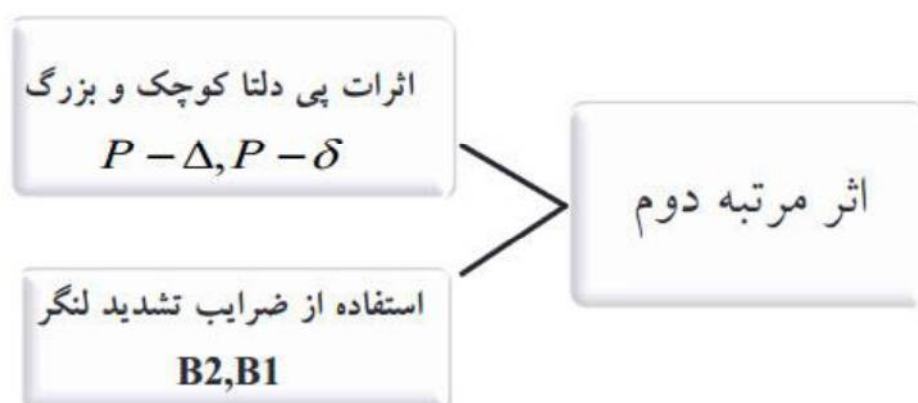
# روش‌های تحلیل مرتبه دوم



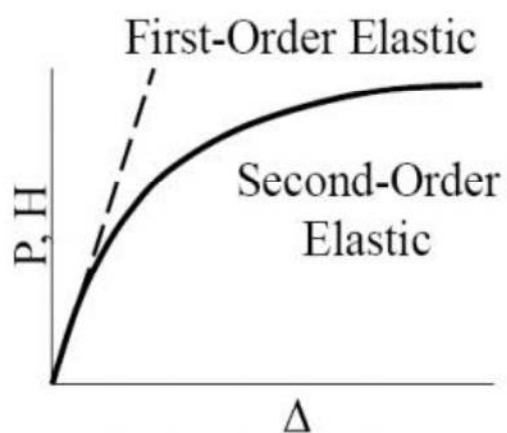
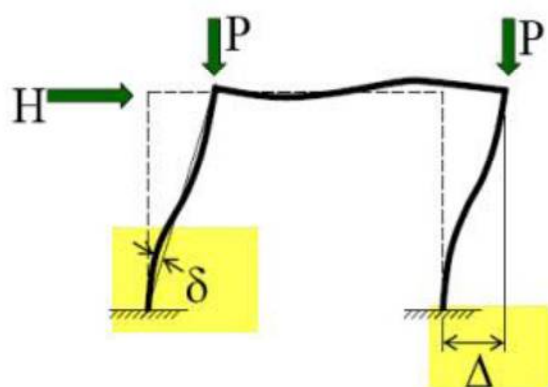
*Figure 2-1 System sway and element order effects*

## ب) انواع روش های لحاظ اثر مرتبه دوم

### Second Order Effects



ب-۱) روش عمومی مرتبه دوم  $P - \Delta, P - \delta$



برای سازه تحت بار جانبی قرار دارد تحت  $P-\Delta$  مجموع لنگر در حالت رفتار ارتجاعی برابر است با:

$$M_i + \Delta M_i = M_i + P_i \Delta_{wi} = M_i(1 + \theta_i)$$

از طرف دیگر، لنگر اضافی  $\Delta M_i$ ، خود ایجاد یک تغییر مکان اضافی در طبقه  $i$  می‌کند که این تغییر مکان نیز به نوبه خود اثرهای  $P-\Delta$  و در نتیجه لنگر اضافی جزئی‌تری را ایجاد می‌کند. لنگر طبقه در نهایت برابر خواهد بود با:

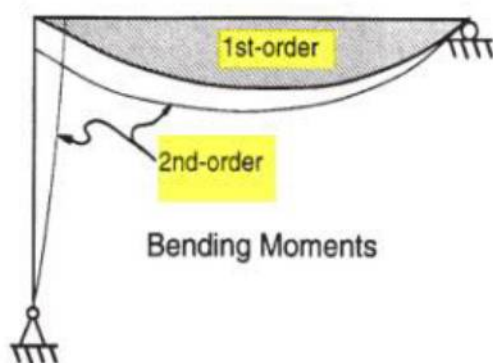
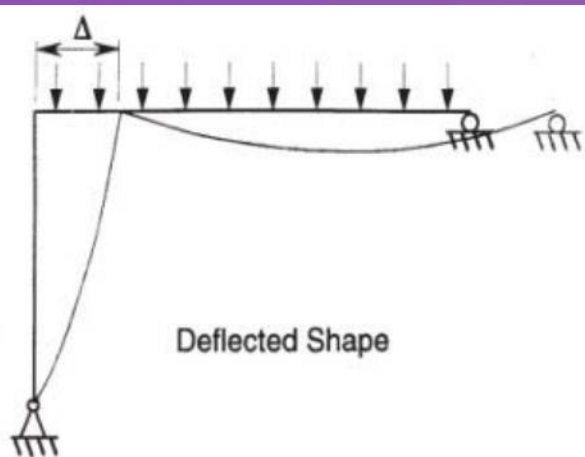
$$M_{ip\Delta} = M_i(1 + \theta_i + \theta_i^2 + \theta_i^3 \dots) = M_i \left( \frac{1}{1 - \theta_i} \right)$$

$$V_{ip\Delta} = V_i \left( \frac{1}{1 - \theta_i} \right)$$

همین‌طور در محاسبه برش معادل طبقه با منظور کردن اثرات  $P-\Delta$  داریم:



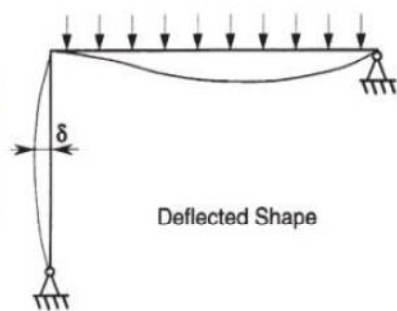
Moval.ir



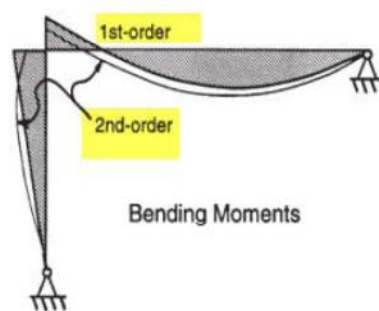
$: P - \Delta$



نیاز به تعریف حداقل یک  
یا چند گره میانی



Deflected Shape



Bending Moments

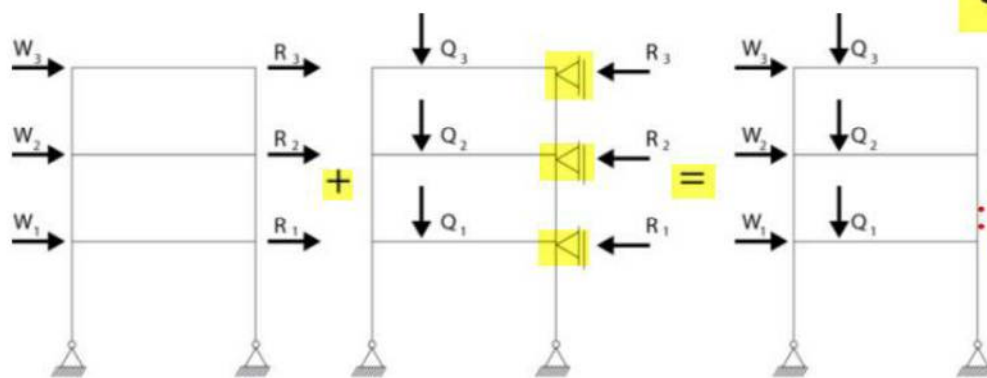
(b) sway restrained

$$: P - \delta$$

## ب-۲) روش مرتبه اول تشدید یافته

الف) قاب بدون حرکت جانبی

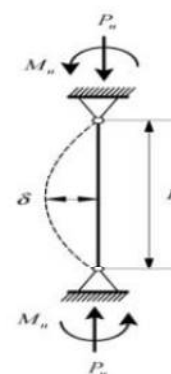
$P - \delta$



(ب) تحلیل با انتقال جانبی

(ب) تحلیل بدون انتقال جانبی

(الف) قاب خمشی مهار نشده



$$M_{\max} = M_0 + P(y_0 + y_1) = A_m M_0 \rightarrow A_m = \frac{C_m}{1 - P/P_e}$$



در AISC-ASD89 : به صورت ضریب تشدید در روابط کنترل ترکیب تنش ها ناشی از خمش:

$$\text{برای مثال اگر } (f_a/F_a) > 0.15 \rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \delta_x + \frac{f_{by}}{F_{by}} \delta_y \leq 1 \quad \delta = \frac{C_m}{1 - f_a/F_e'}$$

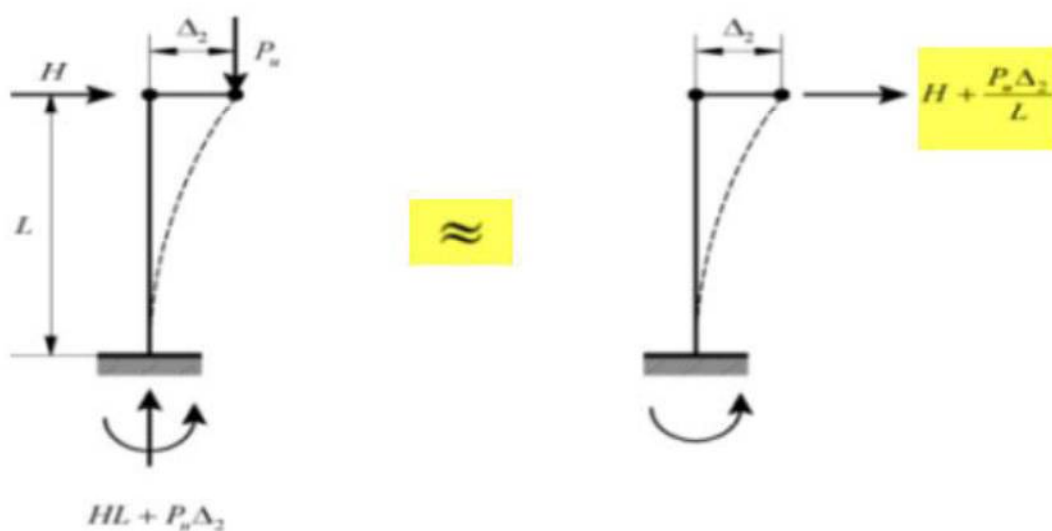
در AISC-360-05 تشدید نیروها با استفاده از ضرایب **B<sub>1</sub>**:

$$B_1 = \frac{C_m}{\left[1 - \frac{\alpha P}{P_{e1}}\right]} \geq 1$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

## ب) قاب با حرکت جانبی $\Delta - P$ :



$$M = HL \quad , \quad \Delta_1 = \frac{HL^3}{3EI}$$

$$\Delta_2 = \frac{(H + \frac{P_u \Delta_2}{L})L^3}{3EI} = \frac{HL^3}{3EI} \left( 1 + \frac{P_u \Delta_2}{HL} \right) \rightarrow \Delta_2 = \Delta_1 + \frac{P_u \Delta_1 \Delta_2}{HL}$$

$$\Delta_1 = \left( 1 - \frac{P_u \Delta_2}{EL} \right) \Delta_2 \rightarrow \Delta_2 = \frac{\Delta_1}{\left( 1 - \frac{P_u \Delta_1}{HL} \right)} = (AF) \Delta_1$$



برای حالتی که قاب دارای انتقال جانبی است ضریب تشدید کننده برابر خواهد بود:

$$AF = \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u \Delta_1}{HL}\right)} = \frac{1}{1 - \theta_i}$$

در AISC-ASD89 به صورت لحاظ اثر  $P - \Delta$ :

در AISC-360-05 تشدید نیروها با استفاده از ضرایب  $B_2$ :

$$B_2 = \frac{1}{\left[1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}\right]} \geq 1$$

$$\sum P_{e2} = R_M (\sum H) L / \Delta_H$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

## نحوه تعیین ضریب B<sub>2</sub>:

• در روش عمومی تحلیل  $P-\Delta$

$$AF = \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u \Delta_1}{HL}\right)} \rightarrow M_{ip\Delta} = M_i (1 + \theta_i + \theta_i^2 + \theta_i^3 \dots) = M_i \left( \frac{1}{1 - \theta_i} \right)$$

• و در روش تشدید لنگر با لحاظ تنها اثر  $P-\Delta$

$$B_2 = \frac{1}{\left[ 1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}} \right]}$$

$$M_r \approx B_2 M_{lt} = M_{lt} \left( \frac{1}{1 - \alpha \theta_i} \right)$$

$$LRFD : \quad \alpha = 1$$



در مبحث دهم ویرایش سال ۸۷:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_m} \theta_{\max}} \xrightarrow{\theta_{\max} = 0.25} \left\{ \begin{array}{l} \text{Braced - Frame} \xrightarrow{R_m = 1} B_2 = 1.33 \\ \text{Moment \& Dual - Frame} \xrightarrow{R_m = 0.85} B_2 = 1.42 \end{array} \right\}$$

$$P_e = \left( 1 - 0.15 \frac{P_{mf}}{P} \right) \frac{HL}{\Delta_H}$$

در مبحث دهم ویرایش سال ۹۲:

## پ-۲-۱ محدودیت تحلیل

استفاده از این روش تحلیل فقط به سازه‌هایی که در آنها بارهای ثقیلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، محدود می‌گردد. برای سایر سازه‌ها، استفاده از این روش تحلیل به شرطی مجاز است که در آنها آثار  $P-\Delta$  از طریق سایر روش‌های تحلیلی مرتبه دوم لحاظ شده باشد که برای این نوع سازه‌ها استفاده از این روش تحلیل برای لحاظ نمودن آثار  $P-\delta$  مجاز است.

## پ-۲-۲ نحوه محاسبه مقاومت‌های مورد نیاز

در این روش تحلیل، مقاومت‌های خمشی مرتبه دوم مورد نیاز ( $M_u$ ) و مقاومت‌های محوری مرتبه دوم مورد نیاز ( $P_u$ ) برای تمامی اعضای کلیه سیستم‌های سازه‌ای باید از طریق روابط زیر تعیین گردند.

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (\text{پ-۲-۱})$$

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (\text{پ-۲-۲})$$



$B_1 =$  ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر  $P-\delta$ . این ضریب باید برای هر عضو تحت اثر نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی و یا تحت اثر توام آنها در هر راستای خمشی عضو مطابق بخش پ-۲-۱ به طور جداگانه محاسبه گردد. برای اعضای که در معرض نیروی محوری فشاری قرار ندارند، این ضریب باید برابر یک منظور گردد.

$B_2 =$  ضریب تشدید برای در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$ . این ضریب باید برای هر طبقه ساختمان و در هر راستای تغییر مکان جانبی طبقه مطابق بخش پ-۲-۲ به طور جداگانه محاسبه گردد.



$M_{nt}$  = لنگر خمشی مرتبه اول برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد. (مطابق

بخش پ-۲-۳)

$M_{lt}$  = لنگر خمشی مرتبه اول فقط به علت انتقال جانبی (مطابق بخش پ-۲-۳)

$M_u$  = مقاومت خمشی مرتبه دوم مورد نیاز.

$P_{nt}$  = نیروی محوری مرتبه اول برای حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده باشد. (مطابق

بخش پ-۲-۳)

$P_{lt}$  = نیروی محوری مرتبه اول فقط به علت انتقال جانبی (مطابق بخش پ-۲-۳)

$P_u$  = مقاومت محوری مرتبه دوم مورد نیاز

### پ-۲-۲-۱ ضریب تشدید $B_1$

ضریب تشدید  $B_1$  برای اعضای که در معرض نیروی محوری فشاری قرار دارند، با استفاده از رابطه زیر تعیین می گردد:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})}$$

(پ-۲-۳)

که در آن:

$C_m$  = ضریبی است که به شرح زیر در حالتی که از انتقال جانبی قاب جلوگیری شده است، تعیین میگردد.

(۱) برای تیر ستون‌های فاقد هر نوع بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحه خمشی:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (\text{پ-۲-۴})$$

که در آن  $M_1$  و  $M_2$  لنگرهای خمشی مرتبه اول دو انتهای ناحیه مهار نشده عضو مورد نظر در صفحه خمشی بوده و  $|M_1| \leq |M_2|$  می‌باشد. در رابطه پ-۲-۴ در صورتی که انحنای عضو به علت لنگرهای  $M_1$  و  $M_2$  ساده باشد نسبت  $\frac{M_1}{M_2}$  منفی و در صورتی که انحنای عضو به علت لنگرهای  $M_1$  و  $M_2$  مضاعف باشد، نسبت  $\frac{M_1}{M_2}$  مثبت است.





(۲) برای تیر ستون هایی که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای آنها در صفحه خمش قرار دارند مقدار  $C_m$  را می توان به طور محافظه کارانه برابر یک فرض نمود مگر آن که تحلیل دقیق مقدار کمتری را تعیین نماید.

$P_{e1}$  = مقاومت کمانش بحرانی الاستیک عضو در صفحه خمش بوده و با فرض عدم انتقال جانبی قاب از رابطه زیر تعیین می گردد.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 (EI)^*}{(K_1 L)^2}$$

(پ-۲-۵)

که در آن:

- صلبیت خمشی کاهش یافته عضو برای حالتی که برای تأمین الزامات طراحی از روش تحلیل مستقیم استفاده شده باشد ( $EI^* = 0.8 \tau_b EI$ ) که در آن  $\tau_b$  در بخش ۵-۱-۲-۱۰ تعریف شده است)
- صلبیت خمشی کاهش نیافته ( $EI$ ) برای حالتی که برای تأمین الزامات طراحی از روش طول موثر و یا روش تحلیل مرتبه اول استفاده شده باشد.

$= (EI)^*$

$E$  = مدول الاستیسیته فولاد

$I$  = ممان اینرسی مقطع عضو در صفحه خمش

$L$  = طول عضو

$K_1$  = ضریب طول موثر در صفحه خمش و مقدار آن برای اعضای کلیه سیستم‌های سازه‌ای باید برابر یک در نظر گرفته شود.

$P_u$  = مقاومت محوری مرتبه دوم مورد نیاز. در رابطه پ-۲-۳ برای محاسبه  $B_1$  مقدار  $P_u$  را می‌توان بر اساس تخمین مرتبه اول ( $P_u = P_{nt} + P_{lt}$ ) محاسبه کرد.

### پ-۲-۲-۲ ضریب تشدید $B_2$

ضریب تشدید  $B_2$  برای هر طبقه ساختمان و در هر راستای جابجایی جانبی از رابطه زیر تعیین می‌گردد:

$$B_2 = \frac{1}{\left[1 - \frac{P_{story}}{P_{e story}}\right]} \geq 1/0 \quad (\text{پ-۲-۶})$$

که در آن:

$P_{story}$  = مجموع بارهای قائم طبقه ناشی از ترکیب بارگذاری نظیر راستای جابجایی جانبی مورد مطالعه

$P_{e story}$  = مقاومت کمانش بحرانی الاستیک طبقه در راستای جابجایی جانبی مورد مطالعه و بر پایه تحلیل کمانش جانبی از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$P_{story} = \left(1 - 0.15 \frac{P_{mf}}{P_{story}}\right) \frac{HL}{\Delta_H} \quad (\text{پ-۲-۷})$$

که در آن:



$P_{mf}$  = مجموع بارهای قائم ستون‌های قاب‌های خمشی ناشی از ترکیب بارگذاری نظیر راستای جابجائی جانبی مورد مطالعه در طبقه مورد نظر. مقدار  $P_{mf}$  برای سیستم‌های ساختمانی ساده توام با مهاربندی یا دیوارهای برشی برابر صفر و برای سیستم‌های قاب خمشی و سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی در صورتی که کلیه اتصالات گیردار باشند برابر  $P_{story}$  و برای سیستم‌های قاب خمشی و سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی که در آنها برخی از قاب‌ها به صورت ثقلی طراحی شده باشند، مقدار  $P_{mf}$  برابر مجموع بارهای قائم ستون‌های قاب خمشی می‌باشد.



$\Delta_H$  = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه مورد مطالعه ناشی از نیروهای جانبی بر پایه تحلیل مرتبه اول و صلبیت خمشی  $(EI)^*$ .  $(EI)^*$  پارامتری است که در رابطه پ-۲-۵ مورد استفاده قرار گرفته است. در مواردی که مقدار  $\Delta_H$  برای قابهای مختلف در پلان طبقه متفاوت باشد، این مقدار باید برابر متوسط وزنی تغییرمکان جانبی نسبی قابهای مختلف (که نسبت به بارهای قائم قابهای مختلف سنجیده می شود) و یا به طور محافظه کارانه برابر تغییرمکان جانبی حداکثر طبقه در نظر گرفته شود.

$H$  = برش طبقه ناشی از بارهای جانبی در راستای مورد مطالعه که در محاسبه  $\Delta_H$  مورد استفاده قرار گرفته است.

$L$  = ارتفاع طبقه

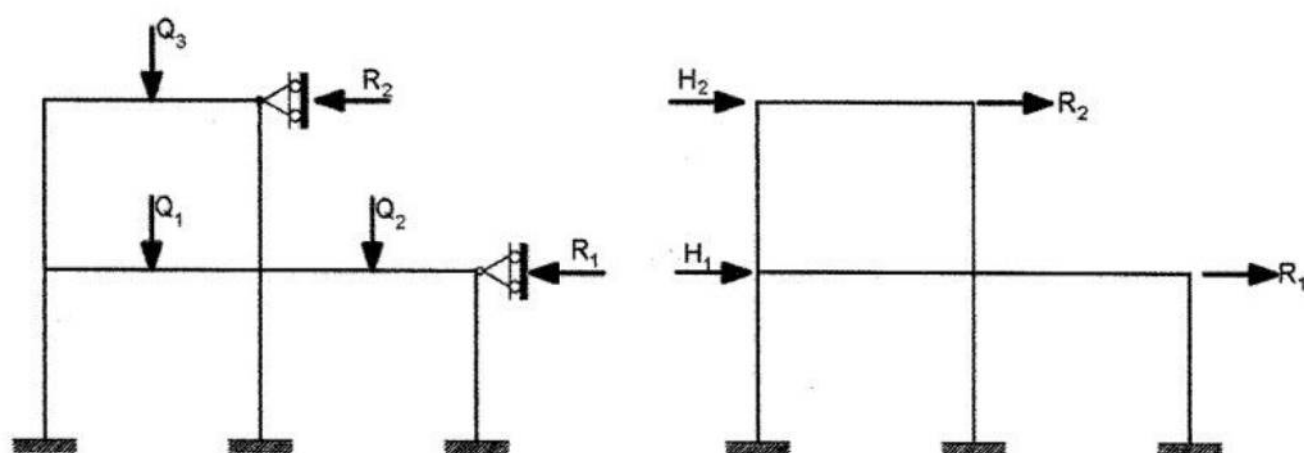
### پ-۲-۲-۳ محاسبه $M_{lt}$ و $P_{lt}$ ، $M_{nt}$ ، $P_{nt}$

در قاب‌های نسبتاً متقارن و با بارگذاری نسبتاً متقارن،  $M_{nt}$  و  $P_{nt}$  را می‌توان از تحلیل مرتبه اول قاب در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و  $M_{lt}$  و  $P_{lt}$  را از تحلیل مرتبه اول قاب در اثر بارهای جانبی ضریب‌دار بدست آورد. باید توجه داشت که در هر دو مرحله ضرایب بار باید متناسب با ضرایب به کار رفته در ترکیب بارگذاری نظیر راستای تغییرمکان جانبی مورد مطالعه اختیار شود. در قاب‌های با هندسه و یا با بارگذاری نامتقارن چون در هنگام تحلیل برای بارهای قائم ضریب‌دار امکان انتقال جانبی برای قاب وجود دارد، لذا در اینگونه قاب‌ها تحلیل باید به شرح زیر در دو مرحله صورت گیرد.

(۱) تحلیل قاب برای بارهای قائم ضریب‌دار با فرض عدم انتقال جانبی در قاب (شکل پ-۲-۲-الف)

(۲) تحلیل قاب برای بارهای قائم ضریب‌دار به همراه واکنش‌های تکیه‌گاهی بدست آمده از مرحله

(۱) (شکل پ-۲-۲-ب)



شکل پ-۲-۲ مراحل مختلف تحلیل مرتبه اول قاب برای محاسبه  $M_{lt}$  و  $P_{lt}$ ،  $M_{nt}$  و  $P_{nt}$



#### ۴-۱-۲-۱۰ روش‌های تحلیل مرتبه دوم

بجز در مواردی که در بخش ۳-۵-۱-۲-۱۰ مجاز دانسته شده است، مقاومت‌های مورد نیاز باید از طریق تحلیل‌های مرتبه دوم و با رعایت الزامات بخش ۵-۱-۲-۱۰ محاسبه شوند. در این مبحث استفاده از روش‌های تحلیلی زیر به عنوان روش‌های تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است.

**الف- تحلیل الاستیک مرتبه دوم:** تحلیل الاستیک مرتبه دوم به تحلیل‌هایی گفته می‌شود که در آنها روش تحلیل سیستم سازه‌ای الاستیک بوده لیکن در حین تحلیل آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\delta$  و  $P-\Delta$ ) در آن لحاظ می‌گردد.

**ب- تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته:** در این مبحث استفاده از روش تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته به عنوان یک روش تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است. الزامات این نوع روش تحلیل مرتبه دوم در پیوست ۲ این مبحث ارائه شده است.



**تبصره:** در هر کدام از روش‌های تحلیلی مرتبه دوم ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۴ با ارضاء محدودیت‌های زیر می‌توان از اثر  $P-\delta$  صرف‌نظر نمود مشروط بر اینکه لنگرهای خمشی بدست آمده از روش‌های تحلیلی مذکور در اعضای تحت اثر توأم نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی با ضریب  $B_1$  (مطابق پیوست ۲) تشدید شده باشند.

(۱) بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل شوند.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب  $B_2$  در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته در تمام طبقات در راستای مورد نظر کوچکتر یا مساوی  $1/7$  باشد.

(۳) حداکثر یک سوم بارهای ثقلی کل سازه توسط ستون‌های قاب‌های خمشی تحمل گردد.



Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	General 2nd Order
Phi(Bending)	Amplified 1st Order
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75

الزلات تحلیل و تاین پایداری  
در نرم افزار

۲- آثار مرتبه دوم



# الزمامات تحليل و طراحی



## Analysis Methods

The code requires that stability shall be provided for the structure as a whole and for each of the elements. Any method of analysis that considers the influence of second order effects of  $P-\Delta$  and  $P-\delta$ , geometric imperfections, out-of-plumbness, and member stiffness reduction due to residual stresses are permitted by the code. The effects of geometric imperfection and out-of-plumbness generally are captured by the use of notional loads. The effect of axial, shear and flexural deformations and the effects of residual stresses on the member stiffness reduction has been considered in a specialized method called "Direct Analysis Method." This method can come in different incarnations (formats) according to the choice of the engineer as allowed in the code.

The program offers the user seven analysis options for design:

### ۱۰-۲-۵ الزامات تحلیل و طراحی

به طور کلی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن، به کار بردن هر روش تحلیل و طراحی علمی و منطقی که آثار ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱ به نحو موثری در آن لحاظ شده باشد، مجاز است. روش‌های تحلیل و طراحی ارائه شده در زیر با محدودیت‌ها و الزامات ذکر شده به عنوان روش‌های قابل قبول تحلیل و طراحی محسوب می‌گردند.

(۱) روش تحلیل مستقیم

(۲) روش طول موثر

(۳) روش تحلیل مرتبه اول

- (۱) تغییرشکل‌های محوری، خمشی و برشی اعضای سازه و تغییرشکل‌های سایر اجزا (نظیر اتصالات) که در جابجایی سازه موثرند.
- (۲) آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\Delta$  و  $P-\delta$ )
- (۳) نواقص هندسی (شامی کجی و ناشاقولی)
- (۴) کاهش سختی اعضا ناشی از رفتار غیر الاستیک عمدتاً در اثر تنش‌های پس ماند
- (۵) عدم اطمینان در برآورد سختی و مقاومت

الزامات عمومی ۱-۱-۲-۱۰





Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System Ri	5.
System Omega0	3.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	Direct Analysis
Stiffness Reduction Method	Effective Length
Phi(Bending)	Limited 1st Order
Phi(Compression)	0.9

الزامات تحلیل و تاین پایداری  
در نرم افزار  
۱- روش تحلیل





# Direct analysis

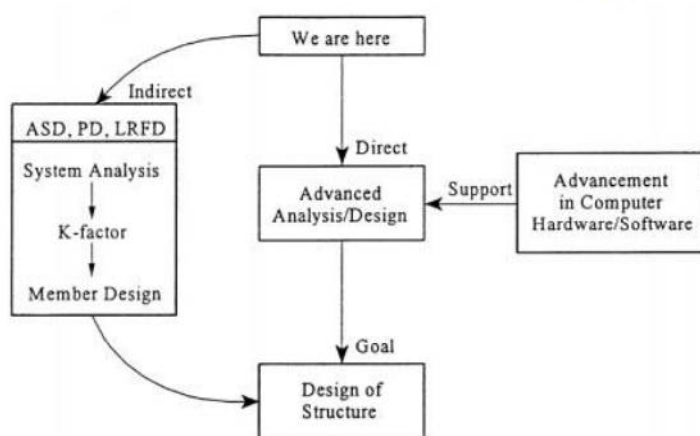


### 1.3.2 Direct Analysis Method

The Direct Analysis Method is expected to more accurately determine the internal forces of the structure, provided care is used in the selection of the appropriate methods used to determine the second-order effects, notional load effects and appropriate stiffness reduction factors as defined in AISC C2. Additionally, the Direct Analysis Method does not use an effective length factor other than  $K = 1.0$ . The rationale behind the use of  $K = 1.0$  is that proper consideration of the second-order effects ( $P-\Delta$  and  $P-\delta$ ), geometric imperfections (using notional loads) and inelastic effects (applying stiffness reductions) better accounts for the stability effects of a structure than the earlier Effective Length methods.

## الف-۲) آنالیز مستقیم Direct Analysis Method

- Chen اولین بار در سال ۱۹۹۷ از آنالیز مرتبه دوم مستقیم و غیر الاستیک با عنوان آنالیز پیشرفته سازه های فولادی نام برد و اولین بار ایده بررسی اثرات غیر خطی هندسی، تنش های پسماند، عیوب هندسی، کمانش های محلی، رفتار اتصالات و اندرکنش سازه و فونداسیون را با استفاده از آنالیز پیشرفته مطرح کرد



#### ۱۰-۲-۱-۵ محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مستقیم

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء و طراحی آنها و تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

#### الف- محدودیت‌ها

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم هیچگونه محدودیتی وجود ندارد.

## ب- الزامات

(۱) تحلیل سازه مطابق بند ۱۰-۲-۱-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.

(۲) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۱-۵-۲-۱ تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش یافته اعضا صورت گیرد.

(۴) مقاومت طراحی کلیهٔ اعضاء محوری فشاری (مطابق بخش ۱۰-۲-۴) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شده ذکر شده در بند ۱۰-۲-۱-۳ با فرض عدم انتقال جانبی ( $K=1$ ) تعیین شود.

#### ۴-۱-۲-۱۰ روش‌های تحلیل مرتبه دوم

بجز در مواردی که در بخش ۳-۵-۱-۲-۱۰ مجاز دانسته شده است، مقاومت‌های مورد نیاز باید از طریق تحلیل‌های مرتبه دوم و با رعایت الزامات بخش ۵-۱-۲-۱۰ محاسبه شوند. در این مبحث استفاده از روش‌های تحلیلی زیر به عنوان روش‌های تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است.

**الف- تحلیل الاستیک مرتبه دوم:** تحلیل الاستیک مرتبه دوم به تحلیل‌هایی گفته می‌شود که در آنها روش تحلیل سیستم سازه‌ای الاستیک بوده لیکن در حین تحلیل آثار مرتبه دوم (شامل آثار  $P-\delta$  و  $P-\Delta$ ) در آن لحاظ می‌گردد.

**ب- تحلیل مرتبه دوم از طریق تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته:** در این مبحث استفاده از روش تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته به عنوان یک روش تحلیل مرتبه دوم مجاز دانسته شده است. الزامات این نوع روش تحلیل مرتبه دوم در پیوست ۲ این مبحث ارائه شده است.

#### ۱۰-۲-۱-۵-۱ ملاحظات نواقص هندسی اولیه

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدل کردن این نواقص در تحلیل مرتبه دوم سازه انجام پذیرد. در سازه‌هایی که بارهای ثقیلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود.

$$N_i = 0.002 Y_i \quad (10-2-1-4)$$

که در آن:

$N_i$  = بار جانبی فرضی در طبقه  $i$

$Y_i$  = بار ثقیلی ضریب‌دار در طبقه  $i$  ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری





**یادداشت‌ها:** در هنگام اعمال بار جانبی فرضی ( $N_i$ ) به طبقات ساختمان توجه به نکات زیر ضروری است.

(۱) توزیع بار جانبی فرضی در کف هر طبقه باید مشابه توزیع بارهای ثقلی در کف همان طبقه در نظر گرفته شود.

(۲) بار جانبی فرضی ( $N_i$ ) باید به کلیه ترکیبات بارگذاری اضافه شود. در مواردی که نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول (و یا بطور تقریب مقدار ضریب تشدید  $B_2$  در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته) با احتساب سختی کاهش یافته اعضا (مطابق تنظیمات بند ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲) در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی  $1/7$  باشد، می‌توان بارهای جانبی فرضی ( $N_i$ ) را فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی منظور نموده و از اثر آنها در ترکیبات بارگذاری شامل بارهای جانبی صرف‌نظر نمود.

### Direct Analysis Method

Option	Variable	Limitation or Applicability	Essentials of the Method
General Second Order Analysis	Variable Factor Stiffness Reduction	No limitation	<p>2nd Order Analysis Reduced stiffness  <math>EI^* = 0.8 \tau_b EI</math>  <math>EA^* = 0.8 EA</math></p> $\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5 \\ 4 \left( \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \left( 1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \geq 0.5 \end{cases}$ <p><math>B_1</math> and <math>B_2</math> not used  <math>K_2 = 1</math> (used for <math>P_n</math>)</p> <p>Notional load with all combos, except for <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5</math> for which notional load with gravity combos only                      Notional load coefficient = 0.002 (typically)</p>
	Fixed Factor Stiffness Reduction	No limitation	<p>2nd Order Analysis Reduced stiffness  <math>EI^* = 0.8 \tau_b EI</math>  <math>EA^* = 0.8 EA</math>  <math>\tau_b = 1.0</math>  <math>B_1</math> and <math>B_2</math> not used  <math>K_2 = 1</math> (used for <math>P_n</math>)</p> <p>Notional load with all combos, except for <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5</math> for which notional load with gravity combos only                      Notional load coefficient = 0.003 (typically)</p>

Direct Analysis Method			
Option	Variable	Limitation or Applicability	Essentials of the Method
Amplified First Order Analysis	Variable Factor Stiffness Reduction	No limitation	<p>1st Order Analysis Reduced Stiffness  <math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math>  <math>EA^* = 0.8 EA</math></p> $\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5 \\ 4 \left( \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \left( 1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \geq 0.5 \end{cases}$ <p><math>K_1 = 1</math> for <math>B_1</math>  <math>K_2 = 1</math> for <math>P_n</math> and <math>B_2</math></p> <p>Notional load with all combos, except for <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5</math>  for which notional load with gravity combos only  Notional load coefficient = 0.002 (typically)</p>
Amplified First Order Analysis	Fixed Factor Stiffness Reduction	No limitation	<p>2nd Order Analysis Reduced stiffness  <math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math>  <math>EA^* = 0.8 EA</math>  <math>\tau_b = 1.0</math></p> <p><math>K_2 = 1</math> (used for <math>P_n</math>)</p> <p>Notional load with all combos, except for <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5</math>  for which notional load with gravity combos only  Notional load coefficient = 0.003 (typically)</p>



در روش های طراحی قبلی اثرات خطاهای اجرایی از طریق ضرایب ایمنی در تحلیل بکار گرفته می شدند.

در نرم افزار برای روش تحلیل مستقیم و روش طول موثر اگر ضریب کاهش سختی متغیر باشد مقدار خطاهای اجرایی برابر با  $0,002$  بار ثقلی ضریب دار و اگر ضریب کاهش سختی ثابت باشد این مقدار برابر با  $0,003$  بار ثقلی در نظر گرفته میشود. در مبحث دهم بین نوع اعمال ضرایب کاهش سختی و مقدار خطاهای اجرایی وابستگی وجود نداشته و در تمامی حالات مقدار خطاهای اجرایی برابر با  $0,002$  بار ثقلی می باشد.

پس در نرم افزار از کاهش سختی متغیر استفاده میکنیم.



## Define / Load Combinations ...

ترکیبات بارگذاری با رعایت قاعده 30-100 اگر لازم باشد

$$1.4(DEAD+SD+NXSD+NXD)$$

$$1.4(DEAD+SD-NXSD-NXD)$$

$$1.4(DEAD+SD+NYSD+NYD)$$

$$1.4(DEAD+SD-NYSD-NYD)$$

$$1.2(DEAD+SD+NXSD+NXD)+1.6(LIVE+NXL+NXRL)$$

$$1.2(DEAD+SD-NXSD-NXD)+1.6(LIVE-NXL-NXRL)$$

$$1.2(DEAD+SD+NYSD+NYD)+1.6(LIVE+NYL+NYRL)$$

$$1.2(DEAD+SD-NYSD-NYD)+1.6(LIVE-NYL-NYRL)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (ENX+EY)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (ENX-EY)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (-ENX+EY)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (-ENX-EY)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (EPX+EY)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (EPX-EY)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (-EPX+EY)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (-EPX-EY)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (ENY+EX)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (ENY-EX)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (-ENY+EX)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (-ENY-EX)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (EPY+EX)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (EPY-EX)$$

$$0.9(DEAD+SD)+ (-EPY+EX)$$
$$0.9(DEAD+SD)+ (-EPY-EX)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (ENX+EY)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (ENX-EY)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-ENX+EY)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-ENX-EY)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (EPX+EY)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (EPX-EY)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-EPX+EY)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-EPX-EY)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (ENY+EX)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (ENY-EX)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-ENY+EX)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-ENY-EX)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (EPY+EX)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (EPY-EX)$$

$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-EPY+EX)$$
$$1.2(DEAD+SD)+(LIVE)+ (-EPY-EX)$$

ناشاقولی

ناصافی

## اثرات عیوب هندسی

Member out-of-straightness =  $L / 1000$

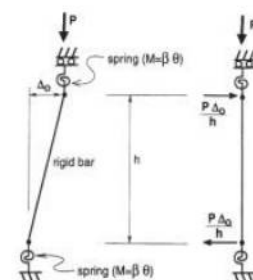


Member out-of-plumbness =  $L / 500$

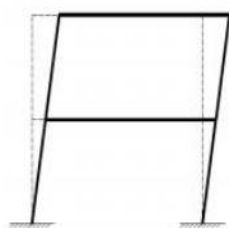


$$F_{n1} = \frac{\Delta_0}{h} \sum P_u$$

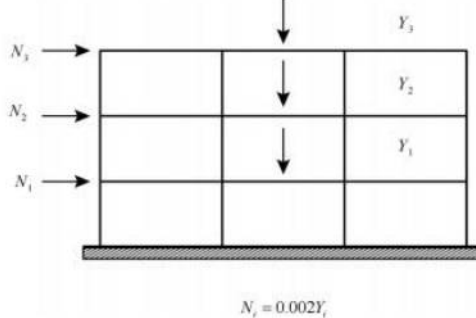
$$N_i = 0.002\alpha Y_i$$

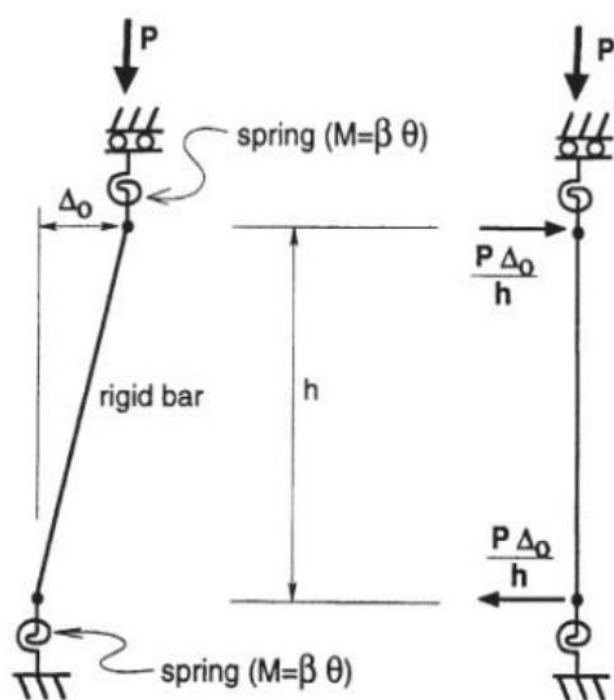


(a) imperfect geometry (b) equivalent nodal loads



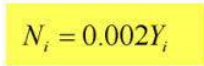
یا





**(a) imperfect geometry      (b) equivalent notional loads**





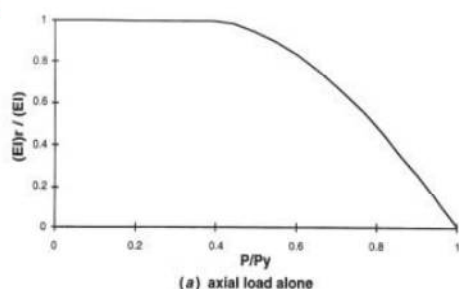


(۳) بارهای جانبی فرضی باید در راستایی به سازه اعمال شود که بیشترین اثر ناپایداری را داشته باشد.

(۴) ضریب بار جانبی فرضی (۰/۰۰۲) براساس حداکثر ناشاقولی مجاز ستونها در هر طبقه برابر  $\frac{1}{50}$  ارتفاع طبقه محاسبه شده است. در مواردی که میزان ناشاقولی از مقدار حداکثر ( $\frac{1}{50}$  ارتفاع طبقه) کمتر باشد، ضریب بار جانبی فرضی می‌تواند متناسب با آن کاهش یابد.

**تبصره:** کاربرد ملاحظات نواقص هندسی اولیه فقط برای تعیین مقاومتهای مورد نیاز اعضا محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کفها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید ملاحظات نواقص هندسی اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

## فلسفه کاهش سختی



- فلسفه لحاظ کاهش سختی در سازه های فولادی مطابق با مورد مشابه در آیین نامه بتن ACI 318-08 است

اولین بار Yura در سال ۱۹۷۱ بود که بحث لزوم اصلاح ضرایب تعیین طول موثر اعضا برای حالت غیر الاستیک را مطرح کرد

$$\frac{E_T}{E} = \frac{F_{cr(inelastic)}}{F_e}$$

در سازه های بتنی مطابق ACI 318-08:

- برای لحاظ اثر  $P - \Delta$ ، سختی خمشی تیر  $0.35E_c I_g$  و سختی ستون  $0.7E_c I_g$  لحاظ می شود که  $E_c$  سختی الاستیک می باشد.
- و برای لحاظ اثر  $P - \delta$ ، مقدار سختی  $0.4E_c I_g$  برای تشدید خمش محلی اعضا پیشنهاد شده است.

#### ۱۰-۲-۱-۵-۱-۲ تنظیمات سختی اعضا

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم باید به شرح زیر از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.

(۱) ضریب کاهش  $0/8$  برای کلیه سختی‌هایی که در پایداری سازه موثرند. اعمال این ضریب کاهش برای کلیه سختی‌های تمامی اعضا (حتی اگر در پایداری سازه نقشی نداشته باشند) نیز مجاز است.



(۲) علاوه بر ضریب کاهش  $0/8$  یک ضریب کاهش اضافی  $\tau_b$  نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضای که در پایداری سازه موثر هستند.

$$(EI)^* = 0/8 \tau_b EI \quad (4-1-2-10)$$

که در آن:

$(EI)^*$  = صلبیت خمشی کاهش یافته عضو

$E$  = مدول الاستیسیته فولاد

$I$  = ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمشی

$\tau_b$  = ضریب کاهش اضافی سختی خمشی طبق رابطه ۶-۱-۲-۱۰

$$\tau_b = \begin{cases} 1/0 & \frac{P_u}{P_y} \leq 0/5 \\ \frac{P_u}{P_y} \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right) & \frac{P_u}{P_y} > 0/5 \end{cases} \quad (6-1-2-10)$$

در رابطه ۶-۱-۲-۱۰ مقاومت محوری فشاری مورد نیاز و  $P_y$  مقاومت تسلیم محوری عضو  $(P_y = A_g F_y)$  می باشد.

(۳) به جای استفاده از  $\tau_b$  متغیر در رابطه ۶-۱-۲-۱۰ برای کاهش اضافی سختی خمشی اعضا، می توان مقدار  $\tau_b$  را برای کلیه نسبت های  $\frac{P_u}{P_y}$  برابر یک فرض کرد مشروط بر اینکه یک بار جانبی اضافی برابر  $0/001 Y_i$  به کلیه طبقات اعمال شود. این بار جانبی اضافی باید در کلیه ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی در اثر نواقص هندسی اولیه در نظر گرفته شود. مورد (۲) از یادداشت بند ۱۰-۲-۱-۵-۱ شامل این بار جانبی اضافی نمی شود.



(۴) چنانچه در یک سیستم سازه‌ای برای تأمین پایداری آن از اعضای با مصالح دیگری به جز فولاد استفاده شده باشد و مقررات سازه‌ای مربوط به نوع مصالح ضریب کاهش سختی کوچکتری (کاهش سختی بیشتری) را الزام کرده باشد، برای آن نوع اعضا باید ضریب کاهش سختی کوچکتر مورد استفاده قرار گیرد.

**تبصره:** در روش تحلیل مستقیم کاربرد سختی کاهش‌یافته فقط در تحلیل مرتبه دوم و برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضا محدود می‌گردد و برای سایر منظورات طراحی (نظیر کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، کنترل خیز تیرها، کنترل ارتعاش اعضا و کف‌ها و محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان) نباید از ضرایب کاهش سختی استفاده شود.





# Effective length factor analysis

جدول پ-۱-۱ ضریب طول موثر (K) اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل

توضیحات	انواع مختلف اعضای فشاری با شرایط تکیه‌گاهی ایده‌آل					
شکل کمانش یافته عضو فشاری به صورت خط چینی نمایش داده شده است.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
مقادیر نظری K	۰/۵	۰/۷	۱/۰	۱/۰	۲/۰	۲/۰
مقادیر پیشنهادی K برای طراحی	۰/۶۵	۰/۸	۱/۲	۱/۰	۲/۱	۲/۰



## Effective Length Method

For structures exhibiting small second-order effects, the effective length method may be suitable. The effective length approach relies on two main assumptions, namely, that the structural response is elastic and that all columns buckle simultaneously. The effective length method also relies on a calibrated approach to account for the differences between the actual member response and the 2nd-order elastic analysis results. The calibration is necessary because the 2nd-order elastic analysis does not account for the effects of distributed yielding and geometric imperfections. Since the interaction equations used in the effective length approach rely on the calibration corresponding to a 2nd-order elastic analysis of an idealized structure, the results are not likely representative of the actual behavior of the structure. However, the results are generally conservative. In the AISC 360-10 code, the effective length method is allowed provided the member demands are determined using a second-order analysis (either explicit or by amplified first-order analysis) and notional loads are included in all gravity load combinations (AISC Appendix 7). K-factors must be calculated to account for buckling (except for braced frames, or where  $\Delta_2 / \Delta_1 \leq 1.5$ ,  $K = 1.0$ ) (AISC App. 7.2).

## الف-۱) روش طول موثر Effective Length Method

- در AISC-1961 برای اولین بار مفهوم طول موثر مطرح شد
- در این روش به جای طول حقیقی ستون L با شرایط انتهایی پیچیده، ستون معادلی به طول KL با دو انتهای مفصلی جایگزین می شود.
- انتقاد اصلی بر این روش این است که چون این روش بر مبنای تحلیل کشسان حالات ایده آل استوار است نمی تواند برای تخمین رفتار پایداری سیستم های واقعی مورد اعتماد باشد.

$$K = \left( \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \right) \geq 1$$

**Find K**

#### ۱۰-۲-۱-۵-۲ محدودیت‌ها و الزامات روش طول موثر

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضاء و طراحی آنها در تحلیل و طراحی به روش طول موثر محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

##### الف- محدودیت‌ها

(۱) بارهای ثقیل عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل شود.

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب تشدید  $B_2$  در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی  $1/5$  باشد.

## ب- الزامات

- (۱) تحلیل سازه باید مطابق الزامات بند ۴-۱-۲-۱۰ از نوع تحلیل مرتبه دوم و بدون در نظر گرفتن هرگونه کاهش سختی باشد.
- (۲) اثر نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) مطابق ملاحظات بند ۱-۱-۵-۱-۲-۱۰ در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.
- (۳) مقاومت طراحی کلیهٔ اعضاء محوری فشاری ( $P_c$ ) بر اساس ضریب طول موثر ( $K$ ) تعیین شود. ضریب طول موثر اعضا ( $K$ ) متناسب با نوع سیستم قاب‌بندی شده باید بر اساس الزامات بندهای ۱-۳-۱-۲-۱۰ الی ۳-۳-۱-۲-۱۰ تعیین گردد.



**تبصره:** در صورتی که برای تحلیل مرتبه دوم از روش الاستیک مرتبه اول تشدید یافته استفاده گردیده و در سیستم سازه‌ای مورد مطالعه برخی از قاب‌ها بصورت ثقلی طراحی شده باشند، آثار  $P-\Delta$  ناشی از بار وارده بر ستون‌های قاب‌های ثقلی باید به اعضای سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی منتقل شده و در محاسبات مقاومت‌های طراحی اعضای فشاری سیستم‌های باربر جانبی مورد توجه قرار گیرند. در سیستم‌های سازه‌ای دارای قاب‌های مهار شده (نظیر قاب‌های مهاربندی شده و یا قاب‌های دارای دیوار برشی) این آثار قابل توجه نبوده و در طراحی اعضاء فشاری قاب‌های مهار شده می‌توان از آن چشم‌پوشی کرد. لیکن در سیستم‌های سازه‌ای از نوع قاب خمشی که در آن برخی از قاب‌ها فقط دارای عملکرد ثقلی هستند، تأثیر انتقال آثار  $P-\Delta$  ناشی از بارهای وارده بر ستون‌های قاب‌های ثقلی به ستون‌های قاب‌های خمشی قابل ملاحظه بوده و باید در طراحی اعضاء فشاری قاب‌های خمشی لحاظ شوند. برای در نظر گرفتن تأثیر انتقال آثار  $P-\Delta$  قاب‌های ثقلی به اعضاء فشاری قاب‌های خمشی کافی است ضریب طول موثر اعضاء فشاری قاب‌های خمشی به شرح زیر با ضریب  $\eta_K$  تشدید شود.



$$\eta_k = \sqrt{1 + \frac{\sum P_{leaning}}{\sum P_{stability}}}$$

(۷-۱-۲-۱۰)

که در آن:

$$\begin{aligned}\eta_k &= \text{ضریب تشدید طول موثر} \\ \sum P_{leaning} &= \text{مجموع بارهای قائم ستون‌های غیر باربر جانبی} \\ \sum P_{stability} &= \text{مجموع بارهای قائم ستون‌های باربر جانبی}\end{aligned}$$



# 1<sup>st</sup> analysis

The Limited First Order Analysis, option 7, does not include the secondary  $P-\Delta$  and  $P-\delta$  effects. This method has very limited applicability and might be appropriate only when the axial forces in the columns are very small compared to their Euler buckling capacities.

### الف-۳) مرتبه اول محدود شده

- برای جلوگیری از ترکیبات نیروهای فشاری زیاد و تسلیم شدگی موضعی، میبایست آنالیز تحت بارهای طراحی نیروی محوری فشاری ستون‌ها کمتر از نصف نیروی فشاری متناظر با تسلیم آنها باشد ( $P_u < 0.5P_y$ )، که این مساله حداقل در سازه‌های مهاربندی شده در اکثر موارد صادق نیست. بنابراین بهتر است در اکثر حالات از سایر روش‌ها استفاده شود.
- در این روش کاهش سختی اعضای تحت فشار و خمش در تحلیل منظور نمی‌شود.
- در این روش مقدار بارهای فرضی جانبی برابر  $N_i = 2.1 \left( \frac{\Delta}{L} \right) Y_i$  می‌باشد که با لحاظ حداقل نسبت دریافت مرتبه اول برابر با  $\Delta/L = 0.002$  میبایست حداقل برابر  $N_i = 0.0042 Y_i$  منظور شود.
- برای استفاده از این روش میبایست شرط  $B_2 \leq 1.5$  برقرار باشد.
- در این روش اثرات ثانویه تنها با ضریب B2 تشدید می‌شود  $B_2 = B_1$  و از لحاظ اثرات ثانویه  $P-\Delta$  صرف‌نظر می‌شود.

### ۱۰-۲-۱-۵-۳ محدودیت‌ها و الزامات روش تحلیل مرتبه اول

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضا و طراحی آنها در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مرتبه اول محدودیت‌ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

#### الف- محدودیت‌ها

- (۱) بارهای ثقیل عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم متحمل شود.
- (۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب تشدید  $B_2$  در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی  $1/5$  باشد.
- (۳) مقاومت محوری فشاری مورد نیاز ( $P_u$ ) تمامی اعضای که سختی خمشی آنها در پایداری جانبی سازه موثرند از  $0.5P_y$  تجاوز ننماید.  $P_y$  مقاومت تسلیم محوری عضو ( $P_y = A_g F_y$ ) می‌باشد.

**ب- الزامات**

(۱) مقاومت مورد نیاز اعضا بر اساس تحلیل مرتبه اول تشدید نیافته تعیین می گردد.

(۲) به کلیه ترکیبات بارگذاری یک بار جانبی اضافی ( $N_i$ ) در تراز هر طبقه به شرح زیر اضافه شود.

$$N_i = 2/1 \eta_N Y_i \geq 0/0042 Y_i \quad (8-1-2-10)$$

$$\eta_N = \text{Max} \left( \frac{\Delta_i}{L_i} \right) \quad (9-1-2-10)$$

$$=Y_i$$

بارهای ثقیلی ضریبدار در تراز طبقه  $i$  ام متناسب با ضرائب به کار رفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

$$=\Delta_i$$

تغییرمکان جانبی نسبی طبقه  $i$  ام در ترکیبات مختلف بارگذاری بر پایه تحلیل مرتبه اول. در مواردی که  $\Delta_i$  برای قابهای مختلف در پلان طبقه متفاوت باشد، این مقدار باید برابر متوسط وزنی تغییرمکان جانبی نسبی قابهای مختلف (که نسبت به بارهای قائم قابهای مختلف سنجیده می شود) و یا به طور محافظه کارانه برابر تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر طبقه در نظر گرفته شود.

$$=L_i$$

ارتفاع طبقه  $i$  ام

(۳) لنگر خمشی اعضای دارای نیروی محوری فشاری با ضریب تشدید  $B_1$  در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته تشدید شوند.

(۴) مقاومت طراحی کلیه اعضای محوری فشاری ( $P_e$ ) برای انواع سیستم‌های قاب‌بندی شده در بند ۱۰-۲-۱-۳ با فرض عدم انتقال جانبی ( $K=1$ ) تعیین شود.

**تبصره:** با توجه به اینکه در روش تحلیل مرتبه اول آثار  $P-\Delta$  نیز در بار جانبی اضافی ( $N_i$ ) لحاظ شده است، لذا تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، خیز تیرها و ارتعاش اعضا و کف‌ها باید در حضور بار جانبی اضافی ( $N_i$ ) مورد کنترل قرار گیرند.



### Direct Analysis Method

Option	Variable	Limitation or Applicability	Essentials of the Method
General Second Order Analysis	Variable Factor Stiffness Reduction	No limitation	<p>2nd Order Analysis Reduced stiffness  <math>EI^* = 0.8 \tau_b EI</math>  <math>EA^* = 0.8 EA</math></p> $\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5 \\ 4 \left( \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \left( 1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \geq 0.5 \end{cases}$ <p><math>B_1</math> and <math>B_2</math> not used  <math>K_2 = 1</math> (used for <math>P_n</math>)</p> <p>Notional load with all combos, except for <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5</math> for which notional load with gravity combos only            Notional load coefficient = 0.002 (typically)</p>
	Fixed Factor Stiffness Reduction	No limitation	<p>2nd Order Analysis Reduced stiffness  <math>EI^* = 0.8 \tau_b EI</math>  <math>EA^* = 0.8 EA</math>  <math>\tau_b = 1.0</math>  <math>B_1</math> and <math>B_2</math> not used  <math>K_2 = 1</math> (used for <math>P_n</math>)</p> <p>Notional load with all combos, except for <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5</math> for which notional load with gravity combos only            Notional load coefficient = 0.003 (typically)</p>

Direct Analysis Method			
Option	Variable	Limitation or Applicability	Essentials of the Method
Amplified First Order Analysis	Variable Factor Stiffness Reduction	No limitation	<p>1st Order Analysis Reduced Stiffness  <math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math>  <math>EA^* = 0.8 EA</math></p> $\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5 \\ 4 \left( \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \left( 1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \geq 0.5 \end{cases}$ <p><math>K_1 = 1</math> for <math>B_1</math>  <math>K_2 = 1</math> for <math>P_n</math> and <math>B_2</math></p> <p>Notional load with all combos, except for <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5</math>  for which notional load with gravity combos only  Notional load coefficient = 0.002 (typically)</p>
Amplified First Order Analysis	Fixed Factor Stiffness Reduction	No limitation	<p>2nd Order Analysis Reduced stiffness  <math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math>  <math>EA^* = 0.8 EA</math>  <math>\tau_b = 1.0</math></p> <p><math>K_2 = 1</math> (used for <math>P_n</math>)</p> <p>Notional load with all combos, except for <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5</math>  for which notional load with gravity combos only  Notional load coefficient = 0.003 (typically)</p>



## Effective Length Method

Option	Limitation or Applicability	Essentials of the Method
General Second Order Elastic Analysis	$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.5$ (for all stories) $\frac{\alpha P_r}{P_y} = any$ (for all columns)	2nd Order Analysis Unreduced Stiffness $K = K_2$ (used for $P_n$ ) Notional load with gravity combos only Notional load coefficient = 0.002 (typically) $B_1 = 1$ $B_2 = 1$
Amplified First Order Analysis	$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.5$ (for all stories) $\frac{\alpha P_r}{P_y} = any$ (for all columns)	1st Order Analysis Unreduced stiffness $K_1$ for $B_1$ $K_2$ for $B_2$ $K = K_2$ (used for $P_n$ ) Notional load with gravity combos only Notional load with coefficient = 0.002 (typically) Use of $B_1$ and $B_2$

### Limited First Order Analysis

<p>Limited First Order Elastic Analysis</p>	$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.5$ <p>(for all stories)</p> $\frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5$ <p>(for all columns)</p>	<p>1st Order Analysis Unreduced stiffness <math>K_2</math> for <math>P_n</math> (not <math>B_2</math>) Notional load with all combos Notional load with coefficient = <math>(2)\left(\frac{\Delta}{L}\right) \geq 0.0042</math></p>
---	--	---

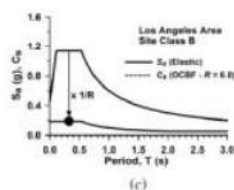
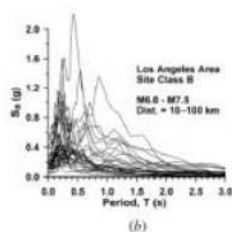


# مباحث تکمیلی آنالیز پایداری

## عوامل موثر در آنالیز پایداری سازه های فولادی



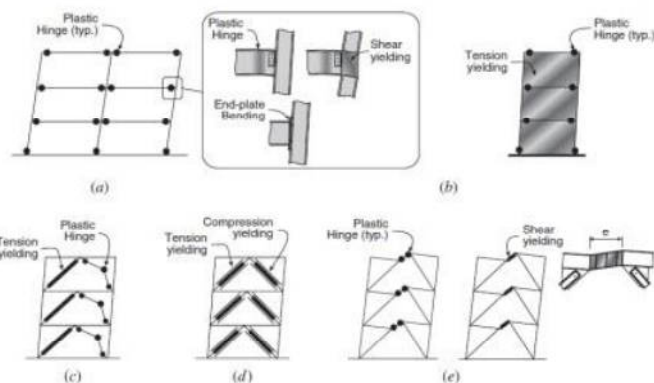
## اثرات غیر الاستیک-فلسفه طرح لرزه ای سازه ها



$$V = CW, C_{inelastic} = ABI$$

$$C_{elastic} = \frac{1}{R} \times ABI$$

- به جهت سهولت در طرح و پرهیز از پیچیدگی های موجود در آنالیز غیر الاستیک از آنالیز الاستیک با لحاظ اثرات غیر الاستیک به صورت کاهش سختی استفاده می شود.



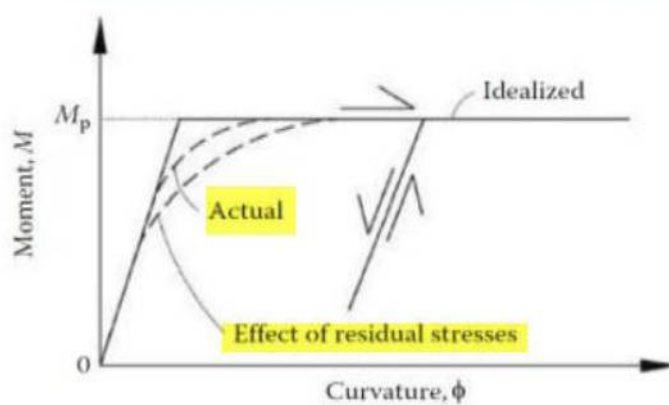
- کنترل پایداری لرزه ای غیر الاستیک

$$\theta_i = \frac{\Delta M_i}{M_i} = \left( \frac{P \Delta_w}{VL} \right)_i$$

با استفاده از شاخص پایداری



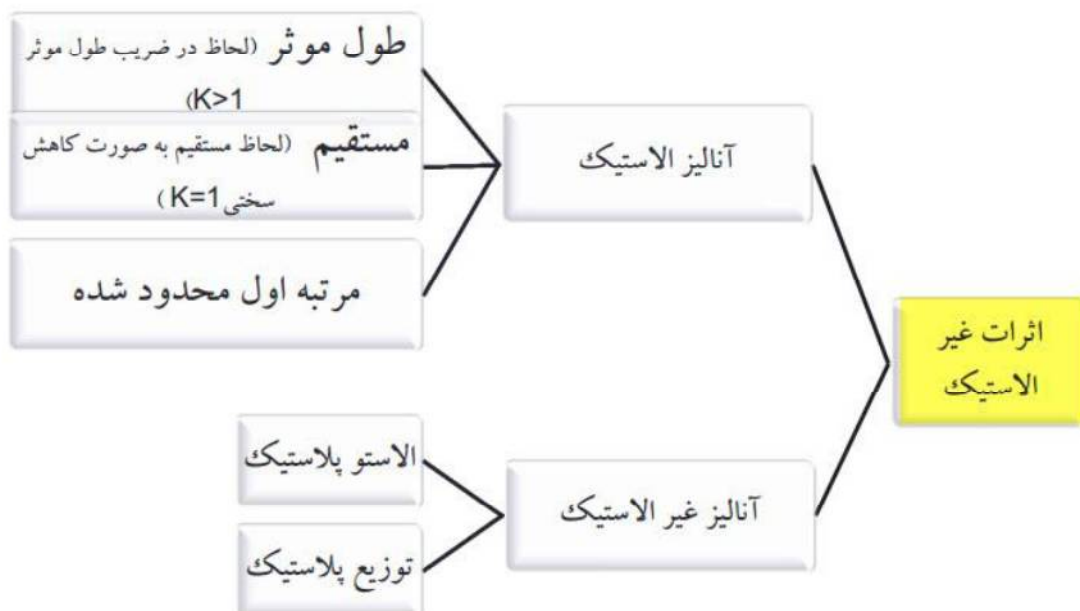
## • اثر تنش های پسماند Residual Stresses



- اثر اتصالات و گره ها
- اثر پیچش در آنالیز پایداری قاب های سه بعدی
- پاسخ خمشی-پیچشی اعضا

## الف) انواع روش های لحاظ آثار غیر الاستیک

InElasticity Effects





## اثر غیر الاستیک در روش طول موثر

اگر ستونی در اثر کمانش غیر الاستیک به حالت تسلیم برسد، سختی ستون کاهش می یابد در مقابل تیرها گیرداری نسبی بیشتری نسبت به حالت الاستیک در دو انتهای ستون به وجود می آورند که در نتیجه منجر به تعیین ضریب  $G$  کمتر و متعاقب اون ضریب طول موثر  $K$  کمتری می شود. مقدار  $G$  اصلاح شده در این حالت را می توان به صورت زیر نشان داد:

$$G = \frac{\sum (\tau_a EI / L)_c}{\sum (EI / L)_g}$$

الف- برای حالت  $P_n / P_y \leq 0.39$  (الاستیک):

$$\tau_a = 1.0$$

ب- برای حالت  $P_n / P_y > 0.39$  (غیر الاستیک):

$$\tau_a = -2.724 (P_n / P_y) \ln (P_n / P_y) < 1$$

مقدار  $P_y$  برابر  $P_y = F_y A_g$  می باشد.

## اثر غیر الاستیک در روش آنالیز مستقیم

- در این روش سختی کاهش یافته  $EI = 0.8\tau_b EI$  باید در همه اعضای که سختی خمشی آنها در پایداری جانبی سازه مشارکت دارند استفاده شود. (به طور محافظه کارانه می تواند برای همه اعضای سازه لحاظ شود) (ضریب ۰.۸ ناشی از اثر عیوب هندسی میباشد):

$$\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \alpha P_r / P_y \leq 0.5 \\ 4 \left( \alpha P_r / P_y \right) \left( 1 - \alpha P_r / P_y \right) & \alpha P_r / P_y > 0.5 \end{cases}$$

$$\alpha = 1 (LRFD), \quad \alpha = 1.6 (ASD)$$

- سختی محوری کاهش یافته  $EA^* = 0.8EA$  باید برای اعضای که سختی محوری آنها در پایداری جانبی سازه مشارکت دارند بکار رود.

مقایسه روش های طول موثر ، آنالیز مستقیم و مرتبه اول محدود شده

ویژگی	روش طول موثر (ELM)	آنالیز مستقیم (DAM)	مرتبه اول محدود شده (LFM)
روش آنالیز	مرتبه دوم	مرتبه دوم	مرتبه اول محدود شده (تشدید با $B_1$ )
محدودیت	$B_2 \leq 1.5$	در همه حالات	$B_2 \leq 1.5, \alpha P_r \leq 0.5 P_y$
بارهای فرضی جانبی Notional Load	تنها در ترکیب بارهای شامل بار ثقلی $\Delta = 0.002L$	اگر $B_2 > 1.5$ در همه ترکیبات بار اگر $B_2 \leq 1.5$ تنها در ترکیب بارهای حاوی بار ثقلی $\Delta = 0.002L$	$2.1(\Delta/L) \geq 0.0042 Y_i$ تنها در ترکیب بارهای شامل بار ثقلی
سختی موثر	واقعی (لمحافظ کاهش در منحنی مقاومت ستون)	$H = 0.8 H_r$ و $E A^* = 0.8 E A$	واقعی
مقاومت فشاری موثر	$P_n$ بر اساس KL اگر $1.1 \leq B_2 \leftarrow K=1$	$P_n$ بر اساس $(K=1)L$	$P_n$ بر اساس $(K=1)L$

## عوامل موثر در آنالیز پایداری سازه های فولادی





## آنالیز پایداری در AISC-ASD-89

$$K = \left( \sqrt{\frac{1.6G_A G_B + 4(G_A + G_B) + 7.5}{G_A + G_B + 7.5}} \right) \geq 1$$

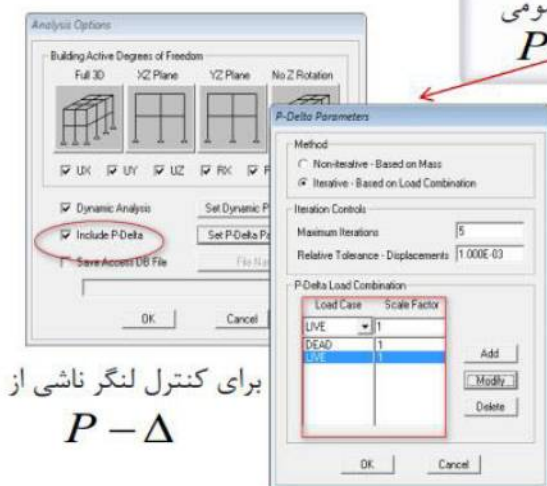
اثر غیر الاستیک =  
استفاده از طول موثر

آنالیز پایداری در  
AISC-ASD89

اثر مرتبه دوم = روش عمومی  
 $P - \Delta, P - \delta$

استفاده از ضریب تشدید آیین نامه ای  $C_m / (1 - f_a / F'_e)$

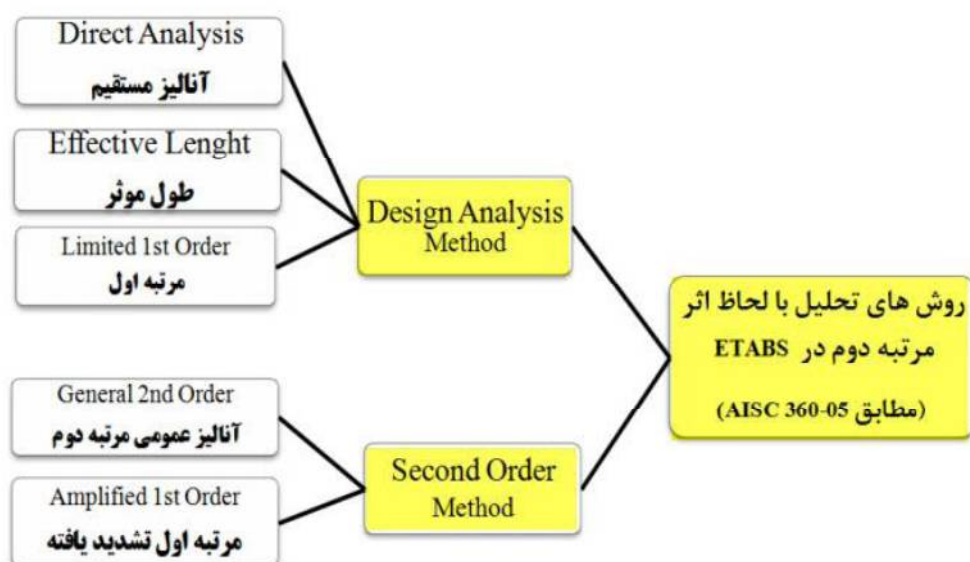
برای کنترل لنگر ناشی از  $P - \delta$



1.2DL + 1.6LL

## AISC 360-05 در آنالیز پایداری

روش های آنالیز پایداری طبق AISC 360-05

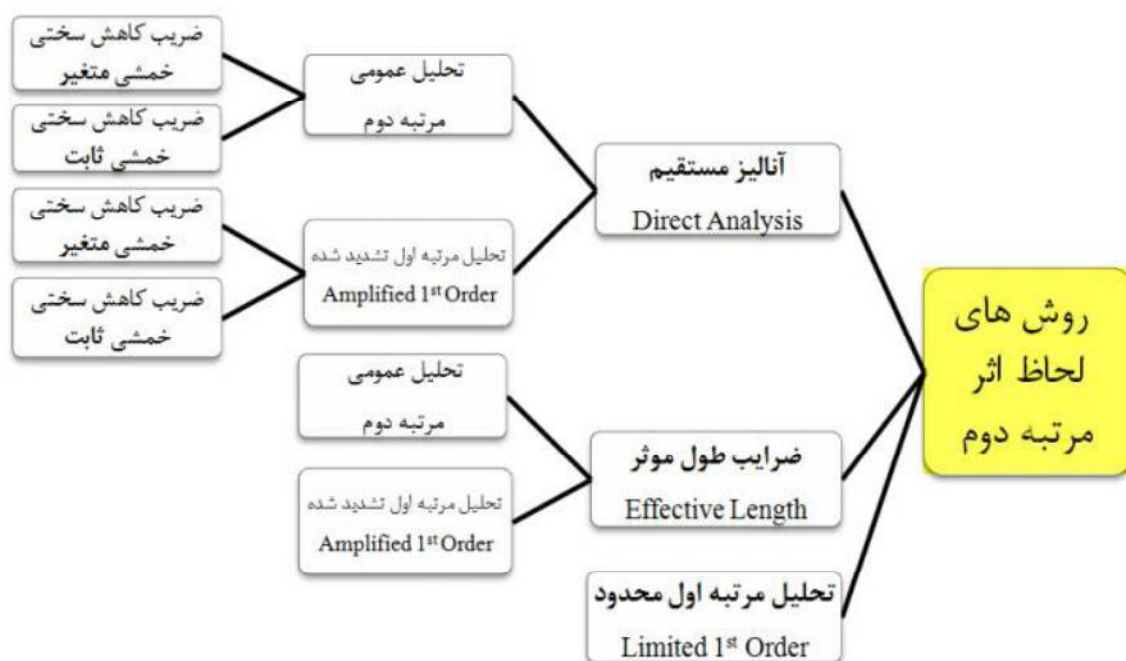


### اهمیت ضریب $B_2$ در انتخاب نوع روش آنالیز پایداری:

ویژگی	روش طول موثر (ELM)	آنالیز مستقیم (DAM)
محدودیت	$B_2 \leq 1.5$	در همه حالات
بارهای خیالی جانبی Notional Load	تنها در ترکیب بارهای شامل بار ثقلی $\Delta = 0.002L$	اگر $B_2 > 1.5$ در همه ترکیبات بار
		اگر $B_2 \leq 1.5$ تنها در ترکیب بارهای حاوی بار ثقلی $\Delta = 0.002L$
سختی موثر	واقعی (لحاظ کاهش در منحنی مقاومت ستون)	$EI = 0.8\tau_b EI$ و $EA^* = 0.8EA$
مقاومت فشاری موثر	$P_n$ بر اساس KL اگر $B_2 \leq 1.1 \leftarrow K=1$	$P_n$ بر اساس $(K=1)L$

در ویرایش سال ۹۲ مبحث دهم محدودیت دیگری برای  $B_2$  آمده است که اگر بزرگتر از ۱.۷ باشد بار فرضی جانبی بایست در همه ترکیبات بار ذکر گردید

## ۷ حالت لحاظ آثار مرتبه دوم طبق AISC 360-05 در SAP,ETABS



## خلاصه و جمع بندی





# کانش موضوعی اجزای فشاری

۲۱۴

## ۱۰-۲-۲ الزامات مقاطع اعضای فولادی

این بخش به الزامات کمانش موضعی اجزای فشاری اعضای سازه و طبقه‌بندی آنها و نیز به تعاریف برخی دیگر از مشخصات مقاطع اعضا می‌پردازد. مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد.

- ۱۰-۲-۲-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۲-۲ طبقه‌بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی
- ۱۰-۲-۲-۳ پهنای آزاد اجزای تقویت نشده
- ۱۰-۲-۲-۴ پهنای آزاد اجزای تقویت شده
- ۱۰-۲-۲-۵ تعیین سطح مقطع کل و خالص در اعضای سازه



#### ۱-۲-۲-۱۰ الزامات عمومی

تأمین پایداری کل سازه و تمامی اعضا آن و نیز تمامی اجزای تشکیل دهنده مقاطع اعضا از الزامات تحلیل و طراحی است. پایداری اجزای تشکیل دهنده مقاطع اعضا در صورتی تأمین می شود که الزامات این بخش به نحو موثری در تحلیل و طراحی آنها لحاظ شده باشد.

#### ۱-۲-۲-۲-۱۰ طبقه بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی

#### ۱-۲-۲-۲-۱۰ طبقه بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای فشار محوری

برای فشار محوری، مقاطع فولادی به دو گروه زیر طبقه بندی می شوند.

- مقاطع با اجزای غیر لاغر

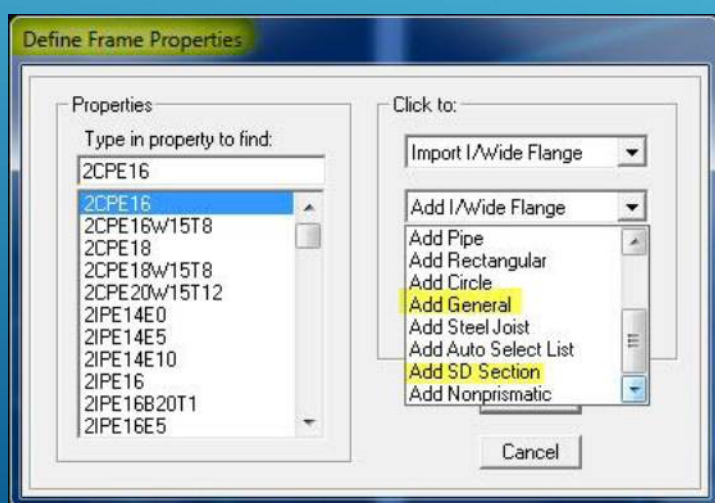
- مقاطع با اجزای لاغر

## ۱۰-۲-۲-۲ طبقه بندی مقاطع فولادی از منظر کمانش موضعی برای خمش

برای خمش، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه بندی می شوند.

- مقاطع فشرده
- مقاطع غیر فشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

**تبصره:** مطابق مقررات این مبحث، از به کار بردن مقاطع فولادی با اجزای فشاری لاغر در اعضای که تحت تأثیر تنش فشاری ناشی از خمش قرار دارند، باید خودداری شود، مگر برای جان تیروورها که در این صورت الزامات بخش‌های ۱۰-۲-۵ و ۱۰-۲-۶ باید تأمین گردد.



هرگونه مقطعی که به روش‌های  
Add General و SD  
Section ساخته شوند از نظر نرم  
افزار غیرفشرده هستند و ظرفیت آنها با  
لنگر تسلیم و نه لنگر پلاستیک بدست  
خواهد آمد.

### 3.5.3.10 General Sections and Section Designer Sections

For General sections and Section Designer sections, the nominal major and minor direction bending strengths are assumed as:

$$M_n = M_y = SF_y.$$

The program does not check any lateral-torsional buckling, flange local buckling, web local buckling, or tension flange yielding. The program assumptions may not be conservative. The user is expected to calculate the capacity and overwrite it.

در نسخه های گذشته ایتبز مقاطع با پسوند **pro\*** ساخته و Import - Export مقاطع با این فرمت صورت می‌گرفت و برای اعمال تغییرات در مشخصات اصلی مقاطع یا همان معادل سازی مقطع (برای حالتی که بخواهیم مقطع غیر فشرده ای را فشرده تعریف کنیم) یک راه حل استفاده از نرم افزار تحت اکسل **proper** بود در این حالت می‌توانستیم مقاطع آماده از قبل تعریف شده را از این قسمت وارد نرم افزار کنیم و نوعی از این مقاطع که مقاطع معادل بودند را در طراحی با آیین نامه جدیدتر **AISC360-05** استفاده می‌کردیم تا کنترل فشرده‌گی انجام شود و در خروجی مشکلی نداشته باشیم .



آنچه در طراحی حالت حدی دقت به آن حائز اهمیت است تفاوت تعیین مقاومت اسمی مقاطع فشرده و غیر فشرده است. این موضوع در آیین نامه قدیم (AISC-ASD 89) طراحی به روش تنش مجاز برایمان چندان اهمیت نداشت چراکه نهایتاً با امکان تغییر دستی تنش مجاز حول محور اصلی برای مقاطع غیر فشرده از  $0.6F_y$  به  $0.66F_y$  میتوانستیم این مشکل را در طراحی حل کنیم طوری که به نتایج حاصل از طراحی اشکالی وارد نیاید

در حالت استفاده از 10 , AISC-360-05 دیگر نمیتوان تغییرات ناشی از در نظر گرفتن مقاطع غیر فشرده را به صورت کلی برای همه اعضا یکسان اعمال کرد بلکه برای هر مقطع با انتخاب مجزای آن مقطع و سپس تعیین دستی مشخصات پلاستیک مقطع میبایست تغییرات عضو به عضو اعمال شود  
این مورد زمانی حائز اهمیت میگردد که به دلیل استفاده از مقاطع دابل IPE برای ستون تعداد مقاطعی که نرم افزار غیر فشرده تشخیص میدهد زیاد باشد.





Steel Check Information (AISC360-05/IBC2006)

Story: STORY8 Analysis Section: H22T.8B22T1  
Beam: B30 Design Section: H22T.8B22T1

COMBO STATION /----MOMENT INTERACTION CHECK-----//--MAJ-SHR---MIN-SHR--/  
ID LOC RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN RATIO RATIO

DSTLS38	339.41	Section is not seismically compact			
DSTLS38	385.88	Section is not seismically compact			
DSTLS38	432.34	Section is not seismically compact			
DSTLS38	478.81	Section is not seismically compact			
DSTLS38	525.28	Section is not seismically compact			
DSTLS38	571.75	Section is not seismically compact			

☒ Strength ☐ Deflection

Overwrites Details  
OK Cancel

Steel Check Information (AISC360-05/IBC2006)

SECTION CHECK Units: Kgf-cm (Summary for Combo and Station) Units: Kgf-cm

H22T.8B22T1  
571.750 Element Type: Special Moment Frame  
Section: Compact

2nd Order: General 2nd Order  
Tau\_b=1.000 EA Factor=0.800 Reduction: Tau-b Vari  
Ignore Special EQ Load? No EI factor=0.800 D/P Plug Welded? Yes

Rho=1.000 Sds=0.000  
Cd=3.500  
PhiTV=0.900 PhiTF=0.750  
PhiST=0.900

L=505.000  
A=61.600 I33=6532.533 r33=10.298 S33=544.378 Au3=36.667  
J=17.915 I22=1775.605 r22=5.369 S22=161.419 Au2=19.200  
F=2038001.920 fy=2400.000 Ry=1.100 z33=402.800 Cu=234023.805  
RLLF=1.000 SRLimit=1.050 z22=245.520

Stress Check Message - Section is not seismically compact

D/C Ratio: 0.159 = 0.000 + 0.159 + 0.000  
= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22) Eq. (H1.3a,H1-1b)

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo DSTLS38)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu
571.750	0.000	-206418.385	0.000	2039.278	0.000	-3.823

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1.3a,H1-1b)

Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cn
Major Bending	0.955	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	0.010	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Ltb Kltb Cb

LTB	0.635	1.000	1.178			
-----	-------	-------	-------	--	--	--

۳۳۳





Steel Stress Check Information UBC97-ASD

File

UBC97-ASD STEEL SECTION CHECK Units: Kgf-cm (Summary for Combo and Station)  
Level: STORY3 Element: C23 Station Loc: 0.000 Section ID: C2525T15WEB22T1  
Element Type: Ordinary Moment Resisting Frame Classification: Non-Compact

L=330.000  
A=200.000 i22=18919.792 i33=18919.792  
s22=1351.414 s33=1351.414 r22=9.726 r33=9.726  
E=2038901.920 fy=2400.000  
RLLF=0.610

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 1.032 = 0.408 + 0.218 + 0.406

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo COMB5	-97870.953	428710.830	796576.392	2799.756	5304.961

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (H1-1)

	Fa Stress	Fa Allowable	Ft Allowable
Axial	489.355	1199.408	1440.000

	Fb Stress	Fb Allowable	Fe Allowable	Cm Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Bending	317.231	1440.000	3462.333	0.850	1.773	0.915	2.300
Minor Bending	589.439	1440.000	3413.049	0.850	1.786	0.915	

SHEAR DESIGN

	Fv Stress	Fv Allowable	Stress Ratio
Major Shear	20.734	960.000	0.022
Minor Shear	39.286	960.000	0.041

Units: Kgf-cm



# گزیده‌ای از الزامات طراحی اعضای کششی

۲۲۴

### ۱۰-۲-۳ الزامات طراحی اعضاء برای نیروی کششی

این بخش به الزامات طراحی اعضاء تحت اثر نیروی محوری کششی که در امتداد محور مرکزی عضو بارگذاری شده‌اند، می‌پردازد. علاوه بر الزامات این بخش، در طراحی اعضای کششی که تحت اثر پدیده خستگی و یا تمرکز تنش به علت تغییر ناگهانی مقطع قرار می‌گیرند، باید اثرات این پدیده‌ها به نحو موثری لحاظ شده باشد.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد.

- ۱۰-۳-۲-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۳-۲-۲ محدودیت لاغری در اعضاء کششی
- ۱۰-۳-۲-۳ تعیین سطح مقطع خالص و موثر اعضای کششی
- ۱۰-۳-۲-۴ مقاومت کششی
- ۱۰-۳-۲-۵ اعضای کششی مرکب از چند نیمرخ یا نیمرخ و ورق
- ۱۰-۳-۲-۶ اعضای کششی با تسمه لولاشده با خار مغزی
- ۱۰-۳-۲-۷ اعضای کششی با تسمه سرپهن

### ۱۰-۲-۳-۱ الزامات عمومی

در این مبحث برای طراحی اعضای کششی تنها معیار مقاومت به عنوان ضابطه اصلی طراحی در نظر گرفته شده است و کنترل معیار لاغری صرفاً بخاطر شرایط بهره‌برداری مناسب ارائه شده است. در طراحی اعضای کششی بایستی تلاش کرد تا شکل عضو و اتصالات آن به گونه‌ای تنظیم شود که عضو تنها به کشش کار کند و خمش در آنها ایجاد نشود. در غیر این صورت به برون‌محوری موجود در طرح و اثر آن در محاسبه باید توجه شود.

### ۱۰-۲-۳-۲ محدودیت لاغری در اعضای کششی

ضریب لاغری حداکثر اعضای کششی،  $(L/r)_{\max}$ ، نباید از ۳۰۰ تجاوز نماید. برای قلاب‌ها و میله مهارهای کششی که دارای پیش‌تension اولیه به مقدار کافی باشند، به طوری که پس از ایجاد کشش اولیه عضو به حالت مستقیم درآید، رعایت محدودیت لاغری ضروری نیست.

### ۴-۳-۲-۱۰ مقاومت کششی

مقاومت کششی طراحی  $(\phi_t P_n)$  در اعضای تحت کشش باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی  $(A_g)$  و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو  $(A_n)$  و مقطع خالص موثر  $(A_e)$  در نظر گرفته شود.

الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$\phi_t = 0.9 \quad \text{و} \quad P_n = F_y A_g \quad (4-3-2-10)$$

ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_n \quad (5-3-2-10)$$

پ) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص موثر عضو در محل اتصال:

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_e$$

$P_n$  = مقاومت کششی اسمی عضو



# الزامات طراحی اعضای فشاری

### ۱۰-۲-۴ الزامات طراحی اعضا برای نیروی فشاری

این بخش به الزامات طراحی اعضای منشوری با مقطع بدون اجزای لاغر که تحت اثر نیروی محوری فشاری که در امتداد محور مرکزی عضو بارگذاری شده‌اند، می‌پردازد. مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد.

- ۱۰-۲-۴-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۴-۲ طول موثر کمانش و ضریب لاغری
- ۱۰-۲-۴-۳ محدودیت ضریب لاغری
- ۱۰-۲-۴-۴ مقاومت فشاری اسمی بر اساس کمانش خمشی
- ۱۰-۲-۴-۵ مقاومت فشاری اسمی بر اساس کمانش پیچشی و کمانشی خمشی-پیچشی
- ۱۰-۲-۴-۶ مقاومت فشاری اسمی اعضای با مقطع نبشی تک
- ۱۰-۲-۴-۷ اعضای فشاری ساخته‌شده (مرکب)

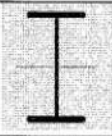
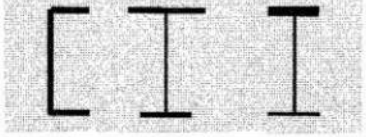
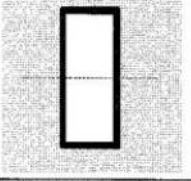


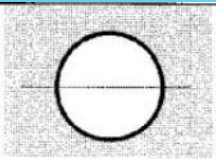
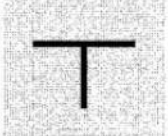
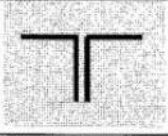
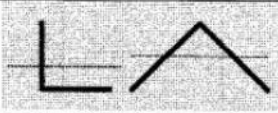
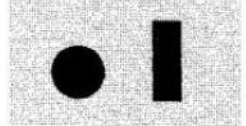
#### ۱۰-۲-۴-۱ الزامات عمومی

اعضای فشاری می‌توانند از نیمرخ تک، نیمرخ‌های مرکب و نیمرخ‌های ساخته‌شده از ورق یا ترکیبی از ورق و نیمرخ باشند. برای اعضایی که تحت اثر مشترک فشار محوری و لنگر خمشی قرار دارند، به الزامات بخش ۱۰-۲-۷ مراجعه شود.

مقاومت فشاری طراحی اعضای فشاری مساوی  $\phi_c P_n$  می‌باشد که در آن  $\phi_c$  ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و  $P_n$  مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که برای اعضای فشاری با مقطع بدون اجزای لاغر، باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی کمانش خمشی، کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۲-۴-۱ حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی اعضای فشاری برای مقاطع مختلف بدون اجزای لاغر

شماره	نوع مقطع	شکل مقطع	حالت یا حالت‌های حدی حاکم بر طراحی
۱	• مقطع I شکل با دو محور تقارن		• کماتش خمشی • کماتش پیچشی
۲	• مقطع I شکل با یک محور تقارن • مقاطع ناودانی		• کماتش خمشی • کماتش خمشی-پیچشی
۳	• مقاطع صلیبی • مقاطع مرکب		• کماتش خمشی • کماتش پیچشی
۴	• مقاطع توخالی مستطیلی شکل		• کماتش خمشی

۵	• مقاطع توخالی دایره‌ای شکل		• کمانش خمشی
۶	• مقاطع سپری		• کمانش خمشی • کمانش خمشی - پیچشی
۷	• مقاطع مرکب از دو نیمرخ نبشی پشت به پشت		• کمانش خمشی • کمانش خمشی - پیچشی
۸	• مقاطع نبشی تک		• الزامات بند ۱۰-۲-۴-۶
۹	• مقاطع توپر		• کمانش خمشی
۱۰	• مقاطع بدون محور تقارن غیر از نبشی‌های تک		• کمانش خمشی - پیچشی

### ۳-۴-۲-۱۰ محدودیت ضریب لاغری

اعضایی که تحت اثر نیروی محوری فشاری قرار دارند، ضریب لاغری حداکثر آنها،  $(\frac{KL}{r})_{\max}$ ، نباید از ۲۰۰ تجاوز کند.

### ۴-۴-۲-۱۰ کمانش خمشی

مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری،  $P_n$ ، با مقطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش خمشی با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(۳-۴-۲-۱۰)



مقاومت فشاری اسمی اعضای فشاری با مقاطع بدون اجزای لاغر بر اساس کمانش پیچشی و کمانش خمشی - پیچشی باید با استفاده از روابط زیر تعیین شود.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

تنش بحرانی،  $F_{cr}$

(۴-۴-۲-۱۰)



# الزامات طراحی اعضاي خمشی

۲۲۵

### ۱۰-۲-۵ الزامات طراحی اعضا برای خمش

این بخش به الزامات طراحی اعضای که تحت اثر خمش ساده حول یکی از محورها اصلی قرار دارند، می‌پردازد. منظور از خمش ساده این است که عضو باید در صفحه‌ای به موازات محورها اصلی و مار بر مرکز برش مقطع بارگذاری شود یا در محل نقطه اثر بار و در تکیه‌گاه‌ها در مقابل پیچش نگهداری شده باشد.



مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می گردد.

- ۱-۵-۲-۱۰ الزامات عمومی
- ۲-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده حول محور قوی
- ۳-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های غیرفشرده و جان فشرده حول محور قوی
- ۴-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیرفشرده و جان فشرده یا غیرفشرده حول محور قوی
- ۵-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیرفشرده و جان لاغر حول محور قوی

## ۱۰-۲-۵ الزامات طراحی اعضا برای خمش

این بخش به الزامات طراحی اعضایی که تحت اثر خمش ساده حول یکی از محورها اصلی قرار دارند، می‌پردازد. منظور از خمش ساده این است که عضو باید در صفحه‌ای به موازات محورها اصلی و مار بر مرکز برش مقطع بارگذاری شود یا در محل نقطه اثر بار و در تکیه‌گاه‌ها در مقابل پیچش نگهداری شده باشد.

Y = تسلیم

LTB = کمانش پیچشی - جانبی

FLB = کمانش موضعی بال

WLB = کمانش موضعی جان

TFY = تسلیم کششی بال

LLB = کمانش موضعی ساق

LB = کمانش موضعی

C = فشرده

NC = غیر فشرده

S = لاغر

N/A = کاربرد ندارد.

### ۱-۵-۲-۱۰ الزامات عمومی

۱-۱-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی طراحی مساوی  $\phi_b M_n$  می باشد که در آن،  $\phi_b$  ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و  $M_n$  مقاومت خمشی اسمی می باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱-۵-۲-۱۰ و ۱۲-۵-۲-۱۰ تعیین شود.

**تبصره:** انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می تواند مطابق جدول ۱-۵-۲-۱۰ اختیار شود.

۱۰-۲-۵-۱-۳ برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای ساده و خمش حول محور قوی و برای کلیه اعضا با مقطع دارای دو محور تقارن، ضریب اصلاح کمانش پیچشی- جانبی ( $C_b$ ) در نمودار لنگر خمشی غیر یکنواخت در حد فاصل دو مقطع مهارشده از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$C_b = \frac{12/5 M_{\max}}{2/5 M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (1-5-2-10)$$

که در آن:

$M_{\max}$  = قدر مطلق لنگر خمشی حداکثر در حد فاصل دو مقطع مهارشده

$M_A$  = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه  $\frac{1}{4}$  طول مهارنشده

$M_B$  = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه  $\frac{1}{2}$  طول مهارنشده

$M_C$  = قدر مطلق لنگر خمشی در نقطه  $\frac{3}{4}$  طول مهارنشده

**تبصره ۱:** برای تیرهای طره‌ای که انتهای آزاد آنها مهار نشده است،  $C_b$  مساوی واحد می‌باشد.

**تبصره ۲:** برای اعضا با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای مضاعف ضریب اصلاح کمانش پیچشی - جانبی ( $C_b$ ) باید به شرح زیر با ضریب  $R_m$  تشدید شود.

$$R_m = 0.5 + 2 \left( \frac{I_{y \text{ Top}}}{I_y} \right)^2 \quad (2-5-2-10)$$



**تبصره ۳:** برای اعضای خمشی با مقطع نامتقارن،  $C_b$  را می‌توان به طور محافظه‌کارانه مساوی واحد در نظر گرفت.

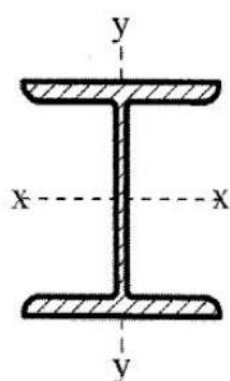
۱۰-۲-۵-۳ برای اعضای با مقطع دارای یک محور تقارن و با انحنای مضاعف، حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی باید برای هر دو بال کنترل شود. مقاومت خمشی موجود باید بزرگتر یا مساوی لنگر خمشی حداکثر که در بال مورد نظر فشار ایجاد می‌نماید، باشد.

۱۰-۲-۵-۴ مطابق مقررات این مبحث، از به کار بردن مقاطع فولادی با اجزای لاغر در اعضای که تحت اثر تنش فشاری ناشی از خمش قرار دارند، باید خودداری شود. مگر برای جان مقاطع اعضای خمشی که در این صورت الزامات این بخش تعیین‌کننده خواهد بود.

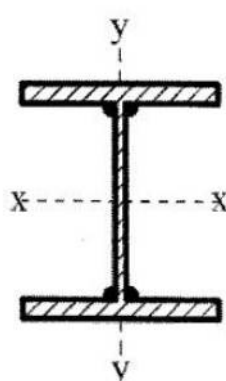
## ۲-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و

### اعضای با مقطع ناودانی فشرده تحت خمش حول محور قوی

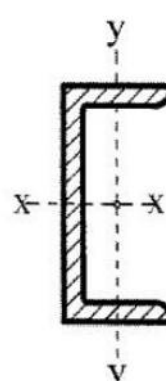
الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و اعضای با مقطع ناودانی فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



(بال‌ها و جان فشرده)



(بال‌ها و جان فشرده)



(بال‌ها و جان فشرده)





مقاومت خمشی اسمی،  $M_n$ ، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم و کمانش پیچشی - جانبی در نظر گرفته شود.

الف) حالت حدی تسلیم

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(۳-۵-۲-۱۰)

در رابطه فوق:

$M_p$  = لنگر پلاستیک

$F_y$  = تنش تسلیم فولاد

$Z_x$  = اساس مقطع پلاستیک حول محور X

### ب) حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی

ب-۱) اگر  $L_b \leq L_p$  باشد لزومی به در نظر گرفتن کمانش پیچشی - جانبی نمی باشد.

ب-۲) برای  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - \phi F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (4-5-2-10)$$

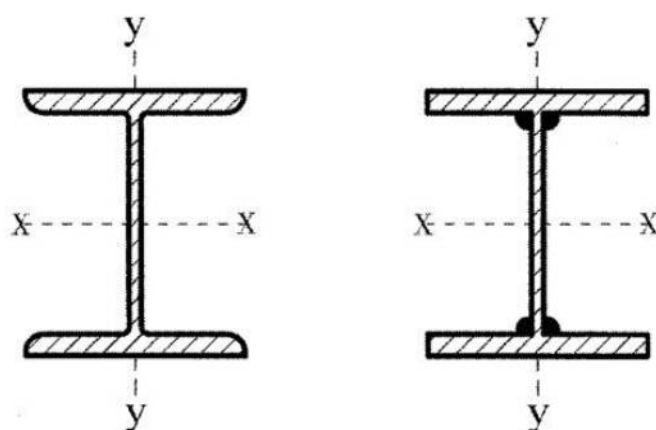
ب-۳) برای  $L_b > L_r$ :

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (5-5-2-10)$$

# ۱۰-۲-۵-۳ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های

## غیرفشرده و جان فشرده حول محور قوی

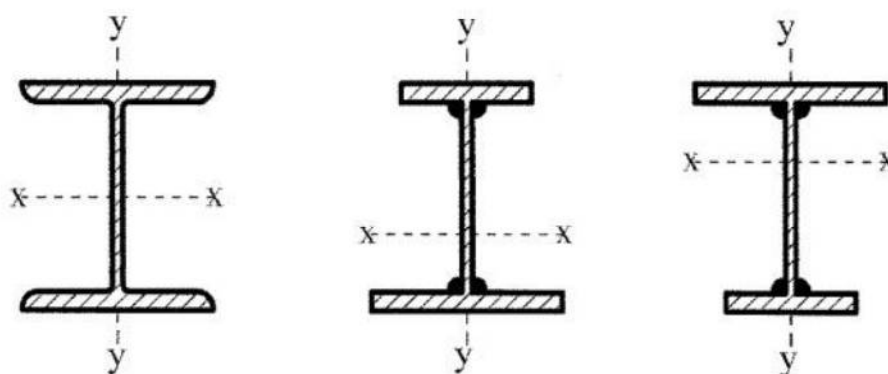
الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با دو محور تقارن با بال‌های غیرفشرده و جان فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



(بال‌ها غیرفشرده، جان فشرده) (بال‌ها غیرفشرده، جان فشرده)

# ۱۰-۲-۵-۴ مقاومت خمشی اسمی سایر اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیر فشرده و جان فشرده یا غیر فشرده حول محور قوی

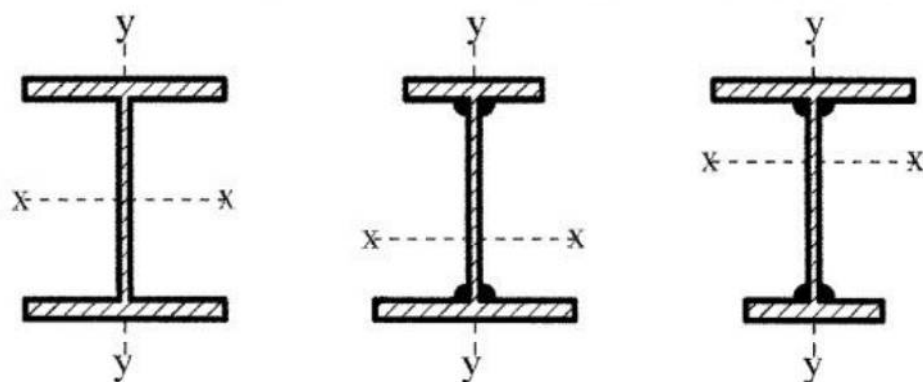
الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی سایر اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بال‌های فشرده یا غیر فشرده و جان فشرده یا غیر فشرده که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



(بال‌ها فشرده یا غیر فشرده، جان فشرده یا غیر فشرده)

## ۱۰-۲-۵-۵ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بالهای فشرده و غیرفشرده و جان لاغر حول محور قوی

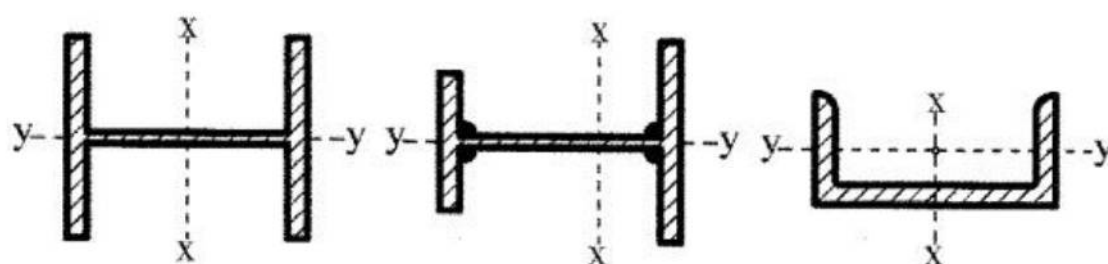
الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با بالهای فشرده و غیرفشرده و جان لاغر که تحت اثر خمش حول محور قوی قرار دارند.



(بال‌ها فشرده یا غیرفشرده، جان لاغر)

# ۱۰-۲-۵-۶ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی حول محور ضعیف

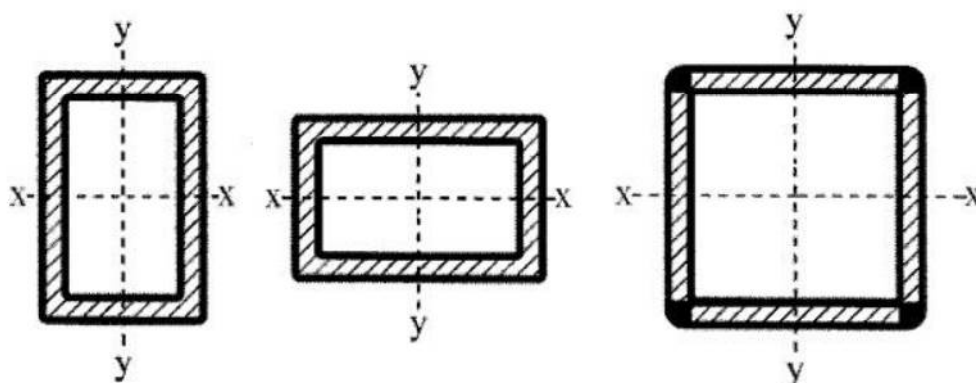
الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع I شکل و ناودانی که تحت اثر خمش حول محور ضعیف قرار دارند.



(بالها فشرده یا غیرفشرده، جان فشرده یا غیرفشرده و یا لاغر)

### ۷-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی اسمی با مقطع قوطی شکل حول محورهای قوی و ضعیف

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع قوطی شکل با بال‌ها و جان‌های فشرده یا غیرفشرده که تحت اثر خمش حول محورهای قوی یا ضعیف قرار دارند.

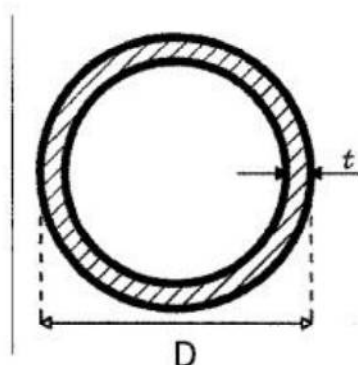


(بال‌ها فشرده یا غیرفشرده، جان‌ها فشرده یا غیرفشرده)



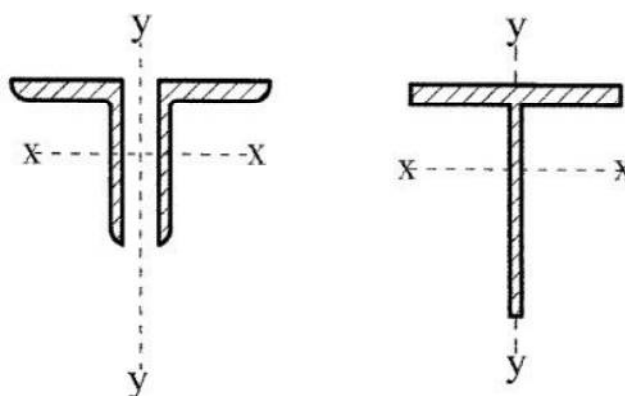
### ۱۰-۲-۵-۸ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع لوله‌ای شکل

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای لوله‌ای شکل که در آنها  $\frac{D}{t} \leq 0.31 \frac{E}{F_y}$  می‌باشد. در صورتی که  $\frac{D}{t} > 0.31 \frac{E}{F_y}$  باشد، مقطع لاغر محسوب می‌شود و مطابق الزامات ۱۰-۲-۲ استفاده از این نوع مقاطع برای اعضای خمشی مجاز نمی‌باشد.



# ۹-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع سپری و نبشی جفت با بارگذاری در صفحه تقارن

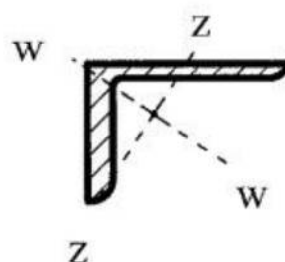
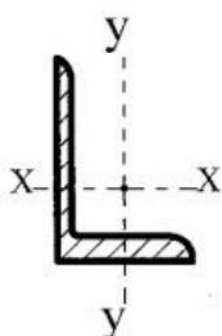
الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع سپری و نبشی جفت که در صفحه تقارن بارگذاری شده‌اند (خمش حول محور  $X$ ). استفاده از این نوع مقاطع با اجزای لاغر مجاز نمی‌باشد.



(بال یا بال‌ها فشرده یا غیرفشرده، جان یا جان‌ها فشرده یا غیرفشرده)

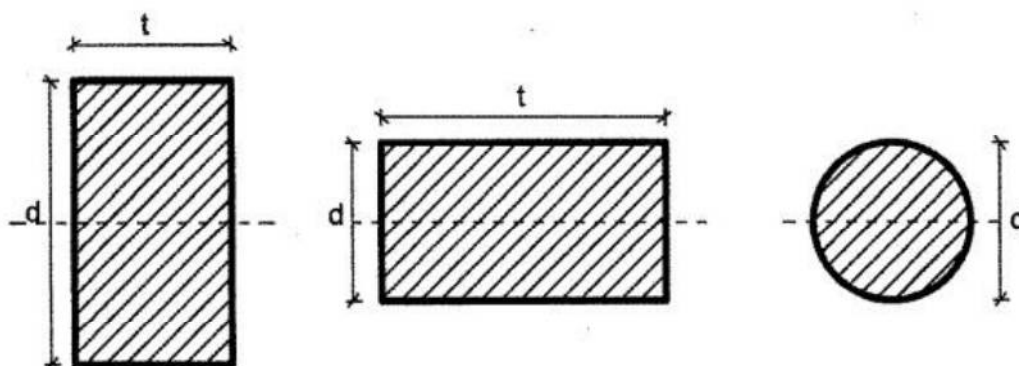
### ۱۰-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نبشی تک

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نبشی تک که تحت اثر لنگر خمشی قرار دارد.



### ۱۰-۲-۵-۱۱ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع توپر دایره‌ای و چهارگوش







الزامات این بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع توپر چهارگوش که تحت خمش حول یکی از محورها اصلی قرار دارند و نیز اعضای با مقطع توپر دایره‌ای می‌باشد. مقاومت خمشی اسمی،  $M_n$ ، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حدی تسلیم و کمانش پیچشی- جانبی در نظر گرفته شود.

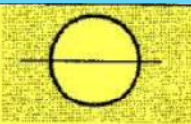





#### ۱۰-۲-۵-۱۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نامتقارن

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای با مقطع نامتقارن که تحت اثر خمش قرار دارد مقاومت خمشی اسمی،  $M_{\Pi}$ ، این نوع اعضا باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالت‌های حدی تسلیم، کمانش پیچشی- جانبی و کمانش موضعی در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۲-۵ انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی

بند مربوطه	مقطع	لاغری بال	لاغری جان	حالت حدی
۲-۵-۲-۱۰		C	C	Y, LTB
۳-۵-۲-۱۰		NC	C	LTB, FLB
۴-۵-۲-۱۰		C, NC	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
۵-۵-۲-۱۰		C, NC	S	Y, LTB, FLB, TFY
۶-۵-۲-۱۰		C, NC	N/A	Y, FLB
۷-۵-۲-۱۰		C, NC	C, NC	Y, FLB, WLB

Y, LB	N/A	N/A		۸-۵-۲-۱۰
Y, LTB, FLB	N/A	C, NC		۹-۵-۲-۱۰
Y, LTB, LLB	N/A	N/A		۱۰-۵-۲-۱۰
Y, LTB	N/A	N/A		۱۱-۵-۲-۱۰
کلیه حالت‌های حدی	N/A	N/A	مقاطع نامتقارن به غیر از نبش تک	۱۲-۵-۲-۱۰





# الزامات طراحی اعضای برشی

۲۵۸

### ۱۰-۲-۶ الزامات طراحی اعضا برای برش

این بخش به الزامات طراحی اعضای با مقطع دارای تقارن یک محوره یا دو محوره تحت اثر برش در صفحه جان، اعضای با مقطع نبشی تک، اعضای با مقطع توخالی نظیر مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل و اعضای با مقطع دارای تقارن یک محوره یا دو محوره تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف می‌پردازد.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می گردد.

- ۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی
- ۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی
- ۱۰-۲-۶-۴ مقاومت برشی اعضای با مقطع نبشی تک
- ۱۰-۲-۶-۵ مقاومت برشی اعضای با مقطع قوطی شکل
- ۱۰-۲-۶-۶ مقاومت برشی اعضای با مقطع لوله ای
- ۱۰-۲-۶-۷ مقاومت برشی اعضای که تحت اثر برش در امتداد عمود بر محور ضعیف مقطع قرار دارند.
- ۱۰-۲-۶-۸ تیرها و شاه تیرهای دارای بازشو در جان مقطع

### ۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی

مقاومت برشی طراحی مساوی  $\phi_v V_n$  می باشد که در آن:

$\phi_v$  = ضریب کاهش مقاومت برشی می باشد و برای کلیه الزامات این بخش برابر ۰/۹ بوده به جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۱-الف که مقدار آن باید برابر یک در نظر گرفته شود.

$V_n$  = مقاومت برشی اسمی اعضا می باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت های تسلیم برشی و کمانش برشی مطابق الزامات بندهای ۱۰-۲-۶-۱ تا ۱۰-۲-۶-۷ در نظر گرفته شود.

در این بخش برای طراحی اعضا برای نیروی برشی دو روش ارائه گردیده است. در روش اول مطابق الزامات بند ۲-۶-۲-۱۰ برای محاسبه مقاومت برشی اعضا از عمل میدان کششی استفاده نمی‌شود. اما در روش دوم مطابق الزامات بند ۳-۶-۲-۱۰ برای تعیین مقاومت برشی اعضا از عمل میدان کششی استفاده می‌شود.

### ۱۰-۲-۶-۲ مقاومت برشی اعضا بدون توجه به عمل میدان کششی

الزامات این بند مربوط است به تعیین مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع نوردشده یا ساخته شده از ورق دارای تقارن یک محوره یا دو محوره که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند. مقاومت برشی اسمی اعضای با مقطع ناودانی که تحت اثر برش در صفحه جان قرار دارند نیز باید بر اساس الزامات این بند محاسبه شوند.

#### ۱۰-۲-۶-۲-۱ مقاومت برشی اسمی

مقاومت برشی اسمی ( $V_n$ ) اعضای با مقطع دارای جان سخت نشده (بدون سخت کننده) و سخت شده (با سخت کننده) بر اساس حالت های حدی تسلیم برشی و کمانش برشی از رابطه زیر تعیین می شود.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (10-2-6-2)$$



#### ۱۰-۲-۲-۶-۲ سخت‌کننده‌های عرضی

در مواردی که  $h/t_w \leq 2/46 \sqrt{E/F_y}$  بوده و نیز در مواردی که مقاومت برشی مورد نیاز کوچکتر یا مساوی مقاومت برشی موجود ( $V_n$ ) طبق بند ۱۰-۲-۶-۲-۱ ب به ازای  $k_v=5$  باشد، نیازی به تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی در جان مقاطع نمی‌باشد. در صورت عدم تحقق یکی از شرایط مذکور باید از سخت‌کننده‌های عرضی با رعایت محدودیت‌های زیر استفاده شود.



### ۱۰-۲-۶-۳ مقاومت برشی اعضا با توجه به عمل میدان کششی

در مواردی که قطعات سخت‌کننده عرضی مطابق الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲ در جان تیر تعبیه شود، می‌توان برای تعیین مقاومت برشی اسمی اعضا از عمل میدان کششی استفاده نمود.

#### ۱۰-۲-۶-۱ محدودیت‌های استفاده از عمل میدان کششی

به طور کلی استفاده از عمل میدان کششی برای حالت‌های زیر مجاز نمی‌باشد.

الف) در چشمه‌های دو انتهای تمامی اعضای دارای سخت‌کننده‌های عرضی

ب) در اعضای که در آن  $\frac{a}{h} > 3$  یا  $\left[ \frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 > \frac{a}{h}$  می‌باشد

پ) در اعضای که  $\left[ \frac{2A_w}{(A_{fc}/A_{ft})} \right] > 2/5$  می‌باشد

ت) در اعضای که  $(h/b_{ft}) > 6$  یا  $(h/b_{fc}) > 6$  می‌باشد

### ۱۰-۲-۶-۳-۲ مقاومت برشی اسمی با توجه به عمل میدان کششی

در صورت مجاز بودن استفاده از عمل میدان کششی، مقاومت برشی اسمی ( $V_n$ ) باید به شرح زیر بر اساس حالت حدی تسلیم میدان کششی در نظر گرفته شود.

الف) برای  $h/t_w \leq 1/1 \sqrt{k_v E / F_y}$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \quad (10-2-6-9)$$

ب) برای  $h/t_w > 1/1 \sqrt{k_v E / F_y}$

$$V_n = 0.6 F_y A_w \left[ C_v + \frac{1 - C_v}{1/15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad (10-2-6-10)$$

### ۱۰-۲-۶-۳ سخت‌کننده‌های عرضی

در صورت استفاده از عمل میدان کششی، سخت‌کننده‌های عرضی علاوه بر تأمین الزامات بند ۱۰-۲-۶-۲ باید محدودیت زیر را نیز تأمین نمایند.

(الف)

$$(b/t)_{st} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \quad (10-2-6-11)$$

(ب)

$$I_{st} \geq I_{st1} + (I_{st2} - I_{st1}) \left[ \frac{V_u - V_{c1}}{V_{cr} - V_{c1}} \right] \quad (10-2-6-12)$$



# الزامات طراحی اعضای تحت نیروهای ترکیبی

## ۷-۲-۱۰ الزامات طراحی اعضا برای ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی و ترکیب لنگر پیچشی با سایر نیروها

این بخش به الزامات طراحی اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی حول یکی از محورها یا هر دو محور با یا بدون لنگر پیچشی و نیز اعضای تحت اثر پیچش خالص می‌پردازد. مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می‌گردد.

- ۱-۷-۲-۱۰ الزامات عمومی
- ۲-۷-۲-۱۰ اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی
- ۳-۷-۲-۱۰ اعضای با مقطع نامتقارن و سایر اعضا تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی
- ۴-۷-۲-۱۰ اعضای تحت اثر لنگر پیچشی و ترکیب پیچش، خمش، برش و با یا بدون نیروی محوری
- ۵-۷-۲-۱۰ گسیختگی بال‌های دارای سوراخ تحت اثر همزمان نیروی محوری و لنگر خمشی

#### ۱۰-۲-۷-۱ الزامات عمومی

طراحی این گونه اعضا بر اصولی استوار است که در بخش‌های قبلی این فصل ارائه شد. به عبارت دیگر، مباحث مطروحه در بخش‌های قبلی برای طراحی اعضا در برابر نیروی کششی، نیروی فشاری، لنگر خمشی و نیروی برشی و نیز الزامات تحلیل و طراحی برای تأمین پایداری و الزامات کمانش موضعی در طراحی این گونه اعضا مورد استفاده قرار خواهد گرفت.



# الزمامات طراحي اعضاي مختلط

٢٧١





### ۱۰-۲-۸ الزامات طراحی اعضای با مقطع مختلط

این بخش به الزامات طراحی اعضای با مقطع مختلط متشکل از نیمرخ فولادی نوردشده یا ساخته شده از ورق، محیط یا محاط در بتن که به واسطه چسبندگی کافی با یکدیگر به طور توأم عمل می‌کنند و نیز به الزامات طراحی تیرهای با دهانه‌های ساده و پیوسته با دال بتنی متکی بر آن به همراه برشگیر که با یا بدون استفاده از پایه‌های موقت اجرا می‌شوند، می‌پردازد.

مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می گردد.

- ۱۰-۲-۸-۱ الزامات عمومی
- ۱۰-۲-۸-۲ اعضای محوری با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۴ برش در مقاطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۵ ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی در اعضای با مقطع مختلط
- ۱۰-۲-۸-۶ انتقال بار در اعضای با مقطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن
- ۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها
- ۱۰-۲-۸-۸ حالت های خاص

#### ۱۰-۲-۸-۱ الزامات عمومی

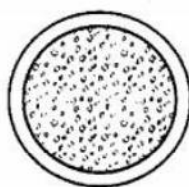
در تعیین آثار بار در اعضا و اتصالات سازه‌هایی که دارای اعضای با مقطع مختلط هستند، لازم است توجه کافی به مقطع موثر اعضا، در هر مرحله از افزایش بارگذاری مبذول گردد. الزامات مربوط به پوشش بتن روی آرماتور، وصله آرماتور، فواصل آرماتورها، خم آرماتورها و مقاومت برشی اجزای بتنی باید با توجه به الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه) تعیین گردد، مگر اینکه در این بخش الزامات خاصی برای آنها وضع شده باشد.

### ۲-۸-۲-۱۰ اعضای محوری با مقطع مختلط

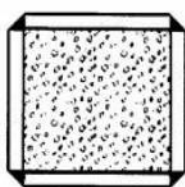
اعضای محوری با مقطع مختلط به دو گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

الف) اعضای محوری با مقطع مختلط محاط در بتن: اعضای محوری با مقطع مختلط می‌توانند از مقاطع فولادی نورد شده یا ساخته شده از ورق که در بتن سازه‌ای محاط بوده، تشکیل شوند (شکل ۱-۸-۲-۱۰-الف).

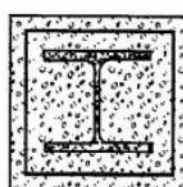
ب) اعضای محوری با مقطع مختلط پر شده با بتن: اعضای محوری با مقطع مختلط می‌توانند از مقاطع توخالی مستطیلی شکل نورد شده یا ساخته شده از ورق با جوش پیوسته و مقاطع توخالی دایره‌ای شکل که با بتن سازه‌ای پر شده، تشکیل شوند (شکل ۱-۸-۲-۱۰-ب و پ).



(پ) عضو محوری مختلط لوله پر شده با بتن



(ب) عضو محوری مختلط قوطی شکل پر شده با بتن



(الف) عضو محوری مختلط محاط در بتن

شکل ۱-۸-۲-۱۰ اعضای محوری با مقطع مختلط

### ۱۰-۲-۸-۳ اعضای خمشی با مقطع مختلط

اعضای خمشی با مقطع مختلط به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

الف) اعضای خمشی با مقطع فولادی و دال بتنی متکی بر آن به همراه برشگیر

ب) اعضای خمشی با مقطع مختلط محاط در بتن

پ) اعضای خمشی با مقطع مختلط پر شده با بتن

#### ۱۰-۲-۸-۳-۱ عرض موثر و حداقل ضخامت دال بتنی

عرض موثر دال بتنی که در هر طرف تیر با آن به صورت مختلط عمل می‌نماید، نباید از کوچکترین مقادیر زیر بزرگتر در نظر گرفته شود.

۱. یک هشتم دهانه تیر (مرکز تا مرکز تکیه‌گاه‌های تیر)

۲. نصف فاصله محور تیر تا محور تیر مجاور

۳. فاصله محور تیر تا لبه دال

تبصره: حداقل ضخامت دال بتنی، ۸۰ میلی‌متر مقرر می‌گردد.

#### ۱۰-۲-۸-۳-۲ مقاومت در حین اجرا

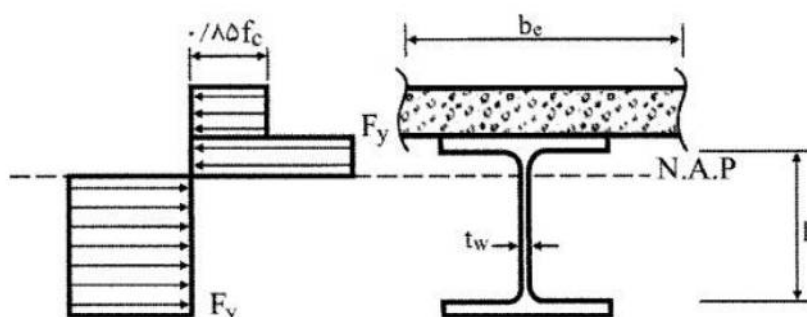
در صورتی که در اعضای خمشی با مقطع مختلط، در هنگام بتن‌ریزی دال بتنی از پایه موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، عضو فولادی تا قبل از رسیدن بتن به ۷۵ درصد مقاومت مشخصه  $f_c$ ، باید به تنهایی دارای مقاومت کافی برای تحمل وزن خود، وزن بتن تر و بارهای حین اجرا (نظیر بار ناشی از قالب‌بندی) باشد. مقاومت خمشی عضو فولادی تنها، باید طبق الزامات بخش ۱۰-۲-۵ تعیین گردد.

### ۳-۳-۸-۲-۱۰ مقاومت خمشی مقاطع مختلط دارای برشگیر

#### الف) مقاومت خمشی مثبت

مقاومت خمشی مثبت طراحی مساوی  $\phi_b M_n$  می‌باشد که در آن  $\phi_b$  ضریب کاهش مقاومت برابر  $0.9$  و  $M_n$  مقاومت خمشی مثبت اسمی می‌باشد که باید بر اساس حالت حدی تسلیم به شرح زیر تعیین شود.

۱. در صورتی که  $\frac{h}{t_w} \leq 3/76 \sqrt{E/F_y}$  باشد،  $M_n$  باید بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع مختلط تعیین شود.



شکل ۳-۸-۲-۱۰ توزیع پلاستیک تنش در مقطع مختلط



۲. در صورتی که  $\frac{h}{t_w} > 3/76 \sqrt{E/F_y}$  باشد  $M_n$  باید بر اساس روی هم گذاری تنش‌های الاستیک با فرض مقطع تبدیل‌یافته و با در نظر گرفتن اثر پایه‌های موقت برای حالت حدی تسلیم در تارهای انتهایی مقطع مختلط ( $M_y$ ) تعیین گردد. به عبارت دیگر:

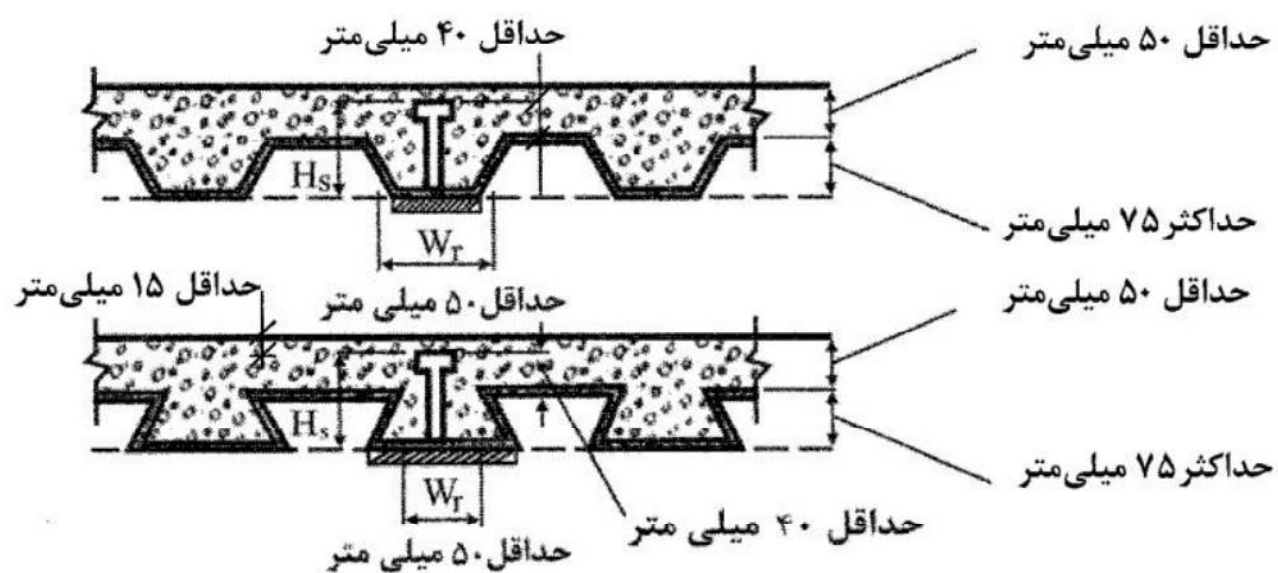
$$M_n = \min (M_{ny} \text{ و } M_{nw}) \quad (18-8-2-10)$$

### ب) مقاومت خمشی منفی

مقاومت خمشی منفی طراحی مساوی  $\phi_b M_n$  می باشد که در آن  $\phi_b$  ضریب کاهش مقاومت برابر  $0.9$  و  $M_n$  مقاومت خمشی منفی اسمی می باشد که باید بر اساس مقطع فولادی تنها مطابق الزامات بخش  $5-2-10$  تعیین شود.

- به عنوان روش جایگزین، مقاومت خمشی منفی اسمی را می توان بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع مختلط با منظور کردن اثر آرماتورهای طولی تعیین نمود، مشروط بر اینکه:
۱. مقطع فولادی فشرده و دارای اتکای جانبی کافی مطابق الزامات بخش  $5-2-10$  باشد.
  ۲. در ناحیه لنگر منفی، دال بتنی به کمک برشگیرهای کافی به تیر فولادی وصل شده باشد.

پ) مقاومت خمشی مقاطع مختلط به همراه ورق‌های فولادی شکل داده شده  
مقاومت خمشی طراحی مقاطع مختلط متشکل از دال بتنی بر روی ورق‌های فولادی شکل داده  
شده و متصل به مقطع فولادی مساوی  $\phi_b M_n$  می‌باشد که در آن  $\phi_b$  ضریب کاهش مقاومت برابر  
۰/۹ و  $M_n$  مقاومت خمشی اسمی می‌باشد که باید بر اساس الزامات بند ۱۰-۲-۸-۳-۳ و با رعایت  
الزامات زیر تعیین گردد.



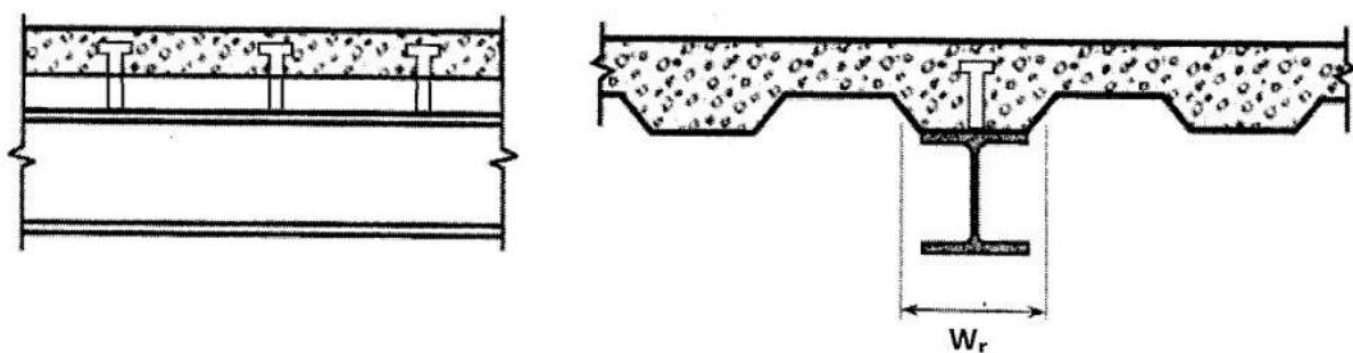
شکل ۴-۸-۲-۱۰ ملاحظات و محدودیت‌های ورق‌های فولادی شکل داده شده

پ-۲) ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها عمود بر محور تیر می‌باشد.

در تعیین مشخصات هندسی مقطع مختلط و نیز در محاسبه  $A_c$  باید از بتن موجود در زیر سطح فوقانی ورق فولادی شکل داده شده صرف نظر شود (شکل ۵-۸-۲-۱۰).



شکل ۵-۸-۲-۱۰ ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها عمود بر محور تیر می‌باشد



شکل ۱۰-۲-۸-۶ ورق‌های فولادی شکل داده شده که کنگره‌های آنها موازی با محور تیر می‌باشد

#### ۱۰-۲-۸-۳-۴ مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن

مقاومت خمشی مقاطع مختلط محاط در بتن مساوی  $\phi_b M_n$  می باشد که در آن  $\phi_b$  ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و  $M_n$  مقاومت خمشی اسمی می باشد که باید بر اساس یکی از روش های زیر تعیین شود.

۱. براساس رویهم گذاری تنش های الاستیک با فرض مقطع تبدیل یافته و با در نظر گرفتن اثر پایه های موقت برای حالت حدی تسلیم (اولین نقطه تسلیم) در مقطع مختلط ( $M_y$ )
۲. بر اساس توزیع پلاستیک تنش بر روی مقطع فولادی تنها ( $M_p$ )
۳. در صورت تعبیه برشگیرهای کافی در اینگونه اعضا، مقاومت خمشی اسمی آنها می تواند بر اساس یکی از روش های توزیع پلاستیک تنش یا سازگاری کرنش ها بر روی مقطع مختلط تعیین گردد.



### ۱۰-۲-۸-۴ برش در مقاطع مختلط

الف) مقاطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن

مقاومت برشی طراحی مقاطع مختلط محاط در بتن و پرشده با بتن مساوی  $\phi_v V_n$  می باشد که باید بر اساس یکی از روش های زیر تعیین شود.

۱. بر اساس مقاومت برشی طراحی مقطع فولادی تنها مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۶

۲. بر اساس مقاومت برشی طراحی بخش بتن مسلح (مقاومت برشی بتن بعلاوه مقاومت برشی خاموت های اصلی) مطابق الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

۳. بر اساس مقاومت برشی اسمی مقطع فولادی مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۶ بعلاوه مقاومت برشی اسمی خاموت‌های عرضی مطابق الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان با ضریب کاهش مقاومت برابر  $\phi_v = 0.75$  برای ترکیب مقاومت برشی اسمی مقطع فولادی و خاموت‌های عرضی.

**ب) مقاطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر**

مقاومت برشی طراحی مقاطع مختلط متکی بر دال بتنی و دارای برشگیر باید بر اساس مقاومت برشی طراحی مقطع فولادی تنها مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۶ تعیین گردد.

### ۱۰-۲-۸-۷ برشگیرها

#### ۱۰-۲-۸-۷-۱ الزامات عمومی

برشگیرهای مورد نیاز در هریک از طرفین نقطه لنگر حداکثر مثبت یا منفی را می‌توان بین آن نقطه و نقاط مجاوری که دارای لنگر صفر هستند، به‌طور یکنواخت توزیع کرد. لیکن مقدار برشگیر موجود بین هر بار متمرکز و نزدیکترین نقطه دارای لنگر صفر، باید جهت حصول لنگر حداکثر مورد نیاز در نقطه اعمال بار کافی باشد.

قطر گل‌میخ نباید از  $2/5$  برابر ضخامت فلز پایه که به آن جوش می‌شود، تجاوز نماید، مگر اینکه گل‌میخ درست در امتداد جان مقطع فولادی قرار گرفته باشد.

#### ۱۰-۲-۸-۷-۲ برشگیرهای تیرهای با مقطع مختلط

برشگیرها باید یا از نوع گل‌میخ‌های کلاهدار که طول آنها بعد از نصب، حداقل ۴ برابر قطرشان است یا از نوع ناودانی‌های گرم نوردشده باشند، برشگیرها باید در دال‌هایی مدفون شوند که سنگدانه‌های آنها برای بتن معمولی منطبق بر الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باشند. استفاده از سایر اجزای فولادی به عنوان برشگیر تنها در صورتی مجاز است که مقاومت برشی اسمی آنها از طریق آزمایشگاه ذیصلاح تأیید شده باشد.

### الف) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل میخ

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع گل میخ که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می گیرند، باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (10-2-8-33)$$

که در آن:

$A_{sa}$  = سطح مقطع گل میخ

$E_c$  = مدول الاستیسیته بتن

$f_c$  = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه ای بتن

$F_u$  = تنش کششی نهایی حداقل مصالح گل میخ

**ب) مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی**

مقاومت برشی اسمی برشگیرهای از نوع ناودانی که بر بال فوقانی تیر فولادی متصل شده و در داخل دال بتنی قرار می‌گیرند، باید از رابطه زیر تعیین شود.

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w) L_a \sqrt{f_c E_c} \quad (34-8-2-10)$$

که در آن:

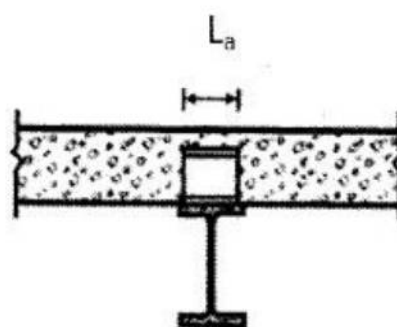
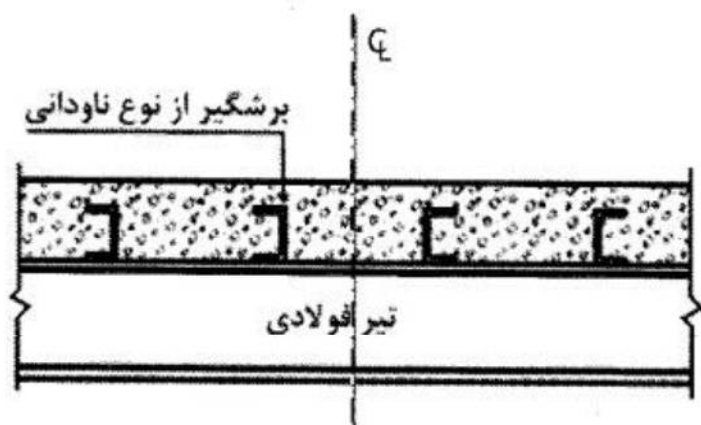
$t_f$  = ضخامت متوسط بال ناودانی

$t_w$  = ضخامت جان ناودانی

$L_a$  = طول ناودانی

$f_c$  = مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای بتن

$E_c$  = مدول الاستیسیته بتن



شکل ۷-۸-۲-۱۰ برشگیرهای از نوع ناودانی





# الزمامات طراحي كف ستون

٢٩٣

### ۱۰-۲-۹-۸ کفستونها و فشار مستقیم بر بتن و مصالح بنایی

مقاومت اتکایی طراحی برای مصالح مختلف تکیه‌گاهی مساوی  $\phi_c P_p$  می‌باشد که در آن  $\phi_c$  ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۶۵ و  $P_p$  مقاومت اتکایی است که براساس حالت حدی خردشدگی مصالح تکیه‌گاهی به شرح زیر تعیین می‌گردد.

**(الف)** فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی یا سنگ‌آهکی یا ماسه‌سنگ متراکم و ماسه‌سیمان:

$$P_p = F_p A_p$$

(۱۰-۲-۹-۲۰)

که در آن:

$A_p$  = سطح اتکا در تماس با تکیه‌گاه بر حسب میلی‌متر مربع

$F_p$  = تنش اتکایی اسمی و مساوی ۶ مگاپاسکال



ب) فشار مستقیم بر روی تکیه‌گاه مصالح بنایی با آجر فشاری و ملات ماسه‌سیمان:

$$P_p = F_p A_p$$

(۲۱-۹-۲-۱۰)

که در آن:

$A_p$  = سطح اتکا در تماس با تکیه‌گاه بر حسب میلی‌متر مربع

$F_p$  = تنش اتکایی اسمی و مساوی ۴ مگاپاسکال

پ) فشار مستقیم بر روی تکیه گاه بتنی:

$$P_p = 0.85 f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f_c A_1$$

(۲۲-۹-۲-۱۰)

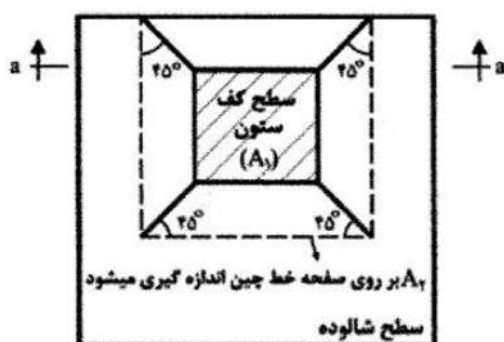
که در آن:

$f_c$  = مقاومت مشخصه فشاری بتن بر روی نمونه استوانه‌ای استاندارد.

$A_1$  = سطح ورق کفستون در تماس با شالوده

$A_2$  = حداکثر سطحی از شالوده هم‌مرکز و متشابه با ورق کفستون که در پلان و عمق شالوده

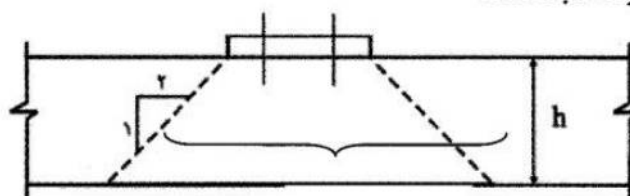
مطابق شکل ۱۰-۲-۹-۱۵ محدود می‌شود.



(ب) کف ستون هایی که لبه های آن از لبه شالوده فاصله دارد.



(الف) کف ستون هایی که حداقل یکی از لبه های آن با لبه شالوده همبند است.



(پ) مقطع a-a



# الزامات طراحی حالت حدی بهره‌برداری

## ۱۰-۲-۱۰ الزامات حالت‌های حدی بهره‌برداری در تحلیل و طراحی

الزامات این بخش به عواملی که از نظر شرایط بهره‌برداری در طرح و محاسبه مطرح هستند و در بخش‌های دیگر این بخش به آنها پرداخته نشده است، مربوط می‌شود. شرایط بهره‌برداری عبارت است از شرایطی که در آن مجموعه سازه، شامل اعضا و اتصالات آن ضمن انجام نقش اصلی خود (مقاومت در برابر بارهای خارجی)، قابلیت نگهداری، حفظ ظاهر، دوام و آسایش ساکنین را تامین می‌کند. مجموعه سازه شامل اعضا و اتصالات آنها، باید از نظر قابلیت بهره‌برداری مورد کنترل و طراحی قرار گیرند. در تحلیل و طراحی براساس حالت‌های حدی بهره‌برداری باید ضرایب ایمنی جزئی مقاومت ( $\phi$ ) و نیز مطابق ترکیبات بارگذاری ارائه شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ضرایب ایمنی جزئی بارها، برابر واحد در نظر گرفته شود.



ضرایب ایمنی جزئی بارها، برابر واحد در نظر گرفته شود.  
مقررات این بخش تحت عناوین زیر ارائه می گردد.

- ۱-۱۰-۲-۱۰ ملاحظات پیش خیز
- ۲-۱۰-۲-۱۰ تغییر شکل ها
- ۳-۱۰-۲-۱۰ تغییر مکان های جانبی
- ۴-۱۰-۲-۱۰ ارتعاش (لرزش)
- ۵-۱۰-۲-۱۰ ملاحظات آثار ناشی از حرکت باد
- ۶-۱۰-۲-۱۰ انقباض و انقباض
- ۷-۱۰-۲-۱۰ لغزش اتصالات

### ۱۰-۲-۱۰ ملاحظات پیش خیز

اگر برای بعضی از اعضای خمشی، پیش خیز به خصوصی لازم است تا در هنگام بارگذاری به شکل مورد نیاز و در ارتباط با اعضای دیگر درآیند، باید اندازه، جهت و موقعیت پیش خیز در مدارک طرح و محاسبه و نیز در نقشه‌های سازه‌ای به روشنی مشخص شود.

در خرپاهای با دهانه بیش از ۱۲ متر، لازم است به اندازه تغییرشکل بار مرده، پیش خیز داده شود. در شاه‌تیرهای مربوط به جراثقال با دهانه بزرگتر از ۱۲ متر باید پیش‌خیزی در حدود تغییرشکل ناشی از بار مرده به اضافه  $\frac{1}{4}$  بار زنده، پیش‌بینی شود.

تیرها و خرپاهایی که خیز معینی برای آنها قید نشده باشد، باید در کارخانه طوری ساخته شوند که به هر حال پس از نصب، تغییرشکل روبه بالا (پیش خیز) داشته باشند.

## ۲-۱۰-۲-۱۰ تغییر شکل‌ها

تیرها و شاه‌تیرهایی که کف‌ها و سقف‌های ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییر مکان آنها در اثر ترکیبات بارگذاری متناسب با ضوابط سرویس‌دهی، طرح و محاسبه شوند. به هر حال تغییر شکل اعضای سازه‌ای تحت ترکیبات بارگذاری نظیر شرایط بهره‌برداری، باید به اندازه‌ای باشد که به سرویس‌دهی سازه لطمه‌ای وارد نشود.

تیرها و شاه‌تیرهایی که سقف‌های نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، باید طوری محاسبه و طراحی شوند که تغییر شکل حداکثر ناشی از بار مرده و زنده از  $\frac{1}{24}$  طول دهانه و تغییر شکل حداکثر ناشی از بار زنده از  $\frac{1}{36}$  طول دهانه بیشتر نشود.

در صورتی که در تیرهای مختلط برشگیردار، درهنگام بتن ریزی دال از پایه‌های موقت در زیر تیر فولادی استفاده نشود، کنترل تغییرشکل تیر مختلط باید شامل مراحل زیر باشد.

**گام ۱.** ابتدا بار ناشی از وزن تیر فولادی، دال بتنی و بار ناشی از قالب بندی بر تیر فولادی تنها اثر داده شده و تغییرشکل تیر محاسبه می‌گردد.

**گام ۲.** سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مرده‌ای که بعد از گرفتن دال بتنی وارد می‌شوند نظیر وزن کف‌سازی، تیغه‌ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می‌شوند و تغییرشکل تیر مختلط محاسبه می‌گردد.

مجموع تغییرشکل‌های محاسبه شده در گام‌های ۱ و ۲ نباید از  $\frac{1}{24}$  طول دهانه بیشتر شود. همچنین، در اعضای مختلط، تغییرشکل‌های اضافی در اثر خزش و افت بتن باید به نحو موثری در محاسبه تغییرشکل‌ها در نظر گرفته شود.

### ۱۰-۲-۱۰-۳ تغییر مکان های جانبی

تغییر مکان های جانبی کلی و نسبی باید به گونه ای باشند که تحت ترکیبات بارگذاری نظیر شرایط بهره برداری، یکپارچگی تیغه بندی های داخلی و پوشش های خارجی (نما) حفظ شود. همچنین این تغییر مکان ها باید به گونه ای باشند که تحت ترکیبات بارگذاری نظیر حالت های حدی مقاومت، از برخورد ساختمان های مجاور هم جلوگیری بعمل آید. برای تأمین شرایط مذکور، تغییر مکان های جانبی کلی و نسبی باید محدودیت های قید شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان را برآورده نمایند.

### ۱۰-۲-۱۰-۴ ارتعاش (لرزش)

تیرها و شاه‌تیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (نظیر بارهای ناشی از رفت و آمد افراد، حرکت و توقف آسانسورها، حرکت ماشین آلات و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کف‌ها، فرکانس نوسانی تیر باید به اندازه‌ای باشد که از حد احساس بشری تجاوز ننماید. برای این منظور، لازم است فرکانس دوره‌ای (f) این تیرها بزرگتر یا مساوی ۵ هرتز باشد.\*

### ۱۰-۲-۱۰-۵ ملاحظات آثار ناشی از حرکت باد

به منظور آسایش ساکنین، آثار ناشی از حرکت باد باید به نحو موثری در محاسبه و طراحی سازه مورد توجه قرار گیرد.

\* برای محاسبه فرکانس دوره‌ای ( $f$ ) به مراجع راهنمای معتبر مراجعه شود. برای محاسبه فرکانس دوره‌ای ( $f$ ) تیرهای دو سر ساده تحت بار مرده یکنواخت  $q_D$  می‌توان از رابطه زیر استفاده نمود.

$$f = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EIg}{q_D}}$$

که در آن

$E$  = مدول الاستیسیته مصالح تیر بر حسب نیوتن بر متر مربع

$I$  = ممان اینرسی مقطع تیر بر حسب  $m^4$

$g$  = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ )

$q_D$  = بار مرده یکنواخت بر حسب نیوتن بر متر طول

$L$  = طول دهانه تیر دو سر ساده بر حسب متر

$f$  = فرکانس دوره‌ای تیر بر حسب هرتز



#### ۱۰-۲-۱۰-۶ انبساط و انقباض

برای تأمین شرایط بهره‌برداری مناسب، در محاسبه و طراحی سازه باید اثرات تغییرات دما به نحو موثری مورد توجه قرار گیرد. خرابی پوشش‌های نمای ساختمان می‌تواند ناشی از نفوذ آب بوده و به هوازدگی منتهی شود. در محاسبات، ضریب انبساط و انقباض حرارتی فولاد برابر  $10^{-6} \times 12$  به ازای هر درجه سلسیوس در نظر گرفته می‌شود.

#### ۱۰-۲-۱۰-۷ لغزش اتصالات

در مواردی که اثرات لغزش اتصالات باعث تغییر شکل‌هایی می‌شود که شرایط بهره‌برداری مناسب را به مخاطره می‌اندازد، مطابق الزامات بخش ۱۰-۲-۹، طراحی اتصال باید بر اساس کنترل لغزش بحرانی صورت گیرد. به عبارت دیگر، طراحی اتصال باید به صورت اصطکاکی صورت گیرد.



# الزامات طراحی لرزه‌ای

## ۱۰-۳ الزامات طراحی لرزه‌ای

در فصل دوم این مبحث توجه به طراحی اعضا و اتصالات عمدتاً معطوف به کنترل معیارهای پایداری، سختی و مقاومت بود. در این فصل علاوه بر معیارهای مذکور معیار شکل‌پذیری مورد توجه قرار گرفته است. هدف اساسی این فصل تعیین تناسب‌بندی جزئیات اعضا و اتصالات آنها به نحوی است که سازه ساختمان ضمن حفظ ایستایی کلی خود در برابر زلزله‌های شدید، تلفات جانی را حداقل نماید. از سوی دیگر، با رعایت الزامات این فصل انتظار می‌رود سازه ساختمان در برابر زلزله‌های خفیف و متوسط از لحاظ پایداری، سختی و مقاومت از خود عملکرد رضایت‌بخشی نشان دهد.

مقررات این فصل تحت عناوین زیر ارائه می گردد.

- ۱-۳-۱۰ هدف و دامنه کاربرد
- ۲-۳-۱۰ تعاریف
- ۳-۳-۱۰ الزامات لرزه‌ای مشخصات مصالح
- ۴-۳-۱۰ الزامات لرزه‌ای کمانش موضعی
- ۵-۳-۱۰ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون‌ها، وصله ستون‌ها، کف ستون‌ها و وصله تیرها
- ۶-۳-۱۰ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه
- ۷-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی معمولی
- ۸-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی متوسط
- ۹-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه

- ۱۰-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی
- ۱۱-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه
- ۱۲-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا
- ۱۳-۳-۱۰ اتصالات گیردار از پیش تأیید شده

۱۰-۳-۱-۲ سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در این فصل به آنها پرداخته می‌شود، عبارتند از:

الف) قاب‌های خمشی در سه رده:

- قاب‌های خمشی ویژه
- قاب‌های خمشی متوسط
- قاب‌های خمشی معمولی

۱۰-۳-۱-۲ سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در این فصل به آنها پرداخته می‌شود، عبارتند از:

الف) قاب‌های خمشی در سه رده:

- قاب‌های خمشی ویژه
- قاب‌های خمشی متوسط
- قاب‌های خمشی معمولی

ب) قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی همگرا در دو رده:

- مهاربندی همگرای ویژه
- مهاربندی همگرای معمولی





## پ) قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی واگرا در دو رده:

- مهاربندی واگرای ویژه
- مهاربندی واگرای معمولی

ت) سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی متشکل از قاب‌های خمشی ویژه یا متوسط با مهاربندی‌های همگرای ویژه

ث) سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی متشکل از قاب‌های خمشی ویژه یا متوسط با مهاربندی‌های واگرای ویژه

### ۱۰-۳-۱ شکل پذیری

سازه‌های باربر لرزه‌ای بسته به آن که چه اندازه بتوانند در مقاطع خاصی از خود تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی را پذیرا باشند و این ویژگی را در بارگذاری‌های رفت و برگشتی حفظ کرده و با کاهش مقاومت و سختی قابل ملاحظه روبرو نشوند، شکل پذیر تلقی می‌گردند.

شکل پذیری قاب‌های خمشی معمولاً با ظرفیت دورانی که در گره‌های خود می‌توانند تجهیز کنند، سنجیده می‌شود. دوران یک گره با نسبت تغییر مکان نسبی طبقه فوقانی آن گره به ارتفاع طبقه تعریف می‌شود. در این مبحث سه حد شکل پذیری برای قاب‌های خمشی فولادی و دو حد شکل پذیری برای قاب‌های مهاربندی شده در نظر گرفته شده و مقررات خاص طراحی هر یک از آنها ارائه شده است.

### الف) حد شکل‌پذیری زیاد

در این حد شکل‌پذیری دوران نظیر تغییرمکان نسبی طبقه زیاد بوده و بخش قابل ملاحظه‌ای از آن فرا ارتجاعی است. در قاب‌های خمشی ویژه مشمول این رده، میزان دوران به حدی است که دوران نظیر تغییرمکان نسبی طبقه در آن به  $0/04$  رادیان برسد که حداکثر  $0/03$  رادیان آن فرا ارتجاعی باشد.

### ب) حد شکل‌پذیری متوسط

در این حد شکل‌پذیری دوران نظیر تغییرمکان نسبی طبقه متوسط می‌باشد، به طوری که در قاب‌های خمشی میزان دوران تغییرمکان نسبی طبقه حداقل به  $0/02$  رادیان محدود می‌شود که دوران فرا ارتجاعی آن حدود  $0/01$  رادیان می‌باشد.



### پ) حد شکل‌پذیری کم

در این حد شکل‌پذیری، دوران نظیر تغییرمکان نسبی طبقه کم می‌باشد و سازه عملاً تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی ندارد. به این علت در این نوع سازه‌ها ضوابط خاص طراحی برای زلزله محدود است.

#### ۱۰-۳-۲-۴ ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

ترکیبات بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح ( $E$ ) با زلزله تشدید یافته ( $\Omega_0 E$ ) در ترکیبات متعارف بارها به دست می‌آیند که در آن  $\Omega_0$  به ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای موسوم است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر از حد تعیین شده مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، جزئیات‌بندی اعضا، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب  $\Omega_0$  برای انواع سیستم‌های سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۲ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲ ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

$\Omega_0$	نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای
۳	کلیه قاب‌های خمشی فولادی
۲	کلیه قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی
۲/۵	کلیه سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی

### ۱۰-۳-۳ الزامات لرزه‌ای مشخصات مصالح

#### ۱۰-۳-۳-۱ فولاد مصرفی

هر چند در فصل اول این مبحث به الزامات متعارف فولاد مصرفی به عنوان یک ماده ساختمانی پرداخته شده است، لیکن جهت تأمین شکل‌پذیری مناسب لازم است توجه ویژه‌ای به نحوه عملکرد فولاد در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها شود. برای حصول این امر لازم است از ناپایداری موضعی و کلی از قبیل کمانش جانبی - پیچشی در محدوده رفتار پلاستیک جلوگیری به عمل آید. این فولادها باید در عین حال دارای مقاومت کششی نهایی حداقل  $1/2$  برابر مقاومت حد تسلیم باشند. یعنی:

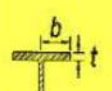
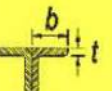
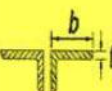

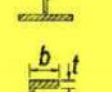
$$F_u \geq 1/2 F_y$$

(۱۰-۳-۳-۱)



### ۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای کمانش موضعی

در سازه‌های با شکل‌پذیری زیاد و متوسط که از آنها انتظار تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه می‌رود، برای مقاطع اعضا ضوابط سخت‌گیرانه‌تری در رابطه با کمانش موضعی بال‌ها و جان اعمال می‌شود. در نتیجه برای نسبت پهنای یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچکتری مقرر می‌گردد. در اینگونه سیستم‌های سازه‌ای تعریف جدیدی از مقطع فشرده، موضوع بخش ۱۰-۲-۲ در فصل دوم، جانشین تعریف قبلی می‌گردد و با نام مقطع فشرده لرزه‌ای معرفی می‌شود.

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		نسبت پهنای به ضخامت	شرح اجزا	۱	۲
	$\lambda_{hd}$ اعضای با شکل پذیری زیاد	$\lambda_{end}$ اعضای با شکل پذیری متوسط				
    	$0.78 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.78 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$b/t$	<p>بال های مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق، ناودانی ها، سپری ها، ساق نبشی های تک و نبشی های دوبل با فاصله و ساق برجسته نبشی های دوبل به هم چسبیده</p>	۱	۲



### ۱۰-۳-۵-۱ الزامات طراحی لرزه‌ای ستون

۱۰-۳-۵-۱-۱ کلیه ستون‌ها (باربر و غیرباربر جانبی لرزه‌ای) باید الزامات فصل ۱۰-۲ را تأمین نمایند. ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای علاوه بر تأمین الزامات فصل ۱۰-۲ باید دارای مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته باشند.



**تبصره ۱:** برای ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای که در معرض بار جانبی در بین دو انتهای ستون قرار دارند، اثر لنگر خمشی ناشی از این بار جانبی باید با نیروی محوری ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته به صورت توأم در نظر گرفته شود.

**تبصره ۲:** در مواردی که مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ترکیب نیروی زلزله راستاهای متعامد ضرورت داشته باشد، الزامات عمومی طراحی لرزه‌ای ستون‌ها باید برای ترکیب نیروهای زلزله راستاهای متعامد نیز مورد کنترل قرار گیرد.

**تبصره ۳:** شالوده ساختمان باید برای نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته نیز مورد محاسبه و کنترل قرار گیرد.

### ۱۰-۳-۷-۱ محدودیت تیرها و ستون‌ها

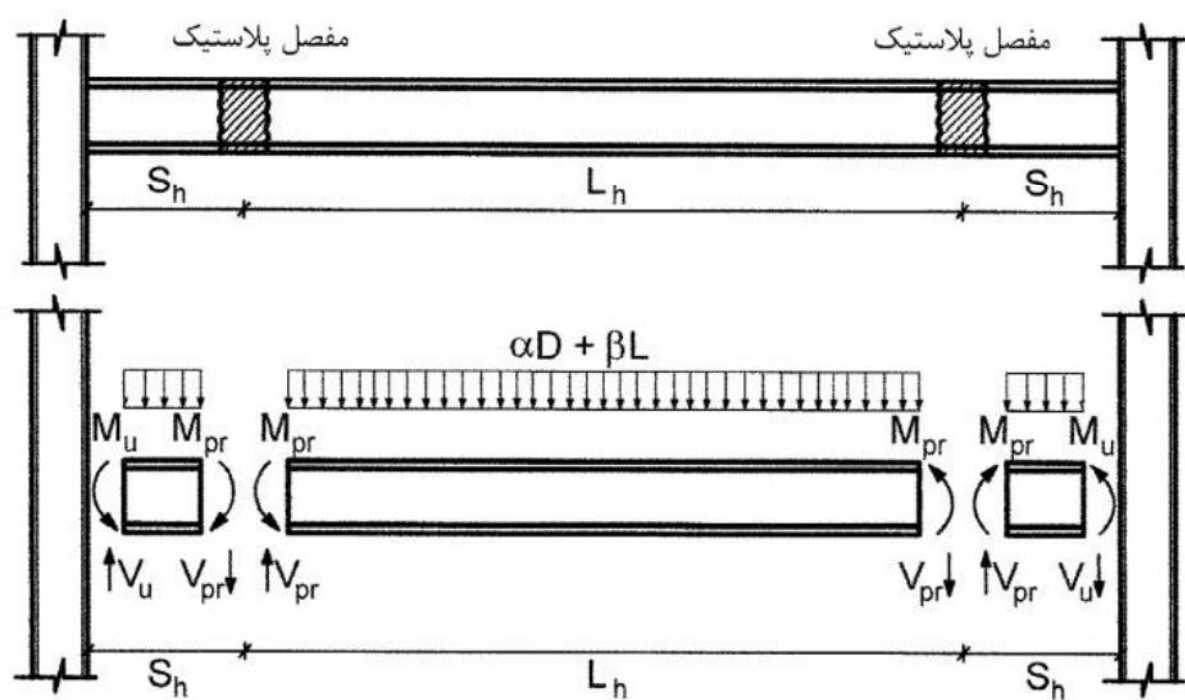
تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی معمولی باید دارای شرایط زیر باشند.

**(الف)** مقاطع تیرها و ستون‌ها باید فشرده باشند.

**(ب)** استفاده از ستون‌های با مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز است.

**(پ)** استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیه حفاظت‌شده دو انتهای تیر و در نیمه میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طور کامل فراهم گردد.

**(ت)** در ناحیه حفاظت‌شده دو انتهای تیر، ایجاد هر گونه تغییر ناگهانی در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد. تغییر تدریجی در پهنای یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت گیرد.



شکل ۱۰-۳-۸-۱ نمودار پیکره آزاد تیرهای باربر جانبی

### ۱۰-۳-۹ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه

قاب خمشی ویژه به قابی اطلاق می‌شود که در برابر نیروی جانبی زلزله تغییرشکل‌های فرارترجایی قابل ملاحظه‌ای را تحمل کند. در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها باید سعی شود که در نزدیکی دو انتهای تیر مفصل‌های پلاستیک تشکیل شوند و ظرفیت دورانی آنها به حدی باشد که دوران نظیر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه حداقل به  $0.04$  رادیان برسد که حدود  $0.03$  رادیان آن در ناحیه فرارترجایی باشد.

در این بخش برای طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها الزامات تکمیلی سخت‌گیرانه‌تری نسبت به قاب‌های خمشی متوسط در نظر گرفته شده است. به همین منظور در طراحی اعضا و اتصالات این نوع قاب‌ها علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱۰-۱ و ۱۰-۲ و نیز الزامات لرزه‌ای بخش‌های ۱۰-۳-۲ تا ۱۰-۳-۶ باید الزامات تکمیلی این بخش نیز رعایت شوند.



### ۱۰-۳-۹-۱ محدودیت تیرها و ستون‌ها

تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) مقاطع تیرها و ستون‌ها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{hd}$  مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴-۱ باشند.

ب) در ستون‌ها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نیست. اجزای مقطع ستون باید در تمامی طول آن به صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند.

پ) استفاده از تیرهای با جان سوراخ‌دار متوالی (لانه زنبوری) به عنوان اعضای باربر جانبی مجاز نیست. در صورت لزوم ایجاد سوراخ دسترسی در جان تیر، این سوراخ باید خارج از ناحیه حفاظت شده دو انتهای تیر و در نیمه میانی طولی دهانه تیر قرار گیرد. اطراف سوراخ باید به نحوی تقویت شود که مقاومت برشی و خمشی تیر به طور کامل فراهم گردد.

ت) در ناحیه حفاظت شده دو انتهای تیر، ایجاد هرگونه تغییر ناگهانی در پهنای بال یا ضخامت بال مجاز نمی‌باشد. تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ انجام پذیرد.

### ۱۰-۳-۹-۲ نسبت لنگر خمشی ستون به لنگر خمشی تیر

در کلیه گره‌های اتصالات خمشی تیر به ستون باید به طور مجزا در امتداد هریک از محوره‌های اصلی مقطع ستون رابطه زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1/0$$

(۱۰-۳-۹-۱)

### ۱۰-۳-۹-۳ مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر

مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر در قاب‌های خمشی ویژه عیناً مشابه مقاومت‌های مورد نیاز و طراحی مقطع تیر در قاب‌های خمشی متوسط می‌باشد.

### ۱۰-۳-۶ الزامات لرزه‌ای مهار جانبی تیرها در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه

در ارتباط با مهار جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه الزامات زیر باید تأمین شوند.

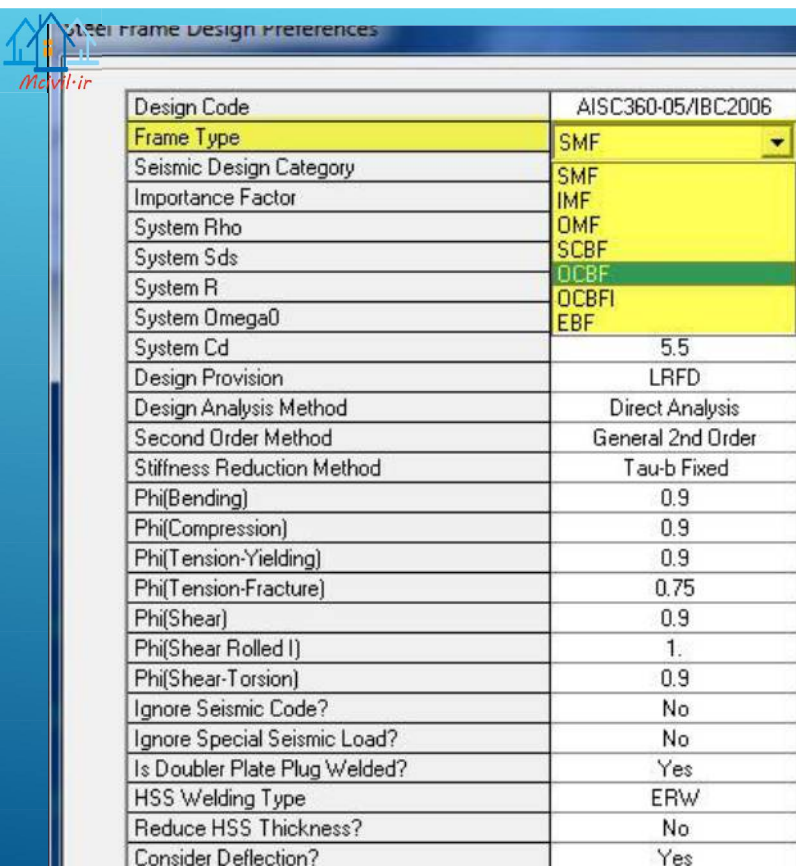
**الف)** کلیه تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید در فاصله  $L_b$  دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی، پیچشی و جانبی - پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

**ب)** تعبیه مهار جانبی در محل اعمال بارهای متمرکز خارجی در طول تیر، در محل تغییر مقطع تیر و در محل‌هایی که در بخش ۱۰-۳-۱۳ برای اتصالات از پیش تأیید شده پیش‌بینی شده است، الزامی است.



# طراحی مهاربندهای همکراسی معمولی

OCBF : ordinary concentrically braced frame



Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	SMF
Importance Factor	IMF
System Rho	OMF
System Sds	SCBF
System R	OCBF
System Omega0	OCBF1
System Cd	EBF
Design Provision	5.5
Design Analysis Method	LRFD
Second Order Method	Direct Analysis
Stiffness Reduction Method	General 2nd Order
Phi(Bending)	Tau-b Fixed
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.9
Phi(Shear)	0.75
Phi(Shear Rolled I)	0.9
Phi(Shear-Torsion)	1.
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	No
HSS Welding Type	Yes
Reduce HSS Thickness?	ERW
Consider Deflection?	No
	Yes

OCBF :  
ordinary  
centrally  
braced frame

### ۱۰-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی به قاب‌هایی گفته می‌شود که از آنها انتظار تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی محدودی، بدون کاهش قابل ملاحظه در مقاومت اعضا و اتصالات آنها، تحت اثر زلزله طرح می‌رود. در طراحی اعضا و اتصالات قاب‌های دارای دهانه‌های مهاربندی علاوه بر الزامات متعارف فصل‌های ۱-۱۰ و ۲-۱۰ و نیز الزامات لرزه‌ای بخش‌های ۱۰-۳-۲ تا ۱۰-۳-۶ باید الزامات تکمیلی این بخش نیز رعایت شود.

### ۱۰-۳-۱۰ الزامات عمومی

الف) پیکربندی مهاربندی‌های مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندی‌های قطری، ضربدری و مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های به شکل K در این نوع قاب‌ها مجاز نمی‌باشد.

ب) در این نوع قاب‌ها نیروی جانبی باید بین کلیه مهاربندی‌های کششی و فشاری توزیع شود و مهاربندها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده در آنها طراحی شوند. طراحی مهاربندهای قطری و ضربدری در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی به صورت کششی تنها نیز مجاز است.

پ) مقاطع اعضای مهاربندی‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده در مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸ باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{md}$  مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقاطع کلیه ستون‌ها و تیرهای نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده در مهاربندی‌های از نوع قطری و ضربدری باید فشرده باشند.



### ۱۰-۳-۱۰-۲ مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸

قاب‌های مهاربندی شده همگرای معمولی با مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸ باید دارای شرایط زیر باشند.

**(الف)** ضریب لاغری ( $KL/r$ ) مهاربندی‌های از نوع ۷ و ۸ نباید از  $4\sqrt{E/F_y}$  تجاوز نماید.

**(ب)** تعبیه سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری،

ضربدری، ۷ و ۸) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیه سوراخ دسترسی در جان تیر، اطراف آن

باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های طراحی در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های طراحی

مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

**(پ)** مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ ای که در محل اتصال به تیر دارای خروج از مرکزیت کمتر از

ارتفاع تیر هستند، به عنوان مهاربندی‌های همگرا محسوب می‌شوند و می‌توانند بر اساس

الزامات این بخش طراحی شوند.

**ت)** تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندی‌ها باشند.

**ث)** تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید در حد فاصل دو ستون پیوسته بوده و دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش پیچشی - جانبی باشند. در هر صورت، وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندی‌ها به تیر الزامی است.

**ج)** تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ و اتصالات آنها به ستون باید قادر به تحمل نیروهای نامتعادل ناشی از زلزله در ترکیب با بارهای ثقلی ضریبدار باشند. برای منظور کردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای مهاربندی‌های کششی و فشاری ناشی از زلزله، تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبدار که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروهای زیر در مهاربندی‌ها محاسبه شوند.



Note: Beams intersected by chevron (V or inverted-V) braces are NOT currently checked to have a strength to support loads for the following two conditions (AISC SEISMIC 1):

- (a) A beam that is intersected by braces shall be designed to support the effects of all tributary dead and live loads from load combinations stipulated by the code, assuming the bracings are not present (AISC SEISMIC F1.4a(1)).
- (b) A beam that is intersected by braces and supporting earthquake load shall be designed to resist the effects of the load combinations stipulated by the code, except the brace forces have to be replaced by their capacities. The forces in all braces in tension shall be assumed to be equal to  $R_y F_y A_g$  (AISC SEISMIC F1.4a(1)(i)). The forces in all braces in compression shall be assumed to be equal to  $0.3 P_n$  (AISC SEISMIC F1.4a(1)(ii)).

- نیروی لرزه‌ای مهاربند کششی کمترین دو مقدار  $R_y F_y A_g$  و نیروی کششی ناشی از ترکیبات بار زلزلهٔ شدید یافته. که در آن،  $R_y =$  نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربندی،  $F_y =$  تنش تسلیم فولاد مهاربندی و  $A_g =$  سطح مقطع کلی عضو مهاربندی است.
- نیروی لرزه‌ای مهاربند فشاری برابر  $0.3 P_n$  که در آن  $P_n$  مقاومت فشاری اسمی مهاربند فشاری است.



# طراحی مهاربندهای همکراسی ویژه

SCBF : special concentrically braced frame

Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	OCBF
Seismic Design Category	SMF
Importance Factor	IMF
System Rho	OMF
System Sds	SCBF
System R	OCBF
System Omega0	OCBFI
System Cd	EBF
Design Provision	5.5
Design Analysis Method	LRFD
Second Order Method	Direct Analysis
Stiffness Reduction Method	General 2nd Order
Phi(Bending)	Tau-b Fixed
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.9
Phi(Shear)	0.75
Phi(Shear Rolled I)	0.9
Phi(Shear-Torsion)	1.
Ignore Seismic Code?	0.9
	No

SCBF :  
special concentrically  
braced frame





### ۱۰-۳-۱۱ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه


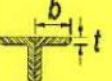
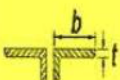

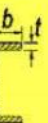
قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه به قاب‌هایی گفته می‌شوند که در آنها از مهاربندی‌ها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزله طرح تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه‌ای تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرا ارتجاعی موردنظر ممکن است به مرحله بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. از اینرو، پیکربندی و طراحی مهاربندی‌ها و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهده این تغییر شکل‌ها بر آیند و رفتار تیرها و ستون‌ها در قاب عملاً در مرحله ارتجاعی باقی بماند.



### ۱۰-۳-۱۱ الزامات عمومی

**الف)** پیکربندی مهاربندی‌های مجاز در این نوع قاب‌ها شامل مهاربندی‌های قطری، ضربدری و مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ می‌باشند. استفاده از مهاربندی‌های به شکل K در این نوع قاب‌ها مجاز نیست.

**ب)** مقاطع اعضای مهاربندی‌ها و ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{hd}$  مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقاطع تیرهای دهانه‌های مهاربندی‌شده باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{md}$  مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ و مقاطع بقیه ستون‌ها باید فشرده باشند.

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنای به ضخامت		نسبت پهنای به ضخامت	شرح اجزا	$\frac{b}{t}$
	$\lambda_{hd}$ اعضای با شکل پذیری زیاد	$\lambda_{md}$ اعضای با شکل پذیری متوسط			
    	$0.78 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.78 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$b/t$	بال های مقاطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق، ناودانی ها، سپری ها، ساق نیشی های تک و نیشی های دوبل با فاصله و ساق برجسته نیشی های دوبل به هم چسبیده	۱

پ) در قاب‌های مهاربندی شده همگرا، نیروی جانبی باید بین کلیه مهاربندی‌های کششی و فشاری توزیع شود و مهاربندی‌ها باید برای حداکثر نیروی ایجاد شده در آنها تحت اثر ترکیبات بار متعارف طراحی شوند. در قاب‌های مهاربندی شده همگرای ویژه طراحی مهاربندی‌ها به صورت کششی تنها مجاز نمی‌باشد.

ت) مهاربندی‌ها در امتداد هر محور در هر طبقه باید طوری در نظر گرفته شوند که در هر راستای بارگذاری حداقل ۳۰ درصد و حداکثر ۷۰ درصد نیروی جانبی سهم آن محور در کشش تحمل

شود، مگر آن‌که اعضای مهاربندی‌های فشاری دارای مقاومتی بیشتر از آنچه تحلیل سازه برای بار زلزله از جمله ترکیبات بار تشدید یافته نشان می‌دهد، باشند. منظور از محور مهاربندی در این بند، یک یا چند محور مهاربندی شده مستقیم موازی است که به فاصله‌ای کمتر از ۱۰ درصد بُعد ساختمان در پلان، در جهت عمود بر محور، از یکدیگر قرار گرفته باشند.

ث) ضریب لاغری ( $KL/r$ ) مهاربندهای فشاری در قاب‌های مهاربندی‌شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ و ۸)، نباید از ۲۰۰ تجاوز نماید.

ج) در مهاربندی‌های با مقطع ساخته‌شده (تشکیل‌شده از چند نیمرخ و اتصال‌دهنده‌ها)، فاصله اتصال‌دهنده‌های اعضا باید به گونه‌ای انتخاب شوند که نسبت لاغری ( $a/r_i$ ) که در آن  $a$  فاصله اتصال‌دهنده‌ها از یکدیگر و  $r_i$  شعاع ژیراسیون حداقل تک نیمرخ است) هر عضو ما بین اتصال‌دهنده‌ها از ۰/۴ برابر ضریب لاغری حاکم عضو ساخته‌شده بیشتر نشود. مجموع مقاومت‌های برشی طراحی اتصال‌دهنده‌ها باید برابر یا بیشتر از مقاومت کششی طراحی هر عضو باشد. فاصله اتصال‌دهنده‌ها باید به طور یکنواخت اختیار شده و تعداد آنها در طول عضو از دو عدد کمتر نباشد. اتصال‌دهنده‌ها نباید در یک چهارم میانی طول آزاد مهاربندی‌ها تعبیه شوند. در مواردی که کمانش مهاربندی‌ها حول محور بحرانی کمانش ایجاد برش در اتصال‌دهنده‌ها نمی‌شود، رعایت شرط  $a/r_i \leq 0.4(KL/r)_{max}$  برای تک تک اعضا الزامی نیست.

(چ) تعبیه سوراخ‌های متوالی در جان تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با هر نوع مهاربندی (قطری، ضربدری، ۷ و ۸) مجاز نیست. در صورت لزوم به تعبیه سوراخ دسترسی در جان تیر، اطراف آن باید به نحوی تقویت گردد که مقاومت‌های طراحی در مقطع سوراخ‌دار از مقاومت‌های طراحی مقطع کامل تیر کمتر نباشد.

(ح) مهاربندی‌های ۷ و ۸ ای که در محل اتصال به تیر دارای خروج از مرکزیت کمتر از ارتفاع تیر هستند، به عنوان مهاربندی‌های همگرا محسوب می‌شوند و می‌توانند بر اساس الزامات این بخش طراحی شوند.

(خ) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید قادر به تحمل نیروهای قائم حاصل از ترکیب بارهای ثقلی بدون حضور مهاربندی‌ها باشند.



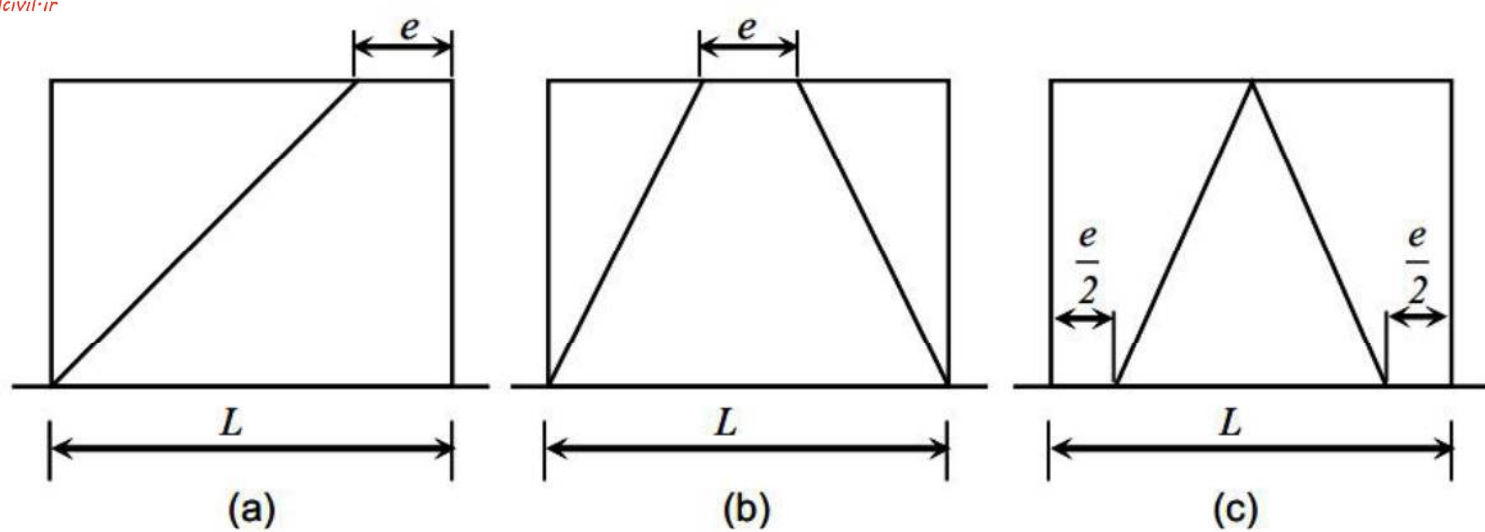
د) تیرهای دهانه‌های مهاربندی شده با مهاربندی‌های به شکل ۷ و ۸ باید در حد فاصل دو ستون پیوسته بوده و دارای مهار جانبی کافی برای جلوگیری از کمانش جانبی-پیچشی باشند. در هر صورت، وجود حداقل یک جفت مهار جانبی در محل اتصال مهاربندی‌ها به تیر الزامی است.



# طراحی مهاربندی واکرا

EBF : Eccentrically braced frame





**Figure 4-1 Eccentrically Braced Frame Configurations**

Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SCBF
Seismic Design Category	SMF
Importance Factor	IMF
System Rho	OMF
System Sds	SCBF
System R	OCBF
System Omega0	OCBFI
System Cd	EBF
Design Provision	5.5
Design Analysis Method	LRFD
Second Order Method	Direct Analysis
Stiffness Reduction Method	General 2nd Order
Phi(Bending)	Tau-b Fixed
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.9
Phi(Shear)	0.75
Phi(Shear Rolled I)	0.9
Phi(Shear-Torsion)	1.
Ignore Seismic Code?	0.9
	No

EBF : Eccentrically braced frame

### ۱۰-۳-۱۲ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده و اگر

قاب‌های مهاربندی شده و اگر قاب‌هایی هستند که در آنها، مهاربندی‌ها در هر دهانه با فاصله کمی از یکدیگر روی محور طولی تیر یا با فاصله کمی از گره اتصال تیر به ستون، به تیر متصل می‌شوند. به ناحیه‌ای که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربندی روی تیر یا بین نقطه تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد، تیر پیوند گفته می‌شود. در این نوع قاب‌ها رفتار جانبی لرزه‌ای سازه ترکیبی از عملکرد خمشی و برشی تیرها و ستون‌ها و عملکرد خمشی و برشی تیرها و ستون‌ها و عملکرد کششی و فشاری مهاربندی‌ها می‌باشد.



مقاطع تیرها، ستون‌ها و مهاربندی‌ها باید دارای شرایط زیر باشند.

**الف)** مقطع تیر پیوند باید از نوع I شکل (نورد شده یا ساخته‌شده از ورق) یا از نوع قوطی شکل ساخته شده از ورق باشد.

**ب)** جان (یا جان‌ها) باید از یک ورق تک بدون هر گونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و در آن هیچ‌گونه بازشویی نباید ایجاد شود.

**پ)** در تیرهای پیوند ساخته‌شده از ورق، اتصال جان (یا جان‌ها) به بال تیر باید از نوع جوش گوشه دو طرفه یا جوش شیاری با نفوذ کامل باشد.



- (ت) تیرهای قوطی شکل ساخته شده از ورق باید دارای شرایط  $I_y > 0.67 I_x$  باشد که در آن  $I_y$  ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی در امتداد جان‌های مقطع و  $I_x$  ممان اینرسی مقطع تیر پیوند حول محور مرکزی عمود بر امتداد جان‌های مقطع می‌باشد.
- (ث) تیرهای پیوند باید دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{hd}$  مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.



ج) تیر (یا تیرهای) خارج از ناحیه پیوند، اگر دارای مقطع متفاوت با مقطع تیر پیوند باشند، باید

دارای مقطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{md}$  مطابق مقادیر جدول ۴-۳-۱۰ باشند.

چ) مقاطع ستون‌های نظیر دهانه‌های مهاربندی باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر

نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{hd}$  مطابق مقادیر جدول ۴-۳-۱۰ و مقطع بقیه ستون‌ها باید از نوع فشرده باشند

ح) مقاطع مهاربندی‌ها باید از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداکثر نسبت پهنا به ضخامت برابر

$\lambda_{md}$  مطابق مقادیر جدول ۴-۳-۱۰ باشند.

خ) در دو انتهای تیر پیوند در بال‌های فوقانی و تحتانی باید مهارهای جانبی تعبیه شود. این

مهارهای جانبی باید برای نیروی  $P_{bu}$  مطابق رابطه ۱-۶-۳-۱۰ طراحی شوند.

### ۱۰-۳-۱۲-۲ مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند

مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند باید بر اساس تحلیل سازه تحت اثر ترکیبات بار متعارف تعیین شود.

### ۱۰-۳-۱۲-۳ مقاومت برشی طراحی تیر پیوند

مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی  $\phi_v V_n$  می‌باشد که در آن،  $\phi_v$  ضریب کاهش مقاومت برابر  $0.9$  و  $V_n$  مقاومت برشی اسمی می‌باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته شود.

الف) تسلیم برشی

$$V_n = V_p$$

(۱۰-۳-۱۲-۱)

ب) تسلیم خمشی

$$V_n = \frac{r M_p}{e}$$

(۱۰-۳-۱۲-۲)





در روابط فوق:

$$V_p = \begin{cases} 0.6 F_y A_{lw} & P_u / P_c \leq 0.15 \\ 0.6 F_y A_{lw} \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_c}\right)^2} & P_u / P_c > 0.15 \end{cases}$$

$$P_u / P_c \leq 0.15$$

$$(3-12-3-10)$$

$$P_u / P_c > 0.15$$

$$M_p = \begin{cases} F_y Z & P_u / P_c \leq 0.15 \\ F_y Z \left( \frac{1 - P_u / P_c}{0.85} \right) & P_u / P_c > 0.15 \end{cases}$$

$$P_u / P_c \leq 0.15$$

$$(4-12-3-10)$$

$$P_u / P_c > 0.15$$

$P_u$  = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

$P_c$  = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر  $F_y A_g$

### ۱۰-۳-۱۲-۴ طول تیر پیوند

تیرهای پیوندی که دارای شرایط  $P_u / P_c > 0.15$  هستند، باید محدودیت زیر را برآورده نمایند.

الف) در صورتی که  $\rho' \leq 0.5$  باشد:

$$e \leq \frac{1/6 M_p}{V_p}$$

(۵-۱۲-۳-۱۰)

ب) در صورتی که  $\rho' > 0.5$  باشد:

$$e \leq \frac{1/6 M_p}{V_p} (1/15 - 0.3 \rho')$$

(۶-۱۲-۳-۱۰)



$$\rho' = \frac{P_u/P_c}{V_u/V_c}$$

(۷-۱۲-۳-۱۰)

$V_u$  = مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

$V_c$  = مقاومت تسلیم برشی تیر پیوند برابر  $0.6F_yA_{lw}$

$P_u$  = مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند بر اساس ترکیبات بار متعارف

$P_c$  = مقاومت تسلیم محوری تیر پیوند برابر  $F_yA_g$

$A_{lw}$  = مساحت جان (یا جان‌ها) مقطع تیر پیوند برابر  $(d-2t_f)t_w$  برای مقاطع I شکل و برابر

$2(d-2t_f)t_w$  برای مقاطع قوطی شکل

**تبصره:** برای تیرهای پیوندی که دارای شرایط  $P_u/P_c \leq 0.15$  هستند، هیچ محدودیتی برای طول

تیر پیوند وجود ندارد، لیکن به دلیل تأمین الزامات بند ۱۰-۳-۱۳-۵ ممکن است به

تیرهای پیوندی با طول کوتاه‌تر مورد نیاز باشد.

### ۱۰-۳-۱۲-۵ دوران تیر پیوند

حداکثر دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن، در حالتی که تغییر مکان جانبی نسبی طبقه ( $\delta_i$ ) برابر تغییر مکان جانبی نسبی طرح ( $\Delta_i$ ) فرض شود، نباید از مقادیر زیر تجاوز نماید.

الف) ۰/۰۸ رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از  $1/6 M_p/V_p$  باشد.

ب) ۰/۰۲ رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگتر از  $2/6 M_p/V_p$  باشد.

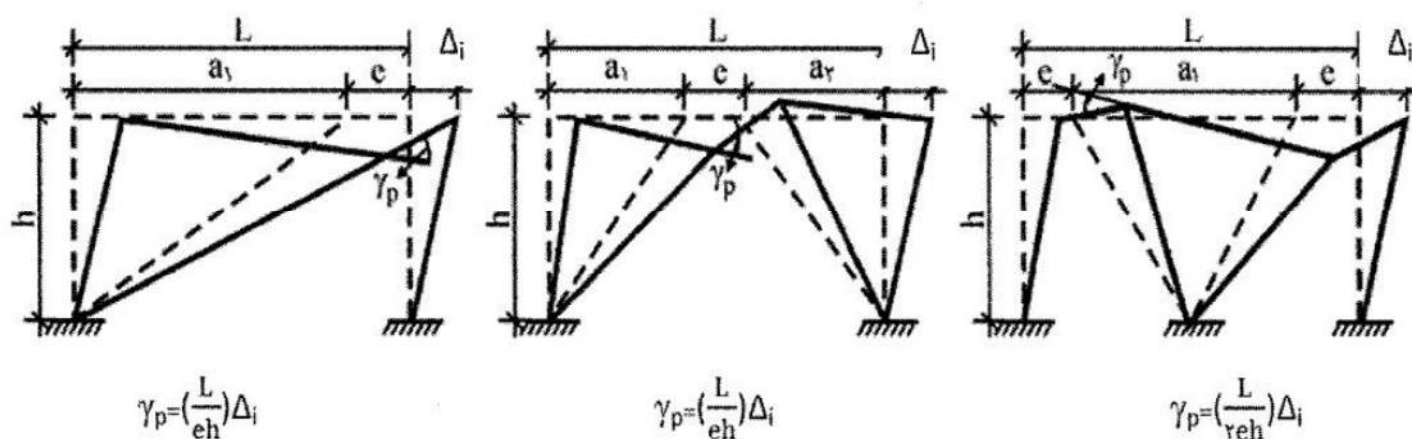
در روابط فوق:

$V_p$  = برش پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطه ۱۰-۳-۱۲-۳

$M_p$  = لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند مطابق رابطه ۱۰-۳-۱۲-۴

**تبصره ۱:** برای مقادیر طول پیوند بین دو مقدار (الف) و (ب)، می‌توان از درون‌یابی خطی بهره برد.

**تبصره ۲:** دوران غیر الاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارج از آن ( $\gamma_p$ ) در حالتی که تغییر مکان جانبی نسبی طبقه برابر تغییر مکان جانبی نسبی طرح فرض می‌شود را می‌توان از روابط مندرج در شکل ۱۰-۳-۱۲-۱ تعیین نمود.



### ۱۰-۳-۱۲-۶ مهاربندی‌ها، ستون‌ها، تیرهای خارج از ناحیه پیوند و اتصالات آنها

مقاومت طراحی مهاربندی‌ها، ستون‌ها، تیرهای خارج از ناحیه پیوند و اتصالات آنها نباید از نیروهای ناشی از تحلیلی که شامل بارهای ثقلی ضریبدار (ضرایبی که در حضور نیروی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند) و اثرات لرزه‌ای که موجب ایجاد برشی برابر  $1/25 R_y V_n$  در تیرهای پیوند با مقطع I شکل و  $1/4 R_y V_n$  در تیرهای پیوند با مقطع قوطی شکل و نیروهای نظیر آنها در دو انتهای تیر پیوند می‌شود، با رعایت استثنای زیر، کوچکتر در نظر گرفته شود؛ که در آن  $V_n$  مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق ضوابط بند ۱۰-۳-۱۲-۲ و  $R_y$  نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد تیر پیوند مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۱۲-۱ می‌باشد.

### استثناها:

(۱) در تحلیل مذکور می‌توان از لنگرهای خمشی ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی طبقه صرف‌نظر نمود.

(۲) در طراحی تیرهای خارج از ناحیه پیوند و نیز ستون‌هایی که دارای سه طبقه مهاربندی شده یا بیشتر هستند، می‌توان اثرات لرزه‌ای ناشی از نیروی برشی مذکور را در ضریب  $0/88$  ضرب نمود.

(۳) در نظر گرفتن مقاومت مورد نیاز ستون‌ها بیشتر از نیروهای حاصل از یک تحلیل غیرالاستیک الزامی نیست.



### ۱۰-۳-۱۲-۷ اتصالات تیرهای خارج از ناحیه پیوند به ستون

اتصالات تیرهای خارج از ناحیه پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) اتصالات تیرهای خارج از ناحیه پیوند به ستون می‌توانند به صورت مفصلی یا گیردار طراحی شوند. در این حالت مقاومت‌های مورد نیاز اتصال باید بر اساس بزرگترین نیروهای حاصل از ترکیبات بار متعارف و نیروهای حاصل از الزامات بند ۱۰-۳-۱۲-۶ تعیین شوند.

**ب)** در مواردی که اتصال تیر خارج از ناحیه پیوند به ستون به همراه اتصال مهاربند (صفحه اتصال) باشد، این اتصال می‌تواند به صورت مفصلی یا گیردار طراحی شود. در حالت مفصلی اتصال باید دارای قابلیت دوران حداقل برابر  $0.025$  رادیان بدون کاهش مقاومت بوده و برای مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی به همراه مقاومت‌های برشی و محوری مورد نیاز اتصال تیر طراحی شود. در حالت گیردار، این اتصال باید برای لنگر خمشی برابر  $1/1 R_y M_p$  به همراه مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی و مقاومت‌های برشی و محوری مورد نیاز اتصال تیر طراحی شود؛ که در آن،  $M_p$  کوچکترین دو مقدار لنگر پلاستیک تیر و مجموع لنگرهای پلاستیک ستون‌های بالا و پایین اتصال و  $R_y$  نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد تیر یا ستون است.

### ۱۰-۳-۱۲-۸ اتصالات تیرهای پیوند به ستون

اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید دارای شرایط زیر باشند.

**الف)** اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید به صورت **صلب (گیردار کامل)** طراحی شوند.

**ب)** اتصالات تیرهای پیوند به ستون باید توانایی دوران غیرالاستیک تیر پیوند را بدون کاهش مقاومت دارا باشند.

**پ)** مقاومت برشی مورد نیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید حداقل برابر  $R_y V_n$  باشد که در آن،  $V_n$  مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۱۲-۳ و  $R_y$  نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد تیر پیوند است.

**ت)** مقاومت خمشی مورد نیاز اتصال تیر پیوند به ستون باید برابر کوچکترین دو مقدار  $M_p$  و  $\frac{eV_n}{2}$  در نظر گرفته شود که در آن،  $M_p$  لنگر پلاستیک مقطع تیر پیوند و  $V_n$  مقاومت برشی اسمی تیر پیوند مطابق الزامات بند ۱۰-۳-۱۲-۳ می‌باشد.

**ث)** در مواردی که اتصال تیر پیوند به ستون به همراه اتصال مهاربندی (صفحه اتصال) باشد، این اتصال باید به صورت صلب (گیردار کامل) در نظر گرفته شود. در این حالت اتصال باید برای نیروی برشی و لنگر خمشی نظیر بندهای (پ) و (ت) در فوق به همراه مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند و مقاومت‌های مورد نیاز اتصال مهاربندی طراحی شود.

### ۱۰-۳-۱۲-۹ اتصالات مهاربندی‌ها

اتصالات مهاربندی‌ها باید دارای شرایط زیر باشند.

۱. اتصالات مهاربندی‌ها در قاب‌های مهاربندی‌شده واگرا می‌توانند به صورت مفصلی یا گیردار طراحی شوند.

۲. در مواردی که مهاربندی برای تحمل بخشی از لنگر انتهایی تیر پیوند طراحی می‌شود، اتصال مهاربندی به تیر پیوند باید به صورت صلب (گیردار کامل) طراحی شود.

۳. مقاومت‌های مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها باید براساس بزرگترین نیروهای حاصل از ترکیبات بار متعارف و نیروهای حاصل از الزامات بند ۱۰-۳-۱۲-۶ تعیین شوند.

### ۱۰-۳-۱۲-۱۰ سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند

تیرهای پیوند باید با تعدادی سخت‌کننده در محل اتصال دو انتهای مهاربندی به تیر و نیز تعداد سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند تقویت شوند. مشخصات این سخت‌کننده‌ها باید براساس ضوابط بندهای زیر در نظر گرفته شوند.

### ۱۰-۳-۱۲-۱۰-۱ سخت‌کننده‌های تیرهای پیوند I شکل

#### الف) سخت‌کننده‌های انتهایی

سخت‌کننده‌های انتهایی در محل اتصال دو انتهای مهاربندی به تیر پیوند باید به صورت یک جفت در دو طرف جان و در تمام ارتفاع آن تعبیه گردند. پهنای هریک از این سخت‌کننده‌ها نباید از  $(\frac{1}{4} b_f - t_w)$  و ضخامت آنها نباید از  $0.75 t_w$  یا ۱۰ میلی‌متر، کمتر اختیار شود. که در آن،  $b_f$  پهنای بال تیر پیوند و  $t_w$  ضخامت جان مقطع تیر پیوند است.



### ب) سخت‌کننده‌های میانی

سخت‌کننده‌های میانی باید دارای شرایط زیر باشند.

(۱) در مواردی که طول تیر پیوند از  $1/6 M_p / V_p$  کوچکتر باشد، فاصله سخت‌کننده‌های میانی نباید بیشتر از  $(30 t_w - d/5)$  برای تیرهای پیوند با زاویه دوران  $0/08$  رادیان و  $(52 t_w - d/5)$  برای تیرهای پیوند با زاویه دوران  $0/02$  رادیان در نظر گرفته شود. برای تیرهای پیوند با زاویه دوران بین دو مقدار  $0/02$  و  $0/08$  رادیان می‌توان از درونیابی خطی بین دو مقدار مذکور استفاده نمود.

(۲) در مواردی که طول تیر پیوند در محدوده  $2/6 M_p / V_p \leq e \leq 5 M_p / V_p$  باشد، تعبیه یک سخت‌کننده به فاصله  $1/5 b_f$  در هریک از دو انتهای تیر پیوند الزامی است.



(۳) در مواردی که طول تیر پیوند در محدوده  $1/6 M_p / V_p \leq e \leq 2/6 M_p / V_p$  باشد، سخت‌کننده‌های میانی باید الزامات هر دو شرط (۱) و (۲) در فوق را تأمین نمایند.

(۴) در مواردی که طول تیر پیوند بزرگتر از  $5 M_p / V_p$  باشد، تعبیه سخت‌کننده‌های میانی در طول تیر پیوند الزامی نیست.

(۵) سخت‌کننده‌های مورد نیاز در شرایط (۱) تا (۳) در فوق، باید در تمام ارتفاع تیر پیوند تعبیه شوند. این سخت‌کننده‌ها در تیرهای با ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر و بیشتر باید به صورت جفت و در دو سمت جان تعبیه شوند. در تیرهای با ارتفاع کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر می‌توان این سخت‌کننده‌ها را به صورت تکی و در یک سمت جان تیر پیوند تعبیه نمود.

(۶) پهنای هریک از سخت‌کننده‌ها نباید از  $(\frac{1}{4} b_f - t_w)$  و ضخامت آنها نباید از  $t_w$  یا ۱۰ میلی‌متر کمتر اختیار شود.

### پ) اتصال سخت‌کننده‌های انتهایی و میانی به تیر پیوند

اتصال سخت‌کننده‌ها به جان و بال‌های تیر پیوند باید توسط جوش گوشه برقرار گردد. مقاومت مورد نیاز اتصال سخت‌کننده‌ها به جان باید حداقل برابر  $F_y A_{st}$  و مقاومت مورد نیاز اتصال سخت‌کننده‌ها به هر یک از بال‌های تیر پیوند باید حداقل برابر با  $\frac{1}{4} F_y A_{st}$  در نظر گرفته شود؛ که در آن،  $F_y$  تنش تسلیم فولاد سخت‌کننده‌ها و  $A_{st}$  سطح مقطع عرضی هریک از سخت‌کننده‌ها است.



# طراحی عملی در نرم افزار



# DESIGN CODE

۳۷۴

Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	EBF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.5
System R	8.
System Omega0	3.
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L /	240.
Total-Camber Limit, L /	240.
DL Limit, abs	2.54
Super DL+LL Limit, abs	2.54
Live Load Limit, abs	2.54
Total Limit, abs	2.54
Total-Camber Limit, abs	2.54
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	1.05
Maximum Auto Iteration	1

Options Help

Preferences... Dimensions/Tolerances...  
 Colors Output Decimals...  
 Windows Steel Frame Design...  
 Set Calculator Memory... Concrete Frame Design...  
 Composite Beam Design...  
 Shear Wall Design...  
 Reinforcement Bar Sizes...  
 Live Load Reduction...

☒ Show Tips at Startup

☒ Show Bounding Plane

☒ Moment Diagrams on Tension Side

☒ Sound

☒ Lock Model  
 Auto Save Model...

Show Aerial View Window

☒ Show Floating Property Window

Show Crosshairs

☒ Enhanced Graphics...

Reset Toolbars

۳۷۵



## Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	AISC360-05/IBC2006
Seismic Design Category	AISC-LRFD99
Importance Factor	AISC-LRFD93
System Rho	UBC97-ASD
System Sds	UBC97-LRFD
System R	BS5950 90
System Omega0	BS5950 2000
System Cd	CSA-S16-09
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order



## مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ برگرفته از سه آیین نامه زیر است:

American Institute of steel construction (AISC-360), Specification for structural steel buildings.

American Institute of steel construction (AISC-341), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

American Institute of steel construction (AISC-358), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

American Society of Civil Engineers (ASCE 7), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

مبحث دهم ویرایش ۹۲

LRFD

~~ASD~~

Aisc360-10

معادلسازی

ETABS 2013

ETABS  
9.7.4

مبحث دهم ویرایش ۸۷

LRFD

ASD

Aisc360-05

Aisc-ASD89  
UBC97-ASD

ETABS 9.7.4

۲۷۸



# FRAME TYPE

۳۷۹

الف) قاب‌های خمشی در سه رده:

- قاب‌های خمشی ویژه
- قاب‌های خمشی متوسط
- قاب‌های خمشی معمولی

ب) قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی همگرا در دو رده:

- مهاربندی همگرای ویژه
- مهاربندی همگرای معمولی

پ) قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی واگرا در دو رده:

- مهاربندی واگرای ویژه
- مهاربندی واگرای معمولی

ت) سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی متشکل از قاب‌های خمشی ویژه یا متوسط با مهاربندی‌های همگرای ویژه

ث) سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی متشکل از قاب‌های خمشی ویژه یا متوسط با مهاربندی‌های واگرای ویژه



## Supported Framing Types

The code (ANSI/AISC 341-05) recognizes the following types of framing systems.

Framing Type	References
SMF (Special Moment Frame)	AISC SEISMIC 9
IMF (Intermediate Moment Frame)	AISC SEISMIC 10
OMF (Ordinary Moment Frame)	AISC SEISMIC 11
STMF (Special Truss Moment Frame)	AISC SEISMIC 12
SCBF (Special Concentrically Braced Frame)	AISC SEISMIC 13
OCBF (Ordinary Concentrically Braced Frame)	AISC SEISMIC 14
EBF (Eccentrically Braced Frame)	AISC SEISMIC 15
BRBF (Buckling Restrained Braced Frame)	AISC SEISMIC 16
SPSW (Special Plate Shear Wall)	AISC SEISMIC 17



## **Buckling Restrained Braced Frames (BRBF)**

No special consideration for this type of framing system is given by the program. The user is required to check the seismic design requirements for BRBF independently.

## **Special Plate Shear Walls (SPSW)**

No special consideration for this type of framing system is given by the program. The user is required to check the seismic design requirements for SPSW independently.

## **Special Truss Moment Frames (STMF)**

No special consideration for this type of framing system is given by the program. The user is required to check the seismic design requirements for STMF independently.



# SEISMIC DESIGN CATEGORY

۳۸۲





مناطق لرزه ای طبق تقسیم بندی آیین نامه **IBC**

If  $R_u \leq 3$  A,B,C

If  $R_u > 3$  D,E,F



# IMPORTANCE FACTOR

۲۸۵

# ضریب اهمیت- تلاش آیین نامه در تامین سطح عملکرد ساختمان

Steel Frame Design Preferences	
Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1
System Rho	1.
System Sds	0.5
System R	8.
System Omega0	3.
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75

جدول ۵ ضریب اهمیت ساختمان	
ضریب اهمیت	طبقه بندی ساختمان
۱/۴	گروه ۱
۱/۲	گروه ۲
۱/۰	گروه ۳
۰/۸	گروه ۴



# SYSTEM PH0

۲۸۷



The program assumes that the defined earthquake load is really the strength level earthquake, which is equivalent to  $Q_E$  as defined in Section 12.4.2.1 of the ASCE 7-05 code. For regular earthquake, load is considered to have two components: horizontal,  $E_h$  and vertical  $E_v$ , which are taken as

$$E_h = \rho \theta_E \quad (\text{ASCE 12.4.2.1})$$

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad (\text{ASCE 12.4.2.2})$$

where,  $\rho$  is the redundancy factor as defined in Section 12.3.4 of ASCE 7-05, and the  $S_{DS}$  is the design earthquake spectral response acceleration parameters at short periods, as defined in Section 11.4.4 of ASCE 7-05 code.

Effectively, the seismic load combination for the LRFD provision becomes:

$$(1.2 + 0.2 S_{DS}) DL \pm \rho Q_E \quad (\text{ASCE 2.3.2-5, 12.4.2.3})$$

$$(1.2 + 0.2 S_{DS}) DL \pm \rho Q_E + 1.0 LL \quad (\text{ASCE 2.3.2-5, 12.4.2.3})$$

$$(0.9 - 0.2 S_{DS}) DL \pm \rho Q_E \quad (\text{ASCE 2.3.2-7, 12.4.2.3})$$



### Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.5
System R	8.
System Omega0	3.
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1

چنین پارامتری در مبحث  
دهم وجود ندارد پس با  
دادن مقدار یک آن را  
خنثی میکنیم تا در  
ترکیبات بار تاثیری  
نداشته باشد.



# SYSTEM Sds

۳۹۰





The program assumes that the defined earthquake load is really the strength level earthquake, which is equivalent to  $Q_E$  as defined in Section 12.4.2.1 of the ASCE 7-05 code. For regular earthquake, load is considered to have two components: horizontal,  $E_h$  and vertical  $E_v$ , which are taken as

$$E_h = \rho \theta_E \quad (\text{ASCE 12.4.2.1})$$

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad (\text{ASCE 12.4.2.2})$$

where,  $\rho$  is the redundancy factor as defined in Section 12.3.4 of ASCE 7-05, and the  $S_{DS}$  is the design earthquake spectral response acceleration parameters at short periods, as defined in Section 11.4.4 of ASCE 7-05 code.

Effectively, the seismic load combination for the LRFD provision becomes:

$$(1.2 + 0.2 S_{DS}) DL \pm \rho Q_E \quad (\text{ASCE 2.3.2-5, 12.4.2.3})$$

$$(1.2 + 0.2 S_{DS}) DL \pm \rho Q_E + 1.0 LL \quad (\text{ASCE 2.3.2-5, 12.4.2.3})$$

$$(0.9 - 0.2 S_{DS}) DL \pm \rho Q_E \quad (\text{ASCE 2.3.2-7, 12.4.2.3})$$



The program automatically considers seismic load effects, including over-strength factors (ASCE 12.4.3), as special load combinations that are created automatically from each load combination, involving seismic loads. In that case, the horizontal component of the force is represented by  $E_{hm}$  and the vertical component of the force is represented by  $E_v$ , where

$$E_{hm} = \Omega_0 Q_E \quad (\text{ASCE 12.4.3.1})$$

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad (\text{ASCE 12.4.2.2})$$

where,  $\Omega_0$  is the overstrength factor and it is taken from ASCE 7-05 Table 12.2-1. The factor  $S_{DS}$  is described later in this section. Effectively, the special seismic combinations that are considered for the LRFD provision are

$$(0.9 - 0.2 S_{DS}) DL \pm \Omega_0 Q_E \quad (\text{ASCE 12.4.3.2})$$

$$(1.2 - 0.2 S_{DS}) DL \pm \Omega_0 Q_E + 1.0 LL \quad (\text{ASCE 12.4.3.2})$$



شتاب طیفی طراحی برای پریودهای کوتاه است که برای لحاظ کردن اثر مولفه عمودی زلزله بکار می رود و در ضریب بار مرده در ترکیبات بار تشدید یافته می تواند موثر باشد.

۱- چنین پارامتری در مبحث دهم وجود ندارد.

۲- جهت معادلسازی ترکیب بار ویژه آیین نامه **AISC** با ترکیبات بار ویژه مبحث دهم مقدار این پارامتر برابر با صفر قرار داده می شود.

۳- جهت معادلسازی ترکیب بار ویژه آیین نامه **AISC** با ترکیبات بار ویژه مبحث دهم یا باید مقدار  $\Omega_0$ ، **1.2** برابر شود یا زلزله ۲۰ درصد افزایش داده شود که روش اول بهتر است.

ترکیبات بار ویژه مبحث دهم

$$0.85 D + 1.2 \Omega_0 E$$

$$D + 1.2 L + 1.2 \Omega_0 E$$

ترکیبات بار ویژه **AISC**

$$(0.9 - 0.2 S_d s) D + \Omega_0 E$$

$$(1.2 + 0.2 S_d s) D + L + \Omega_0 E$$



# SYSTEM OMEGA0 ( $\Omega_0$ )

۳۹۴

#### ۱۰-۳-۲-۴ ترکیبات بار زلزله تشدید یافته

ترکیبات بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح ( $E$ ) با زلزله تشدید یافته ( $\Omega_0 E$ ) در ترکیبات متعارف بارها به دست می‌آیند که در آن  $\Omega_0$  به ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای موسوم است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر از حد تعیین شده مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، جزئیات‌بندی اعضا، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب  $\Omega_0$  برای انواع سیستم‌های سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۲ در نظر گرفته شود.

جدول ۱۰-۳-۲ ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

$\Omega_0$	نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای
۳	کلیه قاب‌های خمشی فولادی
۲	کلیه قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی
۲/۵	کلیه سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی





The program automatically considers seismic load effects, including over-strength factors (ASCE 12.4.3), as special load combinations that are created automatically from each load combination, involving seismic loads. In that case, the horizontal component of the force is represented by  $E_{hm}$  and the vertical component of the force is represented by  $E_v$ , where

$$E_{hm} = \Omega_0 Q_E \quad (\text{ASCE 12.4.3.1})$$

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad (\text{ASCE 12.4.2.2})$$

where,  $\Omega_0$  is the overstrength factor and it is taken from ASCE 7-05 Table 12.2-1. The factor  $S_{DS}$  is described later in this section. Effectively, the special seismic combinations that are considered for the LRFD provision are

$$(0.9 - 0.2 S_{DS}) DL \pm \Omega_0 Q_E \quad (\text{ASCE 12.4.3.2})$$

$$(1.2 - 0.2 S_{DS}) DL \pm \Omega_0 Q_E + 1.0 LL \quad (\text{ASCE 12.4.3.2})$$





## ضریب اضافه مقاومت سیستم

۱- چنین پارامتری در مبحث دهم وجود دارد.

۲- جهت معادلسازی ترکیب بار ویژه آیین نامه **AISC** با ترکیبات بار ویژه مبحث دهم یا باید مقدار  $\Omega_0$ ، **1.2** برابر شود یا زلزله ۲۰ درصد افزایش داده شود که روش اول بهتر است.

ترکیبات بار ویژه مبحث دهم

$$0.85 D + 1.2 \Omega_0 E$$

$$D + 1.2 L + 1.2 \Omega_0 E$$

ترکیبات بار ویژه **AISC**

$$(0.9 - 0.2 S_{ds}) D + \Omega_0 E$$

$$(1.2 + 0.2 S_{ds}) D + L + \Omega_0 E$$



### Special Seismic Data for Design Using American Codes

#### Use for Design

- ☒ Include Special Seismic Design Data ☐ Do Not Include Special Seismic Design Data

#### Rho Factor (Reliability Factor based on Redundancy)

- ☐ Program Calculated

- ☒ User Defined

#### IBC2000 Seismic Design Category

- ☐ A, B or C

- ☒ D, E or F

#### Lateral Force Resisting System Type

- ☐ Dual System

- ☒ Other

#### Omega Factor (System Overstrength Factor)

- ☐ Program Default (3.0)

- ☒ User Defined

#### DL Multiplier

- ☐ Program Default (0.2)

- ☒ User Defined

#### Notes

- 1 The program calculated Rho Factor is determined based on the method described in Section 1617.2 of the 2000 International Building Code.
- 2 The program calculated Rho Factor is reported as a part of the Building Output data.
- 3 The Rho factor and the DL Multiplier are automatically applied to all program default design load combinations for the American codes (ACI, AISC, UBC). These factors must be applied manually by the user for other combinations.

OK

Cancel

### Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.5
System R	8.
System Omega0	3.
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L /	240.
Total-Camber Limit, L /	240.
DL Limit, abs	2.54
Super DL+LL Limit, abs	2.54
Live Load Limit, abs	2.54
Total Limit, abs	2.54
Total-Camber Limit, abs	2.54
Pattern Live Load Factor	0.75
Stress Ratio Limit	1.05
Maximum Auto Iteration	1



# SYSTEM R

۲۰۰

ضریب رفتار آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم بر مبنای تنش مجاز است.

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H <sub>m</sub> (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۷	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتایی مسلح	۴	۱۵
ب- سیستم قاب ساختمانی ساده	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۸	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۷	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتایی مسلح	۴	۱۵
	۵- مهاربندی برون محور فولادی [۵]	۷	۵۰
	۶- مهاربندی هم محور فولادی [۱]	۶	۵۰

ضریب رفتار  
آیین نامه ۲۸۰۰  
ویرایش سوم بر  
مبنای تنش مجاز  
است.

۱۵۰	۱۰	۱- قاب خمشی بتن مسلح ویژه [۲]	پ- سیستم قاب خمشی
۵۰	۷	۲- قاب خمشی بتن مسلح متوسط [۲]	
-	۴	۳- قاب خمشی بتن مسلح معمولی [۲] و [۳]	
۱۵۰	۱۰	۴- قاب خمشی فولادی ویژه [۱]	
۵۰	۷	۵- قاب خمشی فولادی متوسط [۵]	
-	۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۳] و [۴]	
۲۰۰	۱۱	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۸	۲- قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
۷۰	۸	۳- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
۱۵۰	۱۰	۴- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی	
۱۵۰	۹	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی	
۷۰	۷	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی برون محور فولادی	
۷۰	۷	۷- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم محور فولادی	



\*\*\*\* ضریب رفتار آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم بر مبنای تنش مجاز است.  $R_w$

\*\*\*\* ضریب رفتار AISC 360 بر مبنای روش مقاومت نهایی است.  $R_u$

$$R_w = 1.4 R_u$$

در سطح نهایی نیروی زلزله بیشتر از سطح تنش مجاز است.

ترکیبات بار AISC بر مبنای  $R_u$  است.

اگر  $R_u \leq 3$  ضوابط طرح لرزه ای در نرم افزار اعمال نمی شود.



بهتر است طراحی با ترکیبات بار مبحث شش و ضرایب رفتار ۲۸۰۰ انجام شود.

معادل سازی ضرایب رفتار با یکی از دو روش زیر :

$$R_w = 1.4 R_U - ۱$$

۲- ضرب عدد ۱.۴ در یا ضریب زلزله  $C$  یا در ضریب زلزله ترکیبات بار





HSS : Hollow Structural Section

✓ HSS WELDING TYPE

✓ REDUCE HSS THICKNESS

۲۰۵



مربوط به طراحی پیچشی اعضای جدارنازک قوطی و جعبه ای :

۱- ضخامت جان قطعات قوطی و جعبه ای نسبت به ضخامت های اسمی

۲- اگر برای ساخت قطعه از روش جوشکاری

ERW(Electric-Resistance Welding) استفاده شده باشد، این نسبت در عدد 0.93

ضرب می شود.

اگر برای ساخت قطعه از روش SAW(Submerged Arc Welded) استفاده شده باشد این

ضریب کاهش ضخامت در نظر گرفته نمی شود.

۳- با تنظیم گزینه **REDUCE HSS THICKNESS**

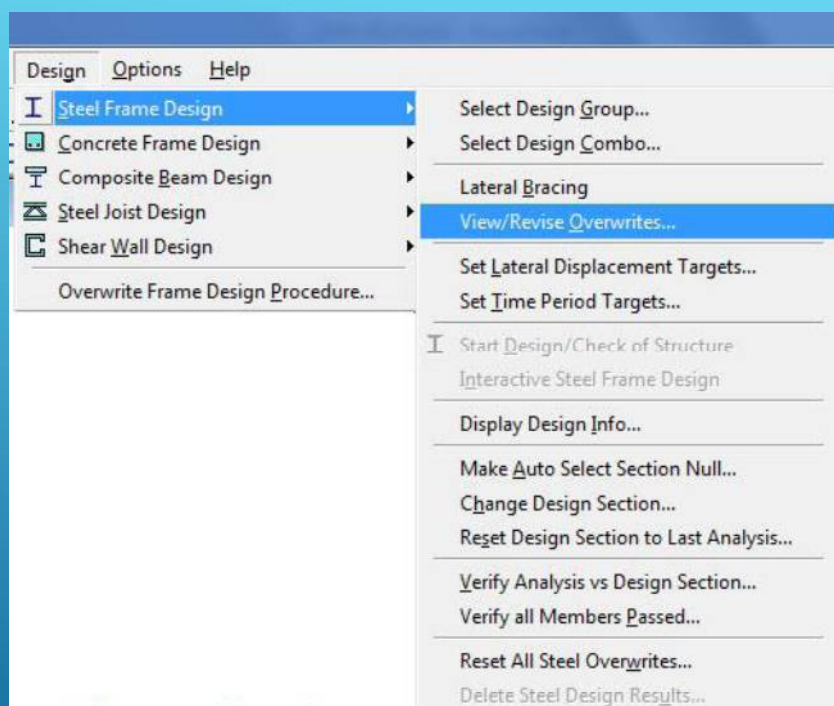
بروی NO یا انتخاب گزینه SAW از کاهش ضخامت قطعه در فرآیند طراحی جلوگیری می شود.



# پارامترهای اختصاصی طراحی المان ها

۲۰۷

Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)		
Design Section	B0<25-25T1	
Frame Type	SMF	
Deflection Check Type	Both	
DL Limit, L /	120.	
Super DL+LL Limit, L /	120.	
Live Load Limit, L /	360.	
Total Limit, L /	240.	
Total-Camber Limit, L /	240.	
DL Limit, abs	2.54	
Super DL+LL Limit, abs	2.54	
Live Load Limit, abs	2.54	
Total Limit, abs	2.54	
Total-Camber Limit, abs	2.54	
Specified Camber	0.	
Live Load Reduction Factor	0.696	
Net Area to Total Area Ratio	0.85	
Unbraced Length Ratio(Major)	0.9182	
Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9182	
Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9182	
Effective Length Factor (K Major)	1.6861	
Effective Length Factor (K Minor)	1.7538	
Effective Length Factor (K Major Braced)	1.	
Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.	
Effective Length Factor (K LTB)	1.7538	
Moment Coefficient (Cm Major)	0.85	
Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85	
Bending Coefficient (Cb)	1.	
NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.	
NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.	
Sway Moment Factor (B2 Major)	1.	
Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.	
Yield stress, Fy	0.	
HSS Welding Type	ERW	
Reduce HSS Thickness?	No	
Overstrength factor, Ry	1.	
Nominal Compressive Capacity, Pnc	0.	
Nominal Tensile Capacity, Pnt	0.	
Nominal Major Bending Capacity, Mn3	0.	
Nominal Minor Bending Capacity, Mn2	0.	
Nominal Major Shear Capacity, Vn2	0.	
Nominal Minor Shear Capacity, Vn3	0.	





## Net Area to Total Area Ratio

Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)		
<input type="checkbox"/>	Current Design Section	B0X25-25T1
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	0.696
<input checked="" type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	0.409
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.6861

جهت طراحی اعضای کششی :

در طراحی اعضای کششی تنش تسلیم روی  
سطح مقطع کل و تنش گسیختگی روی  
سطح مقطع خالص محاسبه می گردد.

$$= \frac{\text{net area}}{\text{total area}}$$

۰۰۹

### ۱۰-۲-۳-۴ مقاومت کششی

مقاومت کششی طراحی  $(\phi_t P_n)$  در اعضای تحت کشش باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی  $(A_g)$  و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو  $(A_n)$  و مقطع خالص موثر  $(A_e)$  در نظر گرفته شود.

**الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:**

$$\phi_t = 0.9 \quad \text{و} \quad P_n = F_y A_g \quad (4-3-2-10)$$

**ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:**

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_n \quad (5-3-2-10)$$

**پ) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص موثر عضو در محل اتصال:**

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_e \quad (6-3-2-10)$$



# Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

<input type="checkbox"/>	Current Design Section	BQX25-25T1
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L/	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L/	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	0.696
<input type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.6861
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor)	1.7538
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K LTB)	1.7538
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
<input type="checkbox"/>	Bending Coefficient (Cb)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B2 Major)	1.

Effective length factor





## Effective Length Factor ( $K$ )

The effective length method for calculating member axial compressive strength has been used in various forms in several stability based design codes. The method originates from calculating effective buckling lengths,  $KL$ , and is based on elastic/inelastic stability theory. The effective buckling length is used to calculate an axial compressive strength,  $P_n$ , through an empirical column curve that accounts for geometric imperfections, distributed yielding, and residual stresses present in the cross-section.



There are two types of  $K$ -factors in the ANSI/AISC 360-05 code. The first type of  $K$ -factor is used for calculating the Euler axial capacity assuming that all of the beam-column joints are held in place, i.e., no lateral translation is allowed. The resulting axial capacity is used in calculation of the  $B_1$  factor. This  $K$ -factor is named as  $K_1$  in the code. This  $K_1$  factor is always less than 1 and is not calculated. By default the program uses the value of 1 for  $K_1$ . The program allows the user to overwrite  $K_1$  on a member-by-member basis.



The other  $K$ -factor is used for calculating the Euler axial capacity assuming that all the beam-column joints are free to sway, i.e., lateral translation is allowed. The resulting axial capacity is used in calculating  $P_n$ . This  $K$ -factor is named as  $K_2$  in the code. This  $K_2$  is always greater than 1 if the frame is a sway frame. The program calculates the  $K_2$  factor automatically based on sway condition. The program also allows the user to overwrite  $K_2$  factors on a member-by-member basis. The same  $K_2$  factor is supposed to be used in calculation of the  $B_2$  factor. However the program does not calculate  $B_2$  factors and relies on the overwritten values. If the frame is not really a sway frame, the user should overwrite the  $K_2$  factors.



Both  $K_1$  and  $K_2$  have two values: one for major direction and the other for minor direction,  $K_{1minor}$ ,  $K_{1major}$ ,  $K_{2minor}$ ,  $K_{2major}$ .

There is another  $K$ -factor,  $K_{ltb}$  for lateral torsional buckling. By default,  $K_{ltb}$  is taken as equal to  $K_{2minor}$ . However the user can overwrite this on a member-by-member basis.



Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

Meivil.ir

<input type="checkbox"/>	Current Design Section	B0X25-25T1
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	0.696
<input type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.6861
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor)	1.7538
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K LTB)	1.7538
<input checked="" type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
<input checked="" type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
<input type="checkbox"/>	Bending Coefficient (Cb)	1.
<input type="checkbox"/>	Modulus of Elasticity (E)	29000

$C_m$ :

ضریب هم مکانی لنگر حداکثر با  
لنگر ناشی از پی دلتا

۴۱۶

$C_m$ 

= a coefficient assuming no lateral translation of the frame, whose value is taken as follows:

- (i) For beam-columns not subject to transverse loading between supports in the plane of bending,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_a/M_b), \quad (\text{AISC C2-4})$$

where,  $M_a$  and  $M_b$ , calculated from a first-order analysis, are the smaller and larger moments, respectively, at the ends of that portion of the member unbraced in the plane of bending under consideration.  $M_a/M_b$  is positive when the member is bent in reverse curvature, negative when bent in single curvature.



For beam-columns subjected to transverse loading between supports, the value of  $C_m$  is conservatively taken as 1.0 for all cases.

When  $M_b$  is zero,  $C_m$  is taken as 1.0, the program defaults  $C_m$  to 1.0, if the unbraced length is more than actual member length. The user can overwrite the value of  $C_m$  for any member.  $C_m$  can be expressed as follows:

$$C_m = \begin{cases} 1.00, & \text{if length is more than actual length,} \\ 1.00, & \text{if tension member,} \\ 1.00, & \text{if both ends unrestrained,} \\ 0.6 - 0.4 \frac{M_a}{M_b}, & \text{if no transverse loading, and} \\ 1.00, & \text{if transverse loading is present.} \end{cases}$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1, \text{ and}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \Sigma P_{nt}}{\Sigma P_{e2}}} \geq 1,$$



Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

MEivil.ir

<input type="checkbox"/>	Current Design Section	B0X25-25T1
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	0.696
<input type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.6861
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor)	1.7538
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K LTB)	1.7538
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
<input checked="" type="checkbox"/>	Bending Coefficient (Cb)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.

$C_b$ :

ضریب اصلاح کمانش پیچشی جانبی

ضریب یکنواختی لنگر: نشان دهنده  
اثر تغییرات لنگر بر مقاومت خمشی

اسمی

۴۱۹



When determining the nominal flexural strength about the major principal axis for any sections for the limit state of lateral-torsional buckling, it is common to use the term  $C_b$ , the lateral-torsional buckling modification factor for non-uniform moment diagram.  $C_b$  is calculated as follows:

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0, \quad (\text{AISC F1-1})$$

where,

$M_{\max}$  = absolute value of maximum moment in unbraced segment, kip-in. (N-mm)

$M_A$  = absolute value of moment at quarter point of the unbraced segment, kip-in. (N-mm)



$M_B$  = absolute value of moment at centerline of the unbraced segment, kip-in. (N-mm)

$M_C$  = absolute value of moment at three-quarter point of the unbraced segment, kip-in. (N-mm)

$R_m$  = cross-section monosymmetry parameter

= 1.0, doubly symmetric members

= 1.0, singly symmetric member subject to single curvature bending

=  $0.5 + 2 \left( \frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2$ , singly symmetric members subjected to reverse curvature bending

$I_y$  = moment of inertia about the principal y-axis, in.<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)



= moment of inertia about y-axis referred to the compression flange, or if reverse curvature bending, referred to the smaller flange, in.<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

$$R_m = \begin{cases} 1.0, & \text{for Double Channel, Box, Pipe, and doubly symmetric I Shapes,} \\ 1.0, & \text{for Channel, Tee, Double Angle and singly symmetric I Shapes subjected to curvature bending, and} \\ 0.5 + 2 \left( \frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2, & \text{for Channel, Tee, Double Angle, and singly symmetric I Shapes subjected to reverse curvature bending.} \end{cases}$$



If the member is under tension and if the section is doubly symmetric,  $C_b$  is increased by a factor  $f_{cb}$  where  $R_a$  is given as follows:

$$R_a = \begin{cases} \sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}} & \text{(LRFD)} \\ \sqrt{1 + \frac{1.5P_a}{P_{ey}}} & \text{(ASD)} \end{cases} \quad \text{(AISC H1.2)}$$

$C_b$  should be taken as 1.0 for cantilevers. However, the program is unable to detect whether the member is a cantilever. **The user should overwrite  $C_b$  for**

**cantilevers.** The program also defaults  $C_b$  to 1.0 if the minor unbraced length,  $l_{22}$ , is redefined to be more than the length of the member by the user or the program, i.e., if the unbraced length is longer than the member length. The Overwrites can be used to change the value of  $C_b$  for any member.



Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

Mcivil.ir

<input type="checkbox"/>	Current Design Section	B0X25-25T1
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	0.696
<input type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.6861
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor)	1.7538
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K LTB)	1.7538
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
<input type="checkbox"/>	Bending Coefficient (Cb)	1.
<input checked="" type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
<input checked="" type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.
<input checked="" type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Major)	1.
<input checked="" type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Yield stress, Fy	0.
<input type="checkbox"/>	HSS Welding Type	ERW
<input type="checkbox"/>	Reduce HSS Thickness?	No
<input type="checkbox"/>	Overstrength factor, R <sub>o</sub>	1

# B1 & B2

ضرایب تشدید لنگر

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1, \text{ and}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1,$$



**Table C-1 Steel Frame Design Overwrites for "AISC 360-10"**

Item	Possible Values	Default Value	Description
Sway Moment Factor (B2 Major)	$\geq 0$	1.0	Unitless moment magnification factor for sway major-axis bending moment. Specifying zero means the value is program determined. The program determined value is taken as 1 because it is assumed that P-Delta effects were specified to be included in the analysis, and thus no further magnification is required.
Sway Moment Factor (B2 Minor)	$\geq 0$	1.0	Unitless moment magnification factor for sway major-axis bending moment. Specifying zero means the value is program determined. The program determined value is taken as 1 because it is assumed that P-Delta effects were specified to be included in the analysis, and thus no further magnification is required.
NonSway Moment Factor (B1 Major)	$\geq 0$	Calculated	Unitless moment magnification factor for non-sway major axis bending moment. Specifying zero means the value is program determined.
NonSway Moment Factor (B1 Minor)	$\geq 0$	Calculated	Unitless moment magnification factor for non-sway minor axis bending moment. Specifying zero means the value is program determined.

۴۳۵





### Direct Analysis Method

Option	Variable	Limitation or Applicability	Essentials of the Method
General Second Order Analysis	Variable Factor Stiffness Reduction	No limitation	2nd Order Analysis Reduced stiffness $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ $\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5 \\ 4 \left( \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \left( 1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \geq 0.5 \end{cases}$ $B_1$ and $B_2$ not used $K_2 = 1$ (used for $P_n$ ) Notional load with all combos, except for $\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5$ for which notional load with gravity combos only Notional load coefficient = 0.002 (typically)
	Fixed Factor Stiffness Reduction	No limitation	2nd Order Analysis Reduced stiffness $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ $\tau_b = 1.0$ $B_1$ and $B_2$ not used $K_2 = 1$ (used for $P_n$ ) Notional load with all combos, except for $\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5$ for which notional load with gravity combos only Notional load coefficient = 0.003 (typically)

## Direct Analysis Method

Option	Variable	Limitation or Applicability	Essentials of the Method
Amplified First Order Analysis	Variable Factor Stiffness Reduction	No limitation	<p>1st Order Analysis Reduced Stiffness  <math>EI^* = 0.8\tau_b EI</math>  <math>EA^* = 0.8EA</math></p> $\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5 \\ 4 \left( \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \left( 1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) & \text{for } \frac{\alpha P_r}{P_y} \geq 0.5 \end{cases}$ <p><math>K_1 = 1</math> for <math>B_1</math>  <math>K_2 = 1</math> for <math>P_n</math> and <math>B_2</math></p> <p>Notional load with all combos, except for <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5</math>  for which notional load with gravity combos only  Notional load coefficient = 0.002 (typically)</p>

## Direct Analysis Method

Option	Variable	Limitation or Applicability	Essentials of the Method
Amplified First Order Analysis	Fixed Factor Stiffness Reduction	No limitation	<p>2nd Order Analysis</p> <p>Reduced stiffness</p> $EI^* = 0.8\tau_b EI$ $EA^* = 0.8EA$ $\tau_b = 1.0$ <p><math>K_2 = 1</math> (used for <math>P_n</math>)</p> <p>Notional load with all combos, except for <math>\Delta_{2nd} / \Delta_{1st} \leq 1.5</math> for which notional load with gravity combos only Notional load coefficient = 0.003 (typically)</p>



## Effective Length Method

Option	Limitation or Applicability	Essentials of the Method
General Second Order Elastic Analysis	$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.5$ <p>(for all stories)</p> $\frac{\alpha P_r}{P_y} = any$ <p>(for all columns)</p>	2nd Order Analysis Unreduced Stiffness $K = K_2$ (used for $P_n$ ) Notional load with gravity combos only Notional load coefficient = 0.002 (typically) $B_1 = 1$ $B_2 = 1$
Amplified First Order Analysis	$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.5$ <p>(for all stories)</p> $\frac{\alpha P_r}{P_y} = any$ <p>(for all columns)</p>	1st Order Analysis Unreduced stiffness $K_1$ for $B_1$ $K_2$ for $B_2$ $K = K_2$ (used for $P_n$ ) Notional load with gravity combos only Notional load with coefficient = 0.002 (typically) Use of $B_1$ and $B_2$

## Limited First Order Analysis

Limited First  
Order Elastic  
Analysis

$$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.5$$

(for all stories)

$$\frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5$$

(for all columns)

1st Order Analysis

Unreduced stiffness

$K_2$  for  $P_n$  (not  $B_2$ )

Notional load with all combos

$$\text{Notional load with coefficient} = (2) \left( \frac{\Delta}{L} \right) \geq 0.0042$$

مقایسه روش های طول موثر ، آنالیز مستقیم و مرتبه اول محدود شده

ویژگی	روش طول موثر (ELM)	آنالیز مستقیم (DAM)	مرتبه اول محدود شده (LFM)
روش آنالیز	مرتبه دوم	مرتبه دوم	مرتبه اول محدود شده (تشدید با $B_1$ )
محدودیت	$B_2 \leq 1.5$	در همه حالات	$B_2 \leq 1.5, \alpha P_r \leq 0.5 P_y$
بارهای فرضی جانبی Notional Load	تنها در ترکیب بارهای شامل بار ثقلی $\Delta = 0.002L$	اگر $B_2 > 1.5$ در همه ترکیبات بار اگر $B_2 \leq 1.5$ تنها در ترکیب بارهای حاوی بار ثقلی $\Delta = 0.002L$	$2.1(\Delta/L) \geq 0.0042 Y_i$ تنها در ترکیب بارهای شامل بار ثقلی
سختی موثر	واقعی (لمحافظ کاهش در منحنی مقاومت ستون)	$H = 0.8 H_r$ و $E A^* = 0.8 E A$	واقعی
مقاومت فشاری موثر	$P_n$ بر اساس KL اگر $1.1 \leq B_2 \leftarrow K=1$	$P_n$ بر اساس $(K=1)L$	$P_n$ بر اساس $(K=1)L$

## اهمیت ضریب $B_2$ در انتخاب نوع روش آنالیز پایداری:

ویژگی	روش طول موثر (ELM)	آنالیز مستقیم (DAM)
محدودیت	$B_2 \leq 1.5$	در همه حالات
بارهای خیالی جانبی Notional Load	تنها در ترکیب بارهای شامل بار ثقلی $\Delta = 0.002L$	اگر $B_2 > 1.5$ در همه ترکیبات بار
		اگر $B_2 \leq 1.5$ تنها در ترکیب بارهای حاوی بار ثقلی $\Delta = 0.002L$
سختی موثر	واقعی (لحاظ کاهش در منحنی مقاومت ستون)	$EA^* = 0.8EA$ و $El = 0.8I_g El$
مقاومت فشاری موثر	بر اساس $P_n$ اگر $B_2 \leq 1.1 \leftarrow K=1$	$P_n$ بر اساس $(K=1)L$

در ویرایش سال ۹۲ مبحث دهم محدودیت دیگری برای  $B_2$  آمده است که اگر بزرگتر از ۱.۷ باشد بار فرضی جانبی بایست در همه ترکیبات بار ذکر گردید





**$B_1$  factor:** This factor amplifies the factored moments for the P- $\delta$  effect. In its expression, there are the  $C_m$  factor and the Euler Buckling capacity  $P_e$ . If the user keeps the unbraced length ratios ( $l_{33}$  and  $l_{22}$ ) and the  $K$ -factors ( $K_{33}$  and  $K_{22}$ ) correct, the  $B_1$  factor would be correct. If the axial force is small, the  $B_1$  factor can be 1 and have no effect with respect to modeling the single segment or multi-segment element.

**$B_2$  factor:** The program does not calculate the  $B_2$  factor. The program assumes that the user turns on the P- $\Delta$ . In such cases,  $B_2$  can be taken as equal to 1. That means the modeling with one or multiple segments has no effect on this factor.



# Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)


<input type="checkbox"/>	Current Design Section	BQX25-25T1
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	0.696
<input type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	1.
<input checked="" type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	0.9182
<input checked="" type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9182
<input checked="" type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.6861
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor)	1.7538
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.

## UNBRACED LENGTH RATIO

نسبت طول مهارنشده



Unbraced Length Ratio (Major)	$\geq 0$	Calculated	Unbraced length factor for buckling about the frame object major axis; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the unbraced length for the object. Specifying zero means the value is program determined.
Unbraced Length Ratio (Minor)	$\geq 0$	Calculated	Unbraced length factor for buckling about the frame object minor axis; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the unbraced length for the object. Specifying zero means the value is program determined.
Unbraced Length Ratio (LTB)	$\geq 0$	L22	Unbraced length factor for lateral-torsional buckling for the frame object; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the unbraced length for the object. Specifying zero means the value is program determined.


 Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

<input type="checkbox"/>	Current Design Section	BQX25-25T1
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	2.54
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	0.696
<input type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9182
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.6861
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor)	1.7538
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K LTB)	1.7538
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
<input type="checkbox"/>	Bending Coefficient (Cb)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Yield stress, Fy	0.
<input type="checkbox"/>	HSS Welding Type	ERW
<input type="checkbox"/>	Reduce HSS Thickness?	No
<input checked="" type="checkbox"/>	Overstrength factor, Ry	1.8
<input type="checkbox"/>	Nominal Compressive Capacity, Pnc	0

**R<sub>y</sub> : OVERSTRENGTH FActor**

### ۱۰-۳-۲-۳ ضریب $R_y$ تولیدات فولاد

طبق تعریف، ضریب  $R_y$  عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده، که به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز باید در محاسبات مدنظر قرار گیرد. کاربرد ضریب  $R_y$  در محاسبات لرزه‌ای سازه‌های با شکل‌پذیری مختلف در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. مقدار ضریب  $R_y$  از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y}$$

(۱۰-۲-۳-۱)

که در آن:

$F_y$  = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

$F_{ye}$  = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

جدول ۱۰-۳-۱ مقادیر  $R_y$  برای انواع تولیدات فولاد

$R_y$	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده
۱/۲۰	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها



# Nominal capacities

<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Yield stress, $F_y$	0.
<input type="checkbox"/>	HSS Welding Type	ERW
<input type="checkbox"/>	Reduce HSS Thickness?	No
<input type="checkbox"/>	Overstrength factor, $R_y$	1.
<input checked="" type="checkbox"/>	Nominal Compressive Capacity, $P_{nc}$	0.
<input checked="" type="checkbox"/>	Nominal Tensile Capacity, $P_{nt}$	0.
<input checked="" type="checkbox"/>	Nominal Major Bending Capacity, $M_{n3}$	0.
<input checked="" type="checkbox"/>	Nominal Minor Bending Capacity, $M_{n2}$	0.
<input checked="" type="checkbox"/>	Nominal Major Shear Capacity, $V_{n2}$	0.
<input checked="" type="checkbox"/>	Nominal Minor Shear Capacity, $V_{n3}$	0.



### ۴-۳-۲-۱۰ مقاومت کششی

مقاومت کششی طراحی  $(\phi_t P_n)$  در اعضای تحت کشش باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی تسلیم کششی در مقطع کلی  $(A_g)$  و گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو  $(A_n)$  و مقطع خالص موثر  $(A_e)$  در نظر گرفته شود.

الف) برای تسلیم کششی در مقطع کلی عضو:

$$\phi_t = 0.9 \quad \text{و} \quad P_n = F_y A_g \quad (4-3-2-10)$$

ب) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص عضو:

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_n \quad (5-3-2-10)$$

پ) برای گسیختگی کششی در مقطع خالص موثر عضو در محل اتصال:

$$\phi_t = 0.75 \quad \text{و} \quad P_n = F_u A_e$$

$P_n$  = مقاومت کششی اسمی عضو

#### ۱-۴-۲-۱۰ الزامات عمومی

اعضای فشاری می‌توانند از نیمرخ تک، نیمرخ‌های مرکب و نیمرخ‌های ساخته‌شده از ورق یا ترکیبی از ورق و نیمرخ باشند. برای اعضایی که تحت اثر مشترک فشار محوری و لنگر خمشی قرار دارند، به الزامات بخش ۱۰-۲-۷ مراجعه شود.

مقاومت فشاری طراحی اعضای فشاری مساوی  $\phi_c P_n$  می‌باشد که در آن  $\phi_c$  ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و  $P_n$  مقاومت فشاری اسمی می‌باشد که برای اعضای فشاری با مقطع بدون اجزای لاغر، باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت‌های حدی کمانش خمشی، کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی در نظر گرفته شود.

Y = تسلیم

LTB = کمانش پیچشی - جانبی

FLB = کمانش موضعی بال

WLB = کمانش موضعی جان

TFY = تسلیم کششی بال

LLB = کمانش موضعی ساق

LB = کمانش موضعی

C = فشرده

NC = غیر فشرده

S = لاغر

N/A = کاربرد ندارد.

### ۱-۵-۲-۱۰ الزامات عمومی

۱-۱-۵-۲-۱۰ مقاومت خمشی طراحی مساوی  $\phi_b M_n$  می باشد که در آن،  $\phi_b$  ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹ و  $M_n$  مقاومت خمشی اسمی می باشد که باید طبق الزامات بندهای ۱-۵-۲-۱۰ و ۱۲-۵-۲-۱۰ تعیین شود.

**تبصره:** انتخاب بند مربوط به تعیین مقاومت خمشی اسمی اعضای خمشی برای مقاطع مختلف می تواند مطابق جدول ۱-۵-۲-۱۰ اختیار شود.

### ۱۰-۲-۶-۱ الزامات عمومی

مقاومت برشی طراحی مساوی  $\phi_v V_n$  می باشد که در آن:

$\phi_v$  = ضریب کاهش مقاومت برشی می باشد و برای کلیه الزامات این بخش برابر ۰/۹ بوده به جز در مورد بند ۱۰-۲-۶-۱-الف که مقدار آن باید برابر یک در نظر گرفته شود.

$V_n$  = مقاومت برشی اسمی اعضا می باشد که باید برابر کوچکترین مقدار محاسبه شده بر اساس حالت های تسلیم برشی و کمانش برشی مطابق الزامات بندهای ۱۰-۲-۶-۱ تا ۱۰-۲-۶-۷ در نظر گرفته شود.



**Table B-1: Steel Frame Design Preferences**

Item	Possible Values	Default Value	Description
Design Code	Design codes available in the current version		The selected design code. Subsequent design is based on this selected code.
Time History Design	Envelopes, Step-by-Step, Last Step, etc.	Envelopes	Toggle for design combinations that include a time history designed for the envelope of the time history, or designed step-by-step for the entire time history. If a single design combination has more than one time history case in it, that design combination is designed for the envelopes of the time histories, regardless of what is specified here.



**Table B-1: Steel Frame Design Preferences**

Item	Possible Values	Default Value	Description
Framing Type	SMF, IMF, OMF, SCBF, OCBF, OCBFI, EBF	SMF	This item is used for ductility considerations in the design, when seismic provisions are considered.
Seismic Design Category	A, B, C, D, E, F	D	This item varies with the Seismic Hazard Exposure Group and the Effective Peak Velocity Related Acceleration.
Design Provision	ASD, LRFD	LRFD	Application provisions for calculation of allowable/design and required strength of individual elements. Selection of ASD will enable additional fields for safety factor overwrites, whereas selection of LRFD will enable additional fields for resistance factors.





Analysis Method	7 Values	Direct Analysis Method with General 2 <sup>nd</sup> Order Analysis and $\tau_b$ variable	Indicates the method used to check/design the steel members. The design module does not verify the acceptability of the selected design analysis method; the user is expected to verify acceptability. Also, the user is expected to set the appropriate stiffness modification factors and to supply the combinations with appropriate notional loads.
Notional Load Coefficient	> 0	0.002	The coefficient used to define the notional load as a fraction of a given gravity load pattern.
Ignore Seismic Code?	Yes, No	No	Toggle to consider (No) or not consider (Yes) the seismic part of the code in design.
Ignore Special Seismic Load?	Yes, No	No	Toggle to consider (No) or not consider (Yes) special seismic load combinations in design.
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes, No	Yes	Toggle to indicate if the doubler-plate is plug welded (Yes) or it is not plug welded (No).
HSS Welding Type	ERW, SAW	ERW	Indicates the procedure used for welding the steel members.





McGraw Hill

Reduce HSS Thickness?	Yes, No	Yes	Toggle to consider if the HS (Box or Pipe) thickness is reduced (Yes) or should not be reduced (No).
Consider Deflection?	Yes, No	No	Toggle to consider the deflection limit (Yes) or to not consider the deflection limit (No).
DL Limit, L/	$\geq 0$	120	Deflection limit for dead load. Inputting 120 means that the limit is L/120. Inputting zero means no check will be made of this item.



**Table B-1: Steel Frame Design Preferences**

Item	Possible Values	Default Value	Description
Super DL+LL Limit, L/	$\geq 0$	120	Deflection limit for superimposed dead plus live load. Inputting 120 means that the limit is L/120. Inputting zero means no check will be made of this item.
Live Load Limit, L/	$\geq 0$	360	Deflection limit for superimposed live load. Inputting 360 means that the limit is L/360. Inputting zero means no check will be made of this item.
Total Limit, L/	$\geq 0$	240	Deflection limit for total load. Inputting 240 means that the limit is L/240. Inputting zero means no check will be made of this item.
Total-Camber Limit, L/	$\geq 0$	240	Limit for net deflection. Camber is subtracted from the total load deflection to get net deflection. Inputting 240 means that the limit is L/240. Inputting zero means no check will be made of this item.



Pattern Live Load Factor	$\leq 1.0$	0.75	The live load factor for automatic generation of load combinations involving pattern live loads and dead loads.
D/C Ratio Limit	$\leq 1.0$	0.95	The demand/capacity ratio limit to be used for acceptability. D/C ratios that are less than or equal to this value are considered acceptable. The program will select members from the auto select list with D/C ratios less than or equal to this value.
Maximum Number of Auto Iteration	$\geq 1$	1	Sets the number of iterations of the analysis-design cycle that the program will complete automatically assuming that the frame members have been



**Table B-2 Additional Steel Frame Design Preferences LRFD Provision**

Item	Possible Values	Default Value	Description
Phi (Bending)	$\leq 1.0$	0.9	Resistance factor for flexure.
Phi (Compression)	$\leq 1.0$	0.9	Resistance factor for compression.
Phi (Tension-Yielding)	$\leq 1.0$	0.9	Resistance factor for yielding in tension.
Phi (Tension-Fracture)	$\leq 1.0$	0.75	Resistance factor for tension rupture.
Phi (Shear)	$\leq 1.0$	0.9	Resistance factor for shear.
Phi (Shear, Short Webbed Rolled I-Shapes)	$\leq 1.0$	1.0	Resistance factor for shear for specific short-webbed rolled I-Shapes.
Phi (Torsion)	$\leq 1.0$	0.9	Resistance factor for torsion.



**Table C-1 Steel Frame Design Overwrites for “AISC 360-10”**

Item	Possible Values	Default Value	Description
Current Design Section	Any defined steel section	Analysis section	The design section for the selected frame object. When this Overwrite is applied, any previous auto select section assigned to the frame object is removed.
Fame Type	SMF, IMF, OMF, SCBF, OCBF, OCBFI, EBF	From Preferences	This item is used for ductility considerations in the design.
Omega 0	$\geq 1.0$	Calculated	This factor is related to seismic force and ductility.
Consider Deflection?	Yes, No	From Preferences	Toggle to consider the deflection limit (Yes) or to not consider the deflection limit (No) in design.
Deflection Check Type	Ratio, Absolute, Both	Both	Choose to consider deflection limit as an absolute, as a divisor of the beam length, as both, or with no deflection limit.



Limit, L/	$\geq 0$	From Preferences	Deflection limit for dead load. Inputting 120 means that the limit is L/120. Inputting zero means no check will be made of this item.
Super DL+LL Limit, L/	$\geq 0$	From Preferences	Deflection limit for superimposed dead plus live load. Inputting 120 means that the limit is L/120. Inputting zero means no check will be made of this item.
Live Load Limit, L/	$\geq 0$	From Preferences	Deflection limit for superimposed live load. Inputting 360 means that the limit is L/360. Inputting zero means no check will be made of this item.
Total Limit, L/	$\geq 0$	From Preferences	Deflection limit for total load. Inputting 240 means that the limit is L/240. Inputting zero means no check will be made of this item.
Total-Camber Limit, L/	$\geq 0$	From Preferences	Limit for net deflection. Camber is subtracted from the total load deflection to get net deflection. Inputting 240 means that the limit is L/240. Inputting zero means no check will be made of this item.
DL Limit, abs	$\geq 0$	1.	Deflection limit for dead load. Inputting zero means no check will be made of this item.



Zero means no check will be made of this item.

DL Limit, abs	$\geq 0$	1.	Deflection limit for dead load. Inputting zero means no check will be made of this item.
Super DL+LL Limit, abs	$\geq 0$	1.	Deflection limit for superimposed dead plus live load. Inputting zero means no check will be made of this item.
Live Load Limit, abs	$\geq 0$	1.	Deflection limit for superimposed live load. Inputting zero means no check will be made of this item.
Total Limit, abs	$\geq 0$	1.	Deflection limit for total load. Inputting zero means no check will be made of this item.






McGraw Hill

**Table C-1 Steel Frame Design Overwrites for "AISC 360-10"**

Item	Possible Values	Default Value	Description
Total-Camber Limit, abs	$\geq 0$	1.	Deflection limit for net deflection. Camber is subtracted from the total load deflection to get net deflection. Inputting a value of 240 means that the limit is L/240. Inputting zero means no check will be made of this item.
Specified Camber	$\geq 0$	0	The specified amount of camber to be reported in the design output and to be used in the net deflection check.
Live Load Reduction Factor	$\geq 0$	Calculated	The reducible live load is multiplied by this factor to obtain the reduced live load for the frame object. Specifying zero means the value is program determined.
Net Area to Total Area Ratio	$\geq 0$	1.0	The ratio of the net area at the end joint to gross cross-sectional area of the section. This ratio affects the design of axial tension members. Specifying zero means the value is the program default, which is 1.



Unbraced Length Ratio (Major)	$\geq 0$	Calculated	Unbraced length factor for buckling about the frame object major axis; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the unbraced length for the object. Specifying zero means the value is program determined.
Unbraced Length Ratio (Minor)	$\geq 0$	Calculated	Unbraced length factor for buckling about the frame object minor axis; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the unbraced length for the object. Specifying zero means the value is program determined.
Unbraced Length Ratio (LTB)	$\geq 0$	L22	Unbraced length factor for lateral-torsional buckling for the frame object; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the unbraced length for the object. Specifying zero means the value is program determined.
Effective Length Factor (K1 Major)	$\geq 0$	1.0	Effective length factor for buckling about the frame object major axis; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the effective length for the object. Specifying zero means the value is program determined. For beam design, this factor is always taken as 1, regardless of any other value specified in the Overwrites. This factor is used for the $B_1$ factor.



Effective Length Factor (K1 Minor)	$\geq 0$	1.0	Effective length factor for buckling about the frame object minor axis; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the effective length for the object. Specifying zero means the value is program determined. For beam design, this factor is always taken as 1, regardless of any other value specified in the Overwrites. This factor is used for the $B_1$ factor.
Effective Length Factor (K2 Major)	$\geq 0$	Calculated	Effective length factor for buckling about the frame object major axis assuming that the frame is braced at the joints against sideway; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the effective length for the object. Specifying zero means the value is program determined. For beam design, this factor is always 1, regardless of any other values specified in the Overwrites. The factor is used for axial compression capacity.
Effective Length Factor (K2 Minor)	$\geq 0$	Calculated	Effective length factor for buckling about the frame object minor axis assuming that the frame is braced at the joints against sideway; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the effective length for the object. Specifying zero means the value is program determined. For beam design, this factor is always 1, regardless of any other values specified in the Overwrites. The factor is used for axial compression capacity.
Effective Length Factor (K LTB)	$\geq 0$	K2 minor	Effective length factor for lateral-torsional buckling; specified as a fraction of the frame object length. This factor times the frame object length gives the effective length for the object. Specifying zero means the value is program determined. For beam design,



Moment Coefficient (Cm Major)	$\geq 0$	Calculated	Unitless factor; Cm for major axis bending is used in determining the interaction ratio. Inputting zero means the value is program determined.
Moment Coefficient (Cm Minor)	$\geq 0$	Calculated	Unitless factor; Cm for minor axis bending is used in determining the interaction ratio. Inputting zero means the value is program determined.
Bending Coefficient (Cb)	$\geq 0$	Calculated	Unitless factor; Cb is used in determining the interaction ratio. Inputting zero means the value is program determined.
NonSway Moment Factor (B1 Major)	$\geq 0$	Calculated	Unitless moment magnification factor for non-sway major axis bending moment. Specifying zero means the value is program determined.
NonSway Moment Factor (B1 Minor)	$\geq 0$	Calculated	Unitless moment magnification factor for non-sway minor axis bending moment. Specifying zero means the value is program determined.





**Table C-1 Steel Frame Design Overwrites for "AISC 360-10"**

Item	Possible Values	Default Value	Description
Sway Moment Factor (B2 Major)	$\geq 0$	1.0	Unitless moment magnification factor for sway major-axis bending moment. Specifying zero means the value is program determined. The program determined value is taken as 1 because it is assumed that P-Delta effects were specified to be included in the analysis, and thus no further magnification is required.
Sway Moment Factor (B2 Minor)	$\geq 0$	1.0	Unitless moment magnification factor for sway major-axis bending moment. Specifying zero means the value is program determined. The program determined value is taken as 1 because it is assumed that P-Delta effects were specified to be included in the analysis, and thus no further magnification is required.
HSS Welding Type	ERW, SAW	From Preferences	Indicates the procedure used to check/design the steel members.
Reduce HSS Thickness?	Yes, No	From Preferences	Toggle to consider if the HS (Box or Pipe) thickness is reduced (Yes) or should not be reduced (No).
Yield Stress, Fy	$\geq 0$	From Material	Material yield strength used in the design/check. Specifying zero means the value is program determined. The program determined value is taken from the material property assigned to the frame object.



			object.
Overstrength Factor, $R_y$	$\geq 0$	From Material	The ratio of the expected yield strength to the minimum specified yield strength. This ratio is used in capacity-based design for special seismic cases. Specifying zero means the value is program determined.
Compressive Capacity, $P_{nc}$	$\geq 0$	Calculated	Nominal axial compressive capacity. Specifying zero means the value is program determined.
Tensile Capacity, $P_{nt}$	$\geq 0$	Calculated	Nominal axial tensile capacity. Specifying zero means the value is program determined.
Major Bending Capacity, $M_{n3}$	$\geq 0$	Calculated	Nominal bending moment capacity in major axis bending. Specifying zero means the value is program determined.
Minor Bending Capacity, $M_{n2}$	$\geq 0$	Calculated	Nominal bending moment capacity in minor axis bending. Specifying zero means the value is program determined.
Major Shear Capacity, $V_{n2}$	$\geq 0$	Calculated	Nominal shear capacity force for major direction shear. Specifying zero means the value is program determined.
Minor Shear Capacity, $V_{n3}$	$\geq 0$	Calculated	Nominal shear capacity force for minor direction shear. Specifying zero means the value is program determined.



The program keeps track of the analysis section and the design section separately. Note the following about analysis and design sections:

- Assigning a frame section property assigns the section as both the analysis section and the design section.
- Running an analysis always sets the analysis section to be the same as the current design section.
- Assigning an Auto Select section list to a frame object initially sets the analysis and design section to be the section in the list with the median weight.



- Unlocking a model deletes the design results, but it does not delete or change the design section.
- Altering the Design Combinations in any way deletes the design results, but does not delete or change the design section.
- Altering any of the steel frame design preferences deletes the design results, but does not delete or change the design section.



اشکی که برای شکست می ریزیم

همان عرقیست که برای پیروزی ریخته نشد...

این جزوه کامل نبوده و بصورت همگنی مطالبی به آن افزوده می شود. ادامه دارد....