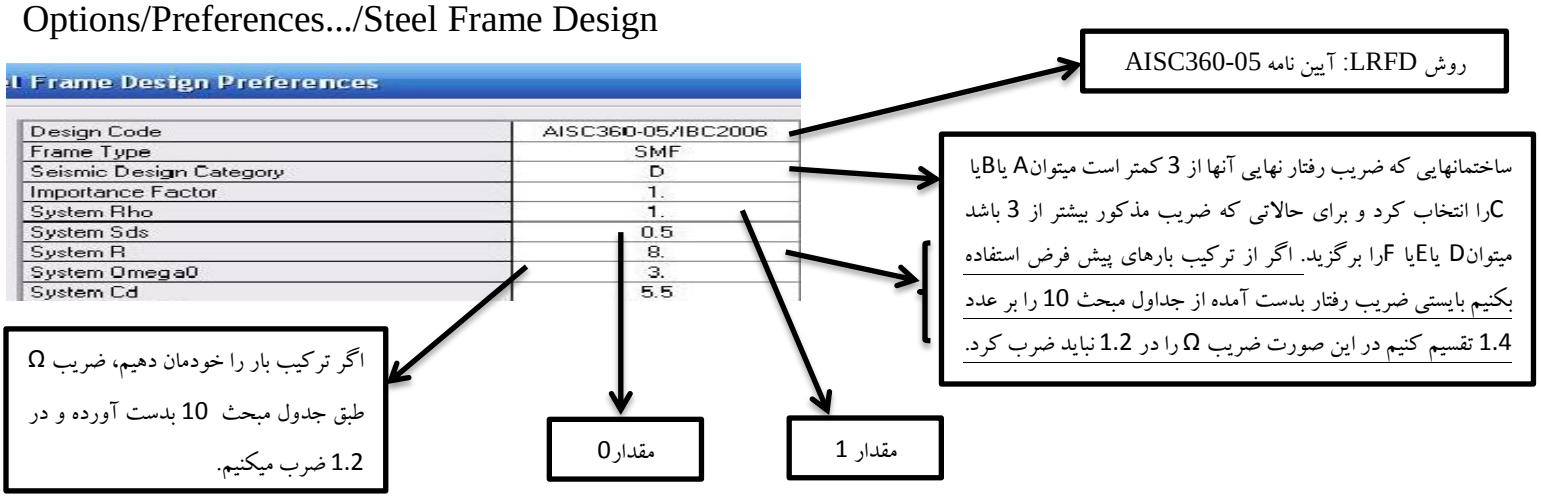
# *نکات طراحی سازه‌های فولادی به روش LRFD در نرم افزار ETABS*

## Options/Preferences.../Steel Frame Design




## Define/Special seismic load effects

در ترکیبات بار ویژه (برای ستونها)ضریب SDS منظور شده که معرف شتاب طیفی برای پریودهای کوتاه است که در ایران مقدار آن برابر صفر می‌باشد. ضریب دیگر Rho است که مقدار آن برابر یک میباشد.

## نکاتی در مورد معرفی مقاطع در نرم افزار:

1- مقاطع I شکل و جعبه ای که بیشترین استفاده برای ستون و تیرها را دارند حتماً با گزینه های دیگر غیر از GENERAL و SD مدل گردند.

2-در مورد بادبندها و اعضای دیگری که در آنها معمولاً لنگری ایجاد نمیشود و یا مقدار آن اندک است و همچنین ستونها در سازه های قاب ساده مهاربندی شده، مشکلی در مدلسازی مقطع به صورت SD و GENERAL وجود ندارد و میتوان آنها را به هر شکل که دوست داریم مدل کنیم.

3-برای تیرها اگر از تیرهای دوبل با یا بدون ورق تقویت استفاده میکنیم البته میتوان آنها را با توجه به آنکه عمدتاً در آنها لنگر جهت قوی تعیین کننده است میتوان به صورت مقطع باکس معادل کرد که در این صورت مشکلی پیش نخواهد آمد. ولی اگر بخواهیم به صورت SD یا GENERAL مدل کنیم با توجه به اینکه در اکثر موارد مقاطع فشرد و دارای شرط تکیه گاه جانبی بال فشاری هستند، مقدار مقاومت اسمی خمشی باید بر اساس لنگر پلاستیک مقطع محاسبه شوند که در این حالت محاسبات نرم افزار محافظه کارانه است که یا باید این مقدار محافظه کاری را قبول کنیم و یا اینکه برای جلوگیری از سنگینی سازه نسبت تنشهای کمی بالاتر از یک را هم قبول کنیم. با توجه به اینکه معمولاً در مقاطع مقدار لنگر پلاستیک نسبت به لنگر تسلیم حدود 10 تا 20 درصد بیشتر است میتوان نسبت تنش را هم تا همین حدود بالاتر مورد قبول قرار داد. (مثلاً تا حدود 1.15 نسبت تنش را در تیرها قبول کرد).

4- در مورد ستونهای قابهای خمشی اگر برای آنها از مقطع I یا باکس استفاده کنیم که مشکلی نیست و میتوانیم بدون استفاده از مقاطع GENERAL و SD آنها را مدل کنیم؛ ولی اگر از مقطعی مثل دوبل IPE با یا بدون ورق استفاده کنیم که مجبور به استفاده از مدل سازی به صورت GENERAL یا SD باشیم، باز هم با فرض فشردگی مقطع و اینکه اتصال کافی بین اجزای تشکیل دهنده دو مقطع به گونه ای موجود باشد که بتوان آن را باکس فرض کرد باید از لنگر پلاستیک استفاده کنیم که در این حالت نیز محاسبات نرم افزار محافظه کارانه میشود که اگر نخواهیم این محافظه کاری را قبول کنیم باز هم باید نسبت تنش قابل قبول را کمی بیشتر از یک در نظر بگیریم. (البته در اینجا فقط بخشی از نسبت تنش که مربوط به خمش است را باید بیش از حد مجاز قبول کنیم). برای اینکه با این مشکلات مواجه نشویم و مجبور به تقریب و قضاوت مهندسی همراه با خطا نشویم یا باید محاسبات دست بالای نرم افزار را قبول کنیم و یا فقط از مقاطع باکس و I شکل استفاده کنیم.

## آثار مرتبه دوم – لنگر ثانوی:

Options/Preferences.../Steel Frame Design

**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 |

روش اعمال آثار ثانوی در دو گزینه Design Analysis Method و Second Order Method قابل تعیین است. با توجه محتویات منوال برنامه به نظر میرسد که بهترین روش برای آنکه این آثار بر اساس ضابطه بند 10-2-7-1-3 اعمال گردد استفاده از گزینه Effective Lenght برای Design Analysis Method و انتخاب گزینه Amplified 1st Order برای Second Order Method است. در صورتی که به هر دلیل بخواهیم از روش بند 10-2-7-1-3 (تحلیل غیرخطی هندسی) استفاده کنیم باید در گزینه Design Analysis Method گزینه Direct Analysis و برای Second Order Method گزینه General 2nd Order را انتخاب نماییم. (نکته شماره 14 در انتهای بخش)

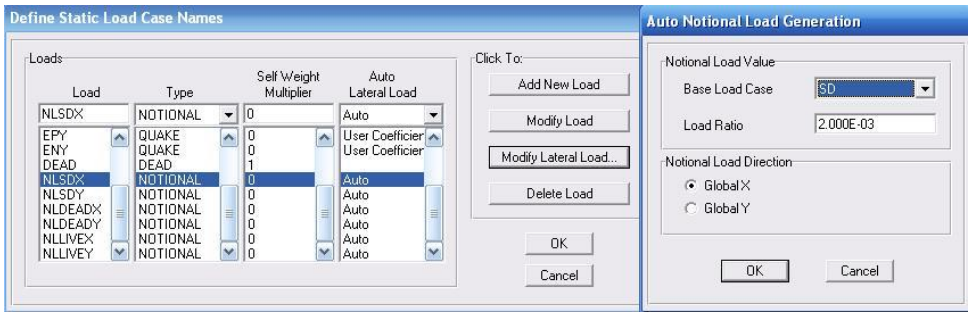
مقدار پیش فرض که برابر ERW است به SAW تغییر داده شود.

**کنترل ورق پیوستگی: برای تعیین آنکه در جوش ورق پیوستگی از جوش انگشتانه استفاده شده است یا نه**

## بارهای خیالی (Notional Loads):

**با توجه به بند 10-2-7-1-5 لازم است که برای روش تشدید لنگر در تراز هر طبقه مقدار 0.002 بارهای ثقلی ضریبدار جهت منظور کردن خطاهای اجرایی اعمال شود. این بارها در دو جهت اصلی سازه به صورت مجزا و تنها در ترکیب بارهای ثقلی و در فقدان بارهای جانبی اعمال میگردند.**

Define/Static Load Case




## نکات:

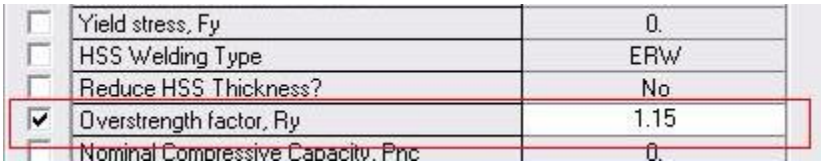
1–حالتهای بار Notional تنها در ترکیب بارهایی مشارکت داده میشوند که فقط شامل بارهای ثقلی هستند.

2–ضریب بار برای هر کدام از حالات بار Notional برابر ضریب بار ثقلی متناظر با آن در همان ترکیب بار است. ترکیب باری که تنها شامل بار مرده است ، باید تنها شامل بارهای Notional با مبنای همان بار مرده باشد و آنهایی که بر اساس بار زنده ساخته میشوند نباید مشارکت داده شوند.

3–در هر ترکیب بار تمام بارهای Notional باید با یک علامت با هم ترکیب شوند.اگر در یک حالت تمام آنها با ضریب مثبت ترکیب شده اند، به طور متناظر باید ترکیب بار دیگری ساخته شود که در آن تمام بارهای Notional به طور همزمان دارای ضریب منفی هستند.

4– در هر ترکیب بار تنها بارهای Notional مربوط به حالاتی را مشارکت میدهیم که مربوط به یک جهت اصلی سازه (X یا Y ) باشند. به طور متناظر ترکیب بار دیگری میسازیم که در آن حالات باری که برای جهت اصلی دیگر هستند مشارکت داده شده اند.

**ضوابط ویژه لرزه ای در قابهای خمشی ویژه و متوسط:** Options/Preferences.../Steel Frame Design



| | | |
|---|---|---|
| ☐ | Yield stress, Fy | 0. |
| ☐ | HSS Welding Type | ERW |
| ☐ | Reduce HSS Thickness? | No |
| ☑ | Overstrength factor, Ry | 1.15 |
| ☐ | Nominal Compressive Capacity, Pnc | 0. |

**قاب خمشی ویژه:** ضریب Ry برابر 1.27

**قاب خمشی متوسط:** ضریب Ry برابر 1.15

---

## ترکیب بارها:

**1-روش تحلیل استاتیکی:** برای معرفی حالات بار EQX و EQY ضریب زلزله در ضریب 0.3 ضرب شده اند و به همین جهت دیگر لازم نیست که در ترکیب بارها دوباره این ضریب اعمال شود. دلیل انجام این کار این است که چون ترکیب بارهای تشدید یافته به صورت خودکار توسط نرم افزار ایجاد میشود. اگر ضریب 0.3 در ضریب زلزله ضرب نشود، در ایجاد ترکیب بار تشدید یافته توسط نرم افزار به جای آن که 30 درصد بار زلزله در ضریب اضافه مقاومت ضرب شود، تمام آن در این ضریب ضرب می‌شود. فرض شده است که سازه نیاز به اثر 100 درصد نیروی زلزله در یک جهت با 30 درصد نیروی زلزله در جهت متعامد می‌باشد. اگر نیازی به اعمال این ترکیب نبود می‌توان بدون تغییر در این ترکیب بارها با مراجعه به قسمت معرفی حالت بار مقدار ضریب زلزله برای دو حالت EQX و EQY را به عدد صفر و یا عددی کوچک نزدیک به صفر ویرایش کرد. فرض شده است که اثر برون از مرکزیت اتفاقی برای سازه لازم بوده است. اگر مطابق مبحث ششم نیازی به این مساله نباشد بدون تغییر در این ترکیب بارها می شود به قسمت معرفی حالات بار مراجعه کرد و در تمام حالات بار زلزله مقدار برون از مرکزیت را به عدد 0 ویرایش کرد. ضمن اینکه فرض می شود فعلاً نیازی به اثر بار قائم زلزله نمی باشد:

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1 | 1.4*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD) | 21 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(EPX+EX) |
| 2 | 1.4*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD) | 22 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(EPX-EX) |
| 3 | 1.4*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD) | 23 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(-EPX+EX) |
| 4 | 1.4*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD) | 24 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(-EPX-EX) |
| 5 | 1.25*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD)+1.5(LIVE+RL+NXLIVE+NXRL) | 25 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(ENX+EY) |
| 6 | 1.25*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD)+1.5(LIVE+RL-NXLIVE-NXRL) | 26 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(ENX-EY) |
| 7 | 1.25*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD)+1.5(LIVE+RL+NYLIVE+NYRL) | 27 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-ENX+EY) |
| 8 | 1.25*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD)+1.5(LIVE+RL-NYLIVE-NYRL) | 28 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-ENX-EY) |
| 9 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(ENX+EY) | 29 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(EPX+EY) |
| 10 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(ENX-EY) | 30 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(EPX-EY) |
| 11 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(-ENX+EY) | 31 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-EPX+EY) |
| 12 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(-ENX-EY) | 32 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-EPX-EY) |
| 13 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(EPX+EY) | 33 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(ENY+EX) |
| 14 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(EPX-EY) | 34 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(ENY-EX) |
| 15 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(-EPX+EY) | 35 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-ENY+EX) |
| 16 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(-EPX-EY) | 36 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-ENY-EX) |
| 17 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(ENX+EX) | 37 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(EPY+EX) |
| 18 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(ENX-EX) | 38 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(EPY-EX) |
| 19 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(-ENX+EX) | 39 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-EPY+EX) |
| 20 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(-ENX-EX) | 40 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(-EPY-EX) |

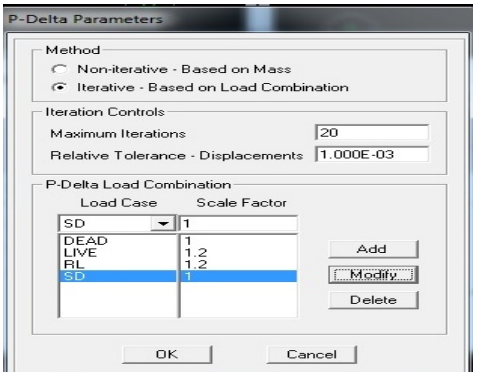
**2- روش تحلیل دینامیکی:** در حالتی که ترکیب بار 100 درصد در یک جهت و 30 درصد در جهت متعامد مطابق مبحث ششم اجباری نیست ترکیب بارهای شامل حالت بار دینامیکی SPECXY را می‌توان حذف کرد. همانند روش استاتیکی در حالتی که بار SD و RL را تعریف نکرده ایم تبعاً از ترکیب بارها هم آن ها را حذف می‌کنیم:

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1 | 1.4*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD) | 9 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2SPECX |
| 2 | 1.4*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD) | 10 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2SPECY |
| 3 | 1.4*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD) | 11 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(SPECX+SPECY2) |
| 4 | 1.4*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD) | 12 | 0.85*(DEAD+SD)+1.2(SPECY+SPECX2) |
| 5 | 1.25*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD)+1.5(LIVE+RL+NXLIVE+NXRL) | 13 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2SPECX |
| 6 | 1.25*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD)+1.5(LIVE+RL-NXLIVE-NXRL) | 14 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2SPECY |
| 7 | 1.25*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD)+1.5(LIVE+RL+NYLIVE+NYRL) | 15 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(SPECX+SPECY2) |
| 8 | 1.25*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD)+1.5(LIVE+RL-NYLIVE-NYRL) | 16 | (DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2(SPECY+SPECX2) |

**انجام تنظیمات طراحی لرزه‌ای:** Define /Special Seismic Load Effects...

جهت انطباق با مبحث دهم ضریب $\Omega$ را نسبت به مبحث دهم 20 درصد بالاتر وارد کنید. اگر سازه ترکیبی از چند سیستم سازه‌ای باشد یا باید در جهت اطمینان عدد بزرگ‌تر را به برنامه معرفی کرد و یا اینکه بیش از یک فایل محاسباتی درست کنیم و در هر فایل تنظیمات مربوط به یکی از سیستم‌های سازه‌ای را وارد کنیم و طراحی در هر فایل فقط برای آن سیستم سازه‌ای خاص انجام شود و در آخر برای اعضا پوش نتایج چند فایل در نظر گرفته شود (یعنی مقطع اعضا به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که شرایط تمامی فایل ها به طور همزمان برآورده شود.)

**تنظیمات آنالیز سازه:** Analysis/Set Analysis Option




با فرض استفاده از ترکیب بارهای محبث دهم بزرگ ترین ضرایب مرده و زنده به ترتیب برابر 1 (برای بارهای مرده) و 1.2 (برای بارهای زنده) خواهد بود.

**نکات نرم افزاری:**

1- مدل سازی خرپشته در صورتی که بخواهیم سازه را به روش تحلیل دینامیکی مورد آنالیز لرزه‌ای قرار دهیم و یا محاسبه نیروی زلزله را با استفاده از گزینه‌های محاسبه خودکار نیروی زلزله انجام دهیم ایجاد خطا در محاسبه نیروهای زلزله می‌نماید.

2- اگر در قسمتی از طبقات دارای اختلاف سطح در یک طبقه باشیم و یا دارای نیم طبقه باشیم کل این مجموعه به عنوان یک طبقه به نرم‌افزار معرفی می‌شود. ترازی که باید به عنوان تراز طبقه معرفی شود، تراز قسمت بالاتر طبقه است. بقیه قسمت ها را بعداً می‌شود با استفاده از گزینه Reference plane مدل کرد. ایجاد ترازهای جداگانه به عنوان طبقه برای هر تکه از طبقه بعداً باعث چند تکه شدن بادبندها و ستون های طبقه و اخلال در روند طراحی آن‌ها می‌شود.

3- برای مدل‌سازی اعضای مرکبی که با قید یا لقمه به هم متصل می‌شود نباید قیدها مدل شوند و تنها مدل سازی اصل مقطع کفایت می‌کند. تنها در صورتی که دو مقطع با ورق سراسری به هم متصل شوند این ورق در نرم‌افزار مدل می‌شود. توجه نمایید که برنامه قابلیت طراحی قیدهای اتصال را ندارد و طراحی قیدها باید به صورت دستی خارج از نرم افزار انجام شود.

4- در سیستم قاب ساده ساختمانی و مهاربند همگرای معمولی مقاطع زیر برای بخش‌های مختلف سازه توصیه می‌شود:

تیرها: I شکل و یا دوبل I بدون ورق تقویت و یا با ورق تقویت دوبل در بالا و پایین مقطع. ورق‌ها را به صورت یکسان در بالا و پایین فرض کنید. (اگر غیر I شکل باشد باید با SD مقطع را ساخت)

بادبندها: برای بادبندها مقاطع دوبل ناودانی یا دوبل نبشی (به صورت باکس لوزی شکل و یا به صورت سپری شکل). این مقاطع باید با کمک SD ساخته شوند و یا با مقداری اعماض به صورت باکس یا سپری (در مورد دوبل نبشی به حالت T شکل) مدل شوند.

ستون‌ها: مقاطع دوبل IPE ترجیحاً به صورت پابسته بدون ورق تقویت و یا با ورق تقویت بر روی دو بال و به موازات جانها می‌تواند مناسب باشد. این مقاطع باید به صورت SD ساخته شود. اگر با این مقاطع به جواب مناسب رسیده نشد می‌شود از مقاطع باکس تیرورقی استفاده کرد. استفاده از مقاطع ۴ نبشی با ۴ ورق تقویتی در ۴ وجه هم می‌تواند مفید باشد. در صورت استفاده از مقاطع ۴ نبشی ساخت آن‌ها باید به صورت SD انجام شود.

5- در سیستم قاب ساده با مهاربندهای واگرای در حد شکل پذیری کم مقاطع پیشنهادی مشابه حالت قبل است. به این نکته باید توجه ویژه شود که تیر متصل به بادبند در این سیستم باید حتماً مقطع فشرده باشد.

6- در سیستم قاب خمشی متوسط مقاطع زیر پیشنهاد می‌شود:

- برای تیرها حتماً باید مقطع فشرده استفاده شود. استفاده از مقاطع لانه زنبوری مجاز نمی‌باشد. مقاطع تک IPE و دوبل IPE مقاطع مناسبی هستند. در صورتی که این مقاطع جوابگو نبودند می‌شود از تیرورقهای I شکل استفاده نمود. در این حالت برای ارضای شرایط فشردگی باید نسبت عرض به ضخامت بال را به عدد ۲۲ و نسبت ارتفاع به ضخامت جان را به عدد ۱۱۰ محدود نمود (با فرض استفاده از فولاد ST37). اگر دارای ورق تقویت است نسبت عرض به ضخامت باید به عدد ۳۲ محدود شود.

- برای ستون‌ها هم باید مقاطع فشرده استفاده شود. استفاده از مقاطع پاباز در صورتی مجاز است که تیرهای با اتصال گیردار به ستون عمود بر قیدهای ستون باشند. اگر در هر دو جهت قاب خمشی داشته باشیم استفاده از مقاطع پاباز مجاز نیست. برای این ستون‌ها استفاده از مقاطع I شکل (به طور مثال IPB)، مقاطع باکس تیرورق (به صورت جعبه ای) و یا مقاطع صلیبی مناسبتر از بقیه است. برای حالتی که تنها در یک جهت قاب خمشی داشته باشیم استفاده از مقطع I شکل مناسبتر است و برای حالتی که هر دو جهت قاب خمشی است استفاده از دو مقطع جعبه ای و صلیبی مناسبتر است. (در مقطع صلیبی یک مقطع I شکل خواهیم داشت که عمود بر جان آن‌ها دو مقطع T شکل در چپ و راست آن متصل شده است). در مقاطع جعبه ای توجه کنید که برای ارضای شرایط فشردگی نسبت عرض آزاد مقطع به ضخامت هر تکه از مقطع از عدد ۳۲ (برای فولاد ST37) بیشتر نشود. برای مقاطع صلیبی محدودیتها مشابه مقطع I شکل است. جز آن‌که مقدار مجاز برای جان آن‌ها به دو برابر حالت قبل (عدد ۲۲۰) افزایش میابد. (البته جهت رعایت بقیه ضوابط بهتر است در هر صورت نسبت ارتفاع به ضخامت جان مقاطع به عدد ۶۵ محدود شود).

7- در قاب‌های خمشی ویژه کلیت مشابه قاب های خمشی متوسط می باشد. جز اینکه تیرها و ستون ها به جای فشرده باید فشرده لرزه ای باشند.

8- برای سیستم قاب مهاربندی همگرای ویژه می شود مشابه سیستم همگرای معمولی عمل کرد. البته باید به نکات زیر هم توجه کرد:

- باید توجه کرد که بادبندها حتماً باید فشرده لرزه ای باشند. اگر از مقاطع دوبل ناودانی یا نبشی استفاده میکنید با فرض عدم اتصال مستقیم دو مقطع به یکدیگر و اتصال با لقمه، نسبت عرض به ضخامت بال ناودانی و نبشی را به عدد ۹ و ارتفاع ازاد به ضخامت جان ناودانی را به عدد ۷۲ محدود شده باشد. قبل از مدل‌سازی حتماً این ضوابط کنترل شود و سپس آن‌ها را در نرم‌افزار با معادلسازی به صورت باکس یا سپری (در مورد دوبل نبشی T شکل) مدل کرد و یا کلاً از حالت SD جهت مدل‌سازی کمک گرفت.

- ستون‌های متصل به مهاربند باید مشابه قاب خمشی ویژه فشرده لرزه ای باشند. در این حالت اگر از مقاطع دوبل یا تیرورقی استفاده می‌شود اتصال قطعات به یکدیگر باید با جوش سراسری انجام شود و یا اینکه هر یک از اجزای تشکیل دهنده ستون باید جداگانه شرایط مقطع فشرده لرزه ای را تامین نمایند. برای این ستون‌ها استفاده از مقطع I شکل یا باکس با رعایت شرط فوق مناسب است. برای بقیه ستون‌های غیرمتصل به بادبند می‌توان از همان مقاطع قاب ساده و مهاربند با حد شکل‌پذیری کم استفاده کرد.

9- در سیستم سازه‌ای قاب خمشی با مهاربند همگرای ویژه در انتخاب مقاطع باید به نکات زیر توجه کرد:

- در مورد تیرهای متصل به مهاربند باید از مقاطع I شکل با شرایط فشرده لرزه ای مذکور در قسمت‌های قبل استفاده کرد. برای بقیه تیرها که به بادبند متصل نیستند محدودیت ویژه ای مطرح نیست و می‌شود مشابه سیستم قاب ساده با مهاربند هم محور با حد شکل‌پذیری کم عمل کرد.

- بادبندها باید به صورت مقطع فشرده (و نه فشرده لرزه ای) باشند. در این رابطه در قسمت‌های قبل توضیحات کافی داده شده است. مقاطع دوبل ناودانی و نبشی (به صورت لوزی یا سپری) برای آن‌ها مناسب است. بهتر است مقطع در ابتدا توسط کاربر برای فشردگی کنترل شود و سپس با مقاطع جعبه ای یا سپری شکل (برای دوبل نبشی T شکل) معادلسازی شود و به برنامه معرفی شود.

- ستون‌های متصل به بادبند باید مثل حالت قبل فشرده لرزه ای باشند. توضیحات مشابه حالت سیستم مهاربند همگرای ویژه است.

10- اگر برای سیستمی جهت X باید مقطع فشرده و برای جهت Y باید فشرده لرزه‌ای باشد حالت محافظه کارانه یعنی فشرده لرزه-ای انتخاب می شود و مقطعی انتخاب می‌شود که شرایط فشرده لرزه‌ای را داشته باشد.

11-کنترل تغییر مکان جانبی، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی سازه، زمان تناوب سازه، منظم و نامنظم بودن (با بررسی فاصله بین مرکز جرم و سختی با توجه به خروجی ایتبس) انجام گیرد.

12-در سیستم دوگانه مطابق با آیین نامه، قاب خمشی باید به تنهایی 25 درصد نیروی زلزله را تحمل نماید. بنابراین بایستی یه فایل جدید ایجاد کرده و در آن فایل مهاربند یا دیوار برشی را حذف نموده و ضریب زلزله را در 0.25 ضرب نموده و اعضا و کنترل‌ها را بررسی نمود.

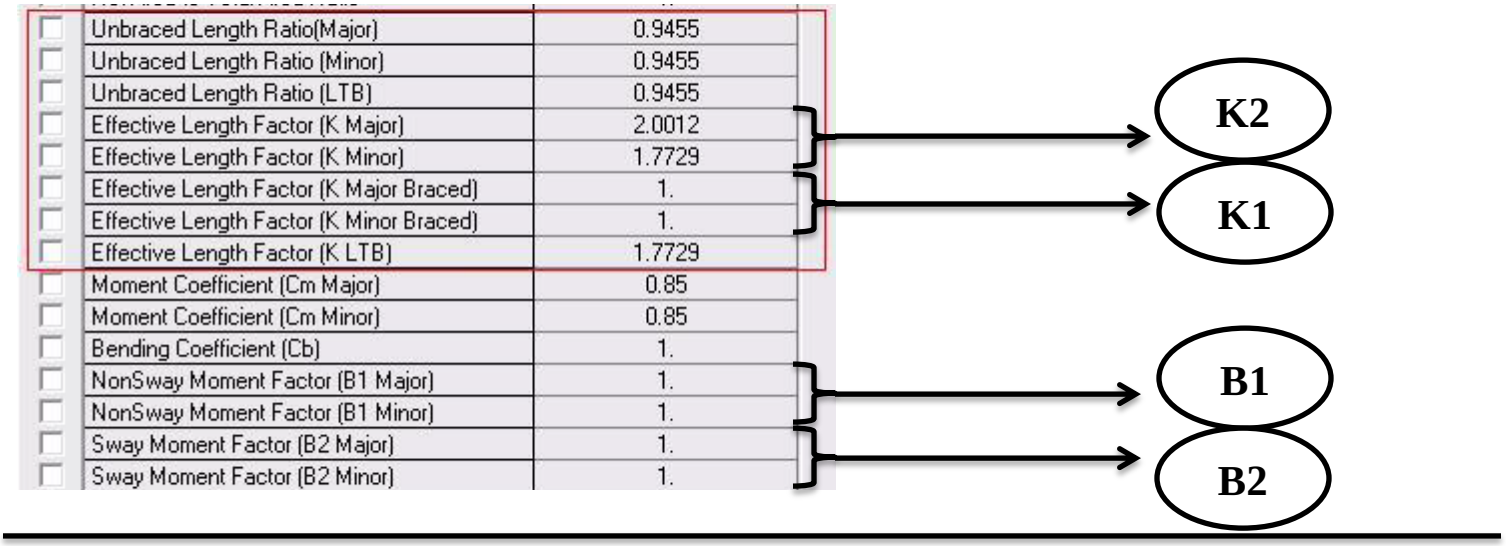
13-در ETABS تیرهای I شکل یا ناودانی که دو انتهای آنها مفصلی باشد چنانچه درون سقف با مقطع DECK قرار گیرند بطور پیش فرض مرکب طراحی می‌شوند که در طراحی سازه یا سقف مرکب می‌بایست ابتدا این تیرها را از حالت پیش فرض خارج کرده و پردازنده طراحی فولادی را برای آنها انتخاب کنیم. برای این منظور پس از انتخاب کلیه تیرهای اصلی سازه دستور Design>Overwrite Frame Design Procedure را اجرا کرده و در جبه ظاهر شده گزینه Steel Frame Design را انتخاب کنیم تا نرم‌افزار تمام تیرها را بصورت اعضای فولادی طراحی کند.

14-در مورد آثار مرتبه دوم در نرم افزار باید به نکات زیر توجه گردد:

***روش تشدید لنگر (ضابطه 10-2-7-1-4):** مطابق مبحث 10 قابهای مهار شده با یک ضریب لنگر وارده B1 تشدید میگردند در حالی که در قابهای مهار نشده علاوه بر ضریب B1 ضریب B2 نیز وجود دارد. باید به این نکته توجه کرد که نرم افزار به طور خودکار قابلیت تشخیص مهار یا عدم مهار طبقات را ندارد و به همین جهت در تمامی موارد بر فرض عدم مهار و بر اساس روابط بخش 10-2-7-1-4 ب مربوط به سازه‌های مهار نشده مورد بررسی قرار میدهد. نرم افزار با توجه به منوال آن فعلاً قادر به محاسبه ضریب B2 نیست و به طور پیش فرض مقدار آن را برابر 1 می‌گیرد. در قاب‌های ساده با مهاربند یا دیوار برشی مقادیر لنگرهای موجود در ستونها و بادبندها اندک است و این مساله در کلیت محاسبات خللی ایجاد نمیکند. اما در هر صورت اگر موردی در قاب‌های مهار شده پیش آمد که مقدار لنگر موجود در قطعه قابل توجه بود و نیز مقدار ضریبB1 به مقدار قابل توجهی بزرگتر از یک بود، می‌توان برای آنکه جواب‌های برنامه قابل قبول گردد با قضاوت مهندسی برای ضریب B2 عددی بین 1 و ضریب B1 برای عضو مورد نظر وارد کرد.

***محاسبه ضریب طول ستون (ضابطه 10-2-7-1-3):** ضریب K1 به طور محافظه کارانه می‌تواند برابر یک در نظر گرفته شود. در نرم افزار نیز این ضریب برابر یک در نظر گرفته می‌شود. اما ضریب K2 باید با این فرض بدست آید که در سازه انتقال جانبی وجود دارد و در نتیجه این ضریب بزرگتر از یک خواهد بود. این ضریب فقط در قاب‌های مهار نشده مورد نیاز می‌باشد پس در مورد قاب‌های مهارشده از این لحاظ مشکل خاصی نیست و تاثیری در محاسبات تشدید لنگر ندارد. طبق چند مورد مقایسه‌ای که بین قاب‌های مهار شده و مهار نشده توسط نرم افزار انجام شده است جواب‌ها در دو حالت به هم نزدیک هستند و می‌توان مقادیر محاسبه شده در برنامه برای ضریب K2 را در اکثر موارد مورد قبول قرار دانست. محاسبات نرم افزار در این مورد علی الخصوص در حالتی که تیرهای مورب به ستون متصل می‌شوند ممکن است حاوی خطا نیز باشد که لازم است کاربر در مواردی که محاسبات شک برانداز است مقادیر محاسبه شده را مورد اصلاح قرار دهد.

## Design/Steel Frame Design/View Revise Overwrites



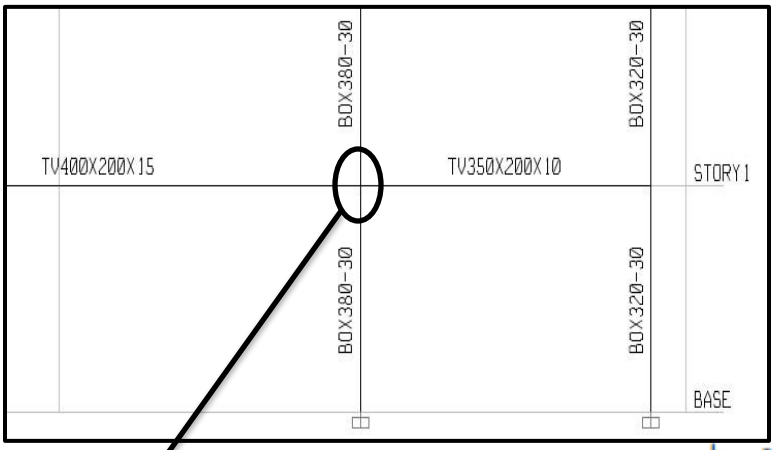

15-مقاطع GENERAL و SD از نظر برنامه فشرده لرزه‌ای نیستند و در صورت لزوم این کنترل باید توسط خود کاربر به صورت دستی انجام گردد.

**در صورتی که در موارد لزوم یک مقطع فشرده لرزه ای نباشد ، برنامه یک اخطار مبنی بر اینکه Section is not seismically compactمیدهد. اگر برای طراحی از مقاطع Autoselect استفاده شده باشد این مقاطع کنار گذاشته میشوند و اگر تمام مقاطع انتخاب شده برای Autoselect دارای شرایط فشرده لرزه ای نباشند، ضمن دادن اخطار بزرگترین مقطع از بین آنها برای عضو انتخاب میگردد و البته عضو نیز به رنگ قرمز در می آید .**

16-در قابهای خمشی ویژه مقدار نسبت L/r در ستونها کنترل میگردد که بیشتر از 60 نباشد. در صورتی که این ضابطه برقرار نشود یک پیغام خطا در برنامه گزارش می‌شود. این ضابطه در مبحث دهم وجود ندارد و به همین جهت نیازی به در نظر گرفتن آن نیست و می‌توان ازپیام‌های خطایی که در این زمینه درنرم افزار ارایه می‌گردد صرفنظر کرد. در صورتی که از مقاطع AUTOSELECT در نرم‌افزار استفاده می‌شود توجه گردد که مقاطعی که با لاغری بیش از 60 هستند کنار گذاشته می‌شوند.

17-**کنترل ضابطه تیر ضعیف ستون قوی در قاب‌های خمشی ویژه:** این ضابطه در نرم افزار تنها برای قابهای خمشی ویژه و ستون‌های I شکل و تنها در صورتی که سازه در پهنه خطرE قرار گرفته باشد کنترل می‌شود. همچنین اگر اتصال تیرها به ستون مفصلی باشد باز هم این کنترل انجام نمی‌گردد. برای آنکه این کنترل به درستی انجام گردد باید ضریب Ry برابر 1.15 وارد شود. **نمونه برای کنترل دستی:**

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} \geq 1.0$$




مقاومت خمشی ستون‌ها:

$Z_c = 5526\ cm^3$ , $F_{yc} = 2400 \frac{kg}{cm^2}$

$A_{gc} = 38 * 38 = 1444\ cm^2$ , $P_{ac} = -447491.6\ kg$ ← خروجی ETABS

$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c ( F_{yc} - {}^{P_{ac}}/_{A_{gc}})$

$= 2 * [5526 * ( 2400 - 447491.6/1444)] =$ **23099816 kg.cm**

مقاومت خمشی تیرها:

نصف بعد ستون ← $\frac{38}{2}$ + ارتفاع تیر ← $40 = 59\ cm$ , $Z_b = 1565\ cm^3$ ← تیر سمت چپ

$W_u = 500 \frac{kg}{m}$ , $L = 7.55\ m$ , $L_h = 6.3\ m$

$V_o = \frac{2 * 1.1 * M_{exp}}{L_h} + V_u = \frac{2 * 1.1 * 1.15 * 2400 * 1565}{630} + (500 * 6.3/2) =$ **16659 kg**

$M_{av} =$ **16659** $* 59 =$ **982881 kg.cm**

تیر سمت راست ← $L_1 = \frac{38}{2} + 35 = 54\ cm$ , $Z_b = 965\ cm^3$

$W_u = 3021.5 \frac{kg}{m}$ , $L = 4.2\ m$ , $L_h = 3.15\ m$

$V_o = \frac{2 * 1.1 * M_{exp}}{L_h} + V_u = \frac{2 * 1.1 * 1.15 * 2400 * 965}{315} + (3021.5 * 3.15/2) =$ **23360.4 kg**

$$M_{av} = \quad \mathbf{23360.4} * 54 = \mathbf{1261461.6\ kg.cm}$$

$$\sum M^*_{pb} = \sum( \quad 1.1F_{yeb} Z_b + M_{av})$$

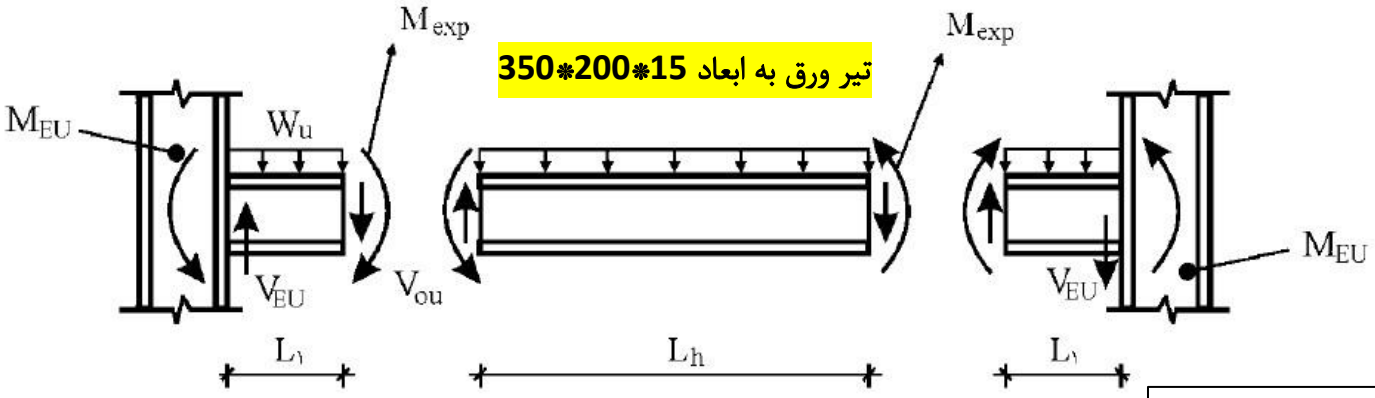
$$= [( \quad 1.1 * 1.15 * 2400 * 1565 + \mathbf{982881} \quad )$$

$$+( \quad 1.1 * 1.15 * 2400 * 965 + \mathbf{1261461.6} \quad )] = \mathbf{9925422.6\ kg.cm}$$

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} = \frac{\mathbf{23099816}}{\mathbf{9925422.6}} = \mathbf{2.33} \geq 1.0 \quad \Rightarrow \quad \text{O. K.}$$

18-**مقدار نیروی برشی جهت طراحی اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه:** در این زمینه لازم است که مقدار Ry برابر 1.15 وارد شود.

19- نیروی برشی جهت طراحی اتصال تیر به ستون در نرم‌افزار گزارش می‌شود. این نیرو با ضوابط مبحث 10 دارای مطابقت است. لنگر خمشی جهت طراحی اتصال در نرم‌افزار گزارش نمی‌شود و خود کاربر باید بر اساس شکل راهنمای مبحث 10 بر اساس آنکه در محل مفصل پلاستیک 1.1 برابر لنگر پلاستیک محتمل رخ داده است و با در نظر گرفتن لنگر ناشی از برش در این مقطع و لنگر ناشی از بارهای ثقلی مقدار لنگر موجود در تکیه گاه را بر اساس تعادل محاسبه نماید. **نمونه دستی:**




$$L = 4.35\ m, \quad L_1 = 0.35\ m, \quad L_h = 3.34\ m$$

$$M_{exp} = Z_b F_{ye}$$

$$M_{exp} = 36984\ kg.m\ , \quad V_{ES} = 20154.78\ kg \rightarrow \text{خروجی ETABS}$$

عرض بارگیر

$$W_u = \frac{4.05}{2}(D + L) = \frac{4.05}{2}(320 + 200) = 1053\ kg/cm \rightarrow \text{1.25 DEAD+1.5 LIVE}$$

$$V_{ou} = \frac{2* \quad 1.1*36984}{3.34} + \frac{1053*3.34}{2} = \mathbf{26120\ kg}$$

$$M_{ES} = \quad 1.1 * 36984 + \quad \mathbf{26120} \quad * 0.35 + 1053 * \frac{0.35^2}{2} = \mathbf{49889\ kg.m}$$

20-**ضوابط لرزه‌ای برای سیستم مهاربند هم‌حور با شکلپذیری زیاد (SCBF):**

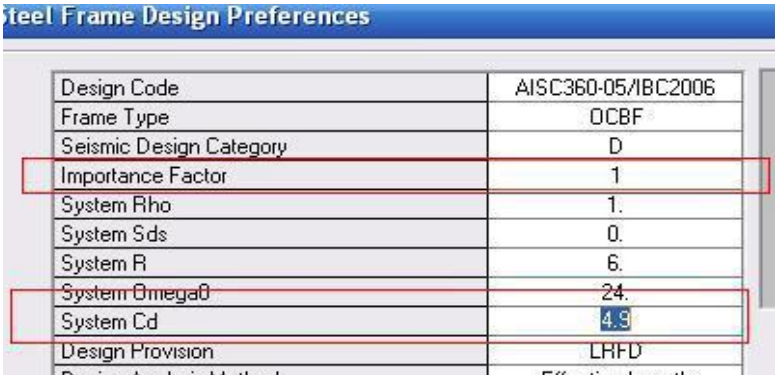
*علاوه بر بادبندها، ستون‌ها نیز باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشند. در مور مابقی ستونها ضابطه‌ای در این مورد دیده نمی‌شود. برای این منظور می‌توان مابقی ستون‌ها را از نوع شکل‌پذیری معمولی (OCBF) در نظر گرفت.

21-**ضوابط ویژه لرزه‌ای برای قاب‌های با مهاربندی‌های واگرای ویژه (EBF):**

*مقطع تیرها کنترل می‌گردند که مقطع فشرده لرزه‌ای باشند. توجه کنید که مقاطع SD و GENERAL توسط نرم‌افزار غیرفشرده فرض می‌گردند. در مبحث دهم نیز این مساله البته برای ناحیه پیوند تیر ذکر شده است. (با توجه به اینکه مقطع تیر معمولاً در طول تیر ثابت است این مساله را می‌توان به کل تیر تعمیم داد).

*در مورد محاسبه مقدار تغییر شکل واقعی همان‌طور که گفته شد، در مبحث 10 گفته شده است که مقادیر به دست آمده از زلزله طرح باید در ضریب 0.7R ضرب شوند. در نرم‌افزار مقادیر به دست آمده از زلزله طرح در ضریبی به نام Cd ضرب و بر ضریب اهمیت سازه (I) تقسیم می‌شود. هر دو ضریب در قسمت زیر از نرم‌افزار قابل ویرایش می‌باشند:

Options/Preferences.../Steel Frame Design




**اگر فرض کنیم که ضریب I یک باشد، با فرض R مساوی با 7 باید ضریب Cd در نرم‌افزار برابر 4.9 وبرایش گردد.**

*بهتر است ضریب Ry تقریباً همان عدد 1.15 فرض گردد.

*مقطع تمامی بادبندها کنترل شود که به صورت فشرده باشند. تمام مقاطع ستون‌هاکنترل گردند که فشرده لرزه‌ای باشند.

*وقتی تیر پیوند مستقیماً به ستون متصل است باید از اتصال گیردار جهت اتصال این قطعه استفاده شود. جهت طراحی این اتصال به صورت خمشی باید مطابق ضوابط قاب‌های خمشی ویژه عمل کرد (بند19).

* اتصال اعضای قطری به تیرها می‌تواند هم به صورت ساده و هم گیردار اجرا گردد که در حالت دوم لنگر خمشی ایجاد شده در عضو مهاربند در طراحی آن و اتصال مهاربند در نظر گرفته شود.

* تیر پیوند باید دارای مقطع فشرده باشد. تیر پیوند باید از مقطع تک باشد و دارای تنها یک جان باشد. وجود ورق تقویت بر روی جان ممنوع است. سخت کننده‌های تیر پیوند در نرم افزار طراحی نمی‌شوند. **(مراجعه به مبحث 10 جهت طراحی)**

22-در بادبندهای ضربدری، نرم‌افزار به طور خودکار ضریب **0.5** را به گزینه **Unbraced Length Ratio(Major)** اختصاص می‌دهد. لازم است ضریب طول موثر بادبندهای ضربدری برای کمانش خارج از صفحه نیز برای برنامه تعریف گردد:

**Unbraced Length Ratio (Minor) = 0.7**

23-با توجه به اینکه ظرفیت فشاری مقاطع دوبل ناودانی (دارای دو محور تقارن) و مقطع تک معادل سازی شده (با یک محور تقارن) باید با توجه به معیار کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی ذکر شده در مبحث دهم محاسبه شود و با عنایت به این نکته که در مقاطع دارای یک محور تقارن معیار کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی حاکم خواهد شد و از ظرفیت مقاطع بادبندها خواهد کاست لذا بایستی ضریب طول موثر برای کمانش پیچشی را عددی بسیار کوچک تعریف نمود تا این معیار در مقطع معادل سازی شده که به واقع دارای دو محور تقارن می باشد حاکم نگردد:

**Unbraced Length Ratio (LTB) = 0.01**

برای هر عضو فشاری متقارن که توسط برنامه PROPER به صورت نامتقارن معادل‌سازی شود پارامتر فوق می‌بایستی تعریف گردد تا ظرفیت فشاری مقاطع بادبندها و ستونها دقیقا مطابق روابط مبحث دهم محاسبه شود.

**نکته: عموما در معادل سازی ستون ها بر خلاف بادبندها دو محور تقارن حفظ می گردد و نیازی به تعریف این پارامتر نیست.**

24-با توجه به اینکه بال فشاری تیرها همواره توسط دال بتنی سقف مهار می شود می بایستی با تعریف عددیکوچک برای پارامتر $L_b$ از ظرفیت پلاستیک مقاطع خمشی طبق مبحث دهم استفاده نمود: **Unbraced Length Ratio (LTB) = 0.1**