

# روند کلی طراحی سازه‌های فولادی طبق مباحث جدید در ETABS2013 (روش LRFD)

تهیه کننده: کاظم بهادر نژاد ولاشדי

کارشناس ارشد عمران

ناظر و محاسب پایه ۳ دفتر نمایندگی شهرستان نکا (استان مازندران)

با تشکر ویژه از استاد گرامی جناب مهندس جعفری

## \*روند کلی طراحی سازه‌های فولادی با توجه به مباحث جدید در ETABS2013\*

**مقدمه:** مراحل زیر روند طراحی یک سازه فولادی با توجه به ضوابط مباحث جدید مقررات ملی می‌باشد. در طراحی سازه از مباحث 6 و 10 ویرایش 92 استفاده شده و برای بحث بارگذاری زلزله نیز مفad آخرين پيش‌نويس آيین نامه 2800 در نظر گرفته شده است. همچنین برای تحلیل و طراحی سازه از نرم‌افزار ETABS 2013 استفاده شده است.

### \*تعیین مشخصات پروژه:

- |                           |                     |
|---------------------------|---------------------|
| ✓ مشخصات مصالح            | ✓ محل قرارگیری سازه |
| ✓ سیستم سازه‌ای جهت افقی  | ✓ خاک محل ساخت سازه |
| ✓ سیستم سازه‌ای جهت عمودی | ✓ مقاومت خاک        |
| ✓ نوع سقف                 | ✓ نوع کاربری        |

### \*شرایط انجام تحلیل استاتیکی معادل:

اولین مساله‌ای که باید روی آن بحث کرد اینست که آیا این سازه دارای شرایط تحلیل به روش استاتیکی هست یا خیر؟ جدول 3-3 پیش‌نویس 4 آیین نامه 2800 در این مورد توضیح داده است. طبق جدول، تحلیل استاتیکی برای کلیه ساختمان‌های تا سه طبقه، ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از 50 متر از تراز پایه و ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از 50 متر از تراز پایه که نامنظمی آن نباید در پلان از نوع پیچشی یا پیچشی شدید و در ارتفاع از نوع نامنظمی جرمی، طبقه نرم، طبقه خیلی نرم و نامنظمی هندسی در ارتفاع باشد، مجاز است:

### جدول (۳-۱) روش‌های مجاز برای تحلیل خطی ساختمان‌ها

ردیف	نوع ساختمان	معادل استاتیکی	طیفی دینامیکی	زمانی تاریخچه دینامیکی
۱	کلیه ساختمان‌های تا سه طبقه	✓	✓	✓
۲	ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه	✓	✓	✓
۳	ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که نامنظمی آنها در پلان از نوع "پیچشی" یا "پیچشی شدید" و نامنظمی آنها در ارتفاع از نوع "نامنظمی جرمی"، "طبقه نرم"، "طبقه خیلی نرم" و "نامنظمی هندسی در ارتفاع" نباشد.	✓	✓	✓
۴	سایر ساختمان‌ها	-	✓	✓

#### \* شرایط منظمی سازه در پلان و ارتفاع:

شرایط منظمی سازه‌ها در بند ۱-۷ از آیین نامه 2800 ذکر شده است. این شرایط در دو بخش نامنظمی در پلان و ارتفاع ذکر گردیده است. در شکل‌های زیر این ضوابط را می‌توانید مشاهده نمایید:

#### ۱-۷ گروه پندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

ساختمن هایی که به لحاظ خصوصیات کالبدی شامل: شکل هندسی، توزیع جرم و توزیع سختی در پلان و در ارتفاع دارای یکی از مشخصات زیر باشند "نامنظم" و در غیر اینصورت "منظلم" محسوب می شوند.

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف- نا منظمی هندسی: در مواردی که پیش رفتگی یا پس رفتگی هم زمان در دو جهت در یکی از گوشه های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلار در آن جهت باشد

ب- خامنظامی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه پذیرفته شود.

در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد مانند "شید" پیجشی توصیف می‌شود. نامنظمهای پیجشی تنها در مواردی که دیافراگم های کف‌ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند. بـ نامنظمی در دیافراگم؛ در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بـ بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات محاو، وجود داشته باشد.

ت-نامنظمی خارج از صفحه سیستم باربر جاتبی: در مواردی که در سیستم باربر جاتبی انتقطاعی در مسیر انتقال نیروی جاتبی، مانند تغییر صفحه اجزاء باربر جاتبی در طبقات، وجود داشته باشد.

ث- نامنظمی سیستم های باربر جانبی غیر موازی: در مواردی که سیستم قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعابد اصلی ساختمنان نبوده و با نسبت به آنها متقاضن نباشد.

۱-۷-۲- نامنظمی در ارتقای

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.

ب- نامنظمی جرمی؛ در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵درصد با جرم های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.

طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنی هستند

پ- نامنظمی سیستم بازبرگانی: در مواردی که اجزاء سیستم بار بر جاتبی در ارتفاع جابه جایی درون صفحه ای بیشتر از یک دهنه در طبقه داشته باشد و یا با کاهشی در سختی جاتبی در طبقه زیرین روبرو باشد.

ت-نامنظمی در سختی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۶۰ درصد متوسط سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می شود.

در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه نرم اصطلاحاً "خیلی نرم" توصیف می‌شود

ث- نامنظمی در مقاومت: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از  $80^{\circ}$  درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می شود.

در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش پاید "طبقه ضعیف" اصطلاحاً "خیلی ضعیف" نامیده می شود.

**نبعه ۱- احداث ساختمان های دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع "طبقه خیلی ضعیف"** در پنهانی لرزه های با خطر نسبی متوسط و بالاتر مبنی بر بوده و این نوع ساختمان ها در مناطق با لرزه خیزی کم توانند پیش از سه

تبصره ۲- در مناطق با خطر لرزهای متوسط و بالاتر، وجود نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "بیچشی شدید" فقط در اختتامه هائے علوفه و ساقه نموده اند.<sup>۱۰۰</sup>

- 1- وجود کنسول اگر در سراسر طول پلان باشد به نظر می‌رسد که شامل نامنظمی هندسی در پلان نمی‌گردد.
- 2- برای بررسی نامنظمی پیچشی می‌بایست سازه به طور کامل طراحی شده باشد. اگر سعی شود که در پلان اولیه توزیع سیستم باربر جانبی به صورت متقارن باشد عملاً نامنظمی پیچشی نیز وجود خواهد داشت.
- 3- نامنظمی در دیافراگم هم اگر سیستم سازه‌ای سقف را در همه طبقات یکسان بگیریم و با توجه به اینکه پلان‌ها نسبتاً از نظر قرارگیری داکتها نسبتاً تیپ باشند، می‌توان این نامنظمی را در نظر نگرفت.
- 4- برای نامنظمی خارج از صفحه سیستم باربر جانبی، اگر سیستم باربر جانبی (بادبندها) در طبقات در یک قاب قرار داشته باشند و جابه‌جا نگردند و همچنین در سیستم باربر جانبی (قاب خمی) نیز در ارتفاع جابه‌جایی قابی وجود نداشته باشد، می‌توان این نامنظمی را در نظر نگرفت.
- 5- نامنظمی سیستم‌های باربر جانبی غیرموازی معمولاً در جهت بادبندی در صورتی که متقارن باشند دیده نمی‌شود (زیرا در راستای محور قرار دارند) ولی در جهتی که قاب خمی است اگر برخی از تیرهای قاب خمی به صورت مورب اجرا شوند دیده می‌شود که البته این مساله باعث محدودیت در انجام تحلیل استاتیکی نمی‌شود.
- 6- وجود کنسول‌ها در برخی طبقات می‌تواند باعث نامنظمی هندسی و جرمی در ارتفاع بشوند اما چون معمولاً کنسول‌ها بعد قابل ملاحظه‌ای نسبت به بعد اصلی پلان ندارند مشکلی ایجاد نمی‌شود.
- 7- نامنظمی سیستم باربر جانبی در ارتفاع هم اگر بادبندها بیش از یک دهانه در صفحه قاب جابه‌جا نشوند دیده خواهد شد.
- 8- نامنظمی در سختی هم با توجه به اینکه معمولاً پلان‌ها تیپ هستند و سختی طبقات پایینتر قاعده‌تاً به دلیل قرارگیری مقاطع سنگین‌تر بیش از طبقات بالاتر است قاعده‌تاً دیده نمی‌شود. این نامنظمی فقط در موارد خاص مثلًا حالتی که طبقه پایین سیستم قاب خمی و طبقات بالا سیستم با دیوار برشی یا بادبند است یا طبقه پایین ارتفاع به مقدار قابل ملاحظه‌ای بیش از طبقات بالاتر دارد ممکن است پیش آید. (نامنظمی مقاومت در ارتفاع هم مانند این بند می‌باشد)

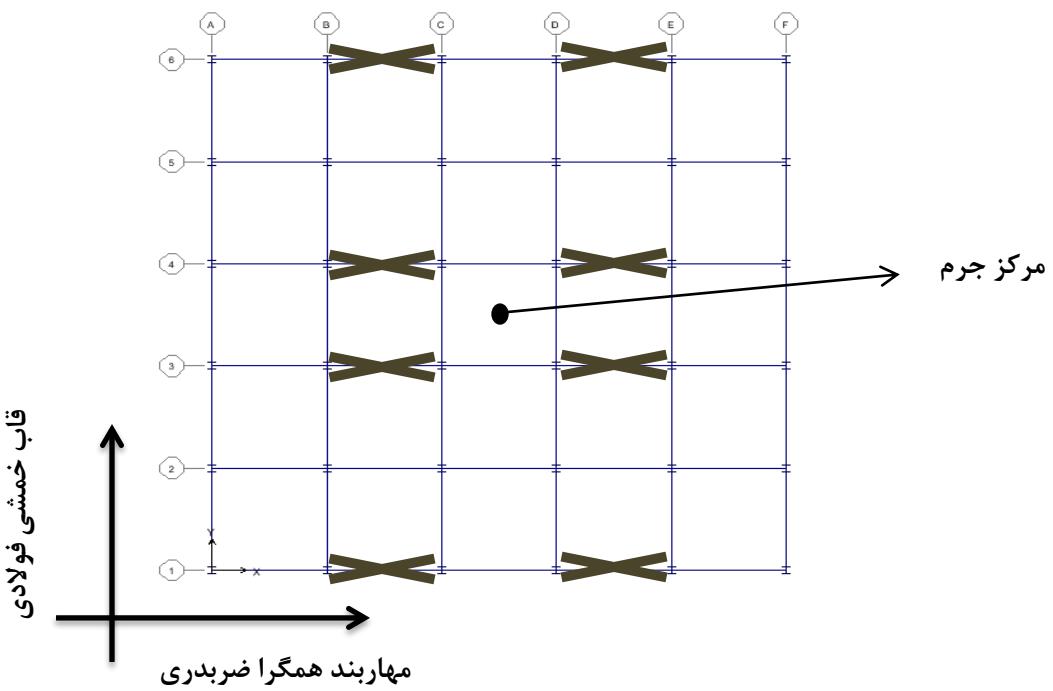
---

\* تعیین ضریب نامعینی سازه:

یکی از ضرایبی که در ویرایش جدید آیین نامه 2800 دیده می‌شود ضریب نامعینی سازه است. این ضریب در بارهای ناشی از زلزله ضرب می‌شود. در طرح اولیه برای سازه حتی الامکان باید سعی کنیم که از این ضریب به نوعی به صورت قانونی اجتناب کنیم. استفاده از این ضریب باعث غیراقتصادی شدن طرح می‌شود. ضوابط مربوط به این ضریب در بند 3-1-3 و جدول 3-3 آیین نامه 2800 ذکر شده است. در این مورد ذکر نکات زیر ضروری است:

- 1- برای ساختمان‌های بیش از سه طبقه و با ارتفاعی بیش از 10 متر از تراز پایه این ضریب باید بررسی شود.
- 2- در طبقاتی که دارای نیروی برش پایه بالاتر از 35 درصد نیروی برشی پایه ساختمان است (قاعده‌تاً طبقات پایین) باید دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و هر امتداد باشد. برای جهت قاب خمی در پلان منظم اگر مرکز جرم را وسط پلان فرض کنیم باید در هر سمت مرکز جرم حداقل دو قاب مقاوم وجود داشته باشند که هر قاب خود به تنها یک دهانه باشد. معمولاً در جهت قاب خمی مشکلی نیست. در جهت قاب بادبندی هم اگر در هر یک از دو سمت مرکز جرم دو

دهانه بادبند قرار دهیم این مشکل وجود نخواهد داشت. به این ترتیب نیاز به 4 دهانه بادبند در آن سمت است. البته می‌توان در طبقات بالا که برش پایه کمتر از 35 درصد برش پایه کل است این تعداد دهانه را به دو دهانه کاهش داد:



3- حتی اگر شرایط منظمی سازه به دلیلی تامین نشود می‌توان ضریب نامعینی را بر اساس ضوابط جدول 3-3 برابر یک در نظر گرفت. این ضوابط مربوط به طبقات با برآمدگی بیش از 35 درصد برش پایه است:

✓ هر مهاربند در جهتی که بادبند استفاده شده است کمتر از 33 درصد برش ان طبقه را به خود جذب کند. همچنین اگر هر یک از مهاربندها حذف شوند باعث به وجود آمدن نامنظمی شدید پیچش نشود. در نامنظمی شدید پیچشی نسبت جابه‌جایی نسبی ماکزیمم به جابه‌جایی نسبی میانگین طبقه بالای 1.4 است. به نظر می‌رسد برای تامین این شرایط استفاده از بادبندهای ضربدری در این طبقات نسبت به بادبندهای قطری در اولویت باشد. همچنین استفاده از تعداد دهانه‌های بیشتر برابر بادبندها هم گزینه مناسبی خواهد بود.

✓ در سیستم قاب خمیشی اگر تعداد کافی قاب مقاوم وجود داشته باشد عملاً حذف یک تیر عملاً باعث کاهش 33 درصدی در مقاومت طبقه نخواهد شد و عملاً نامنظمی پیچشی شدید هم به وجود نخواهد آورد، مگر اینکه در حالت عادی سازه دارای نامنظمی پیچشی باشد که حذف یک تیر عملاً باعث تشديد وضعیت گردد.

**نکته** استفاده از سیستم قاب خمیشی به دلیل نامعینی بالا و یا استفاده از دهانه‌های متعدد و البته ترجیحاً متقارن یا سیستم دوگانه برای استفاده از ضریب نامعینی یک دارای اولویت است.

**نکته** طبق آیین نامه 2800 این ضریب باید در برش پایه ضرب شود ولی اگر این کار انجام شود عملاً در ترکیب بارهای تشديد یافته نیز اعمال می‌شود. اما در آیین نامه ASCE به نظر می‌رسد که این اثر در ترکیب بارهای تشديد یافته لحاظ نمی‌شود و تنها در ترکیب بارهای عادی لحاظ می‌شود. اگر معیار را ترکیب بارهای عادی قرار دهیم نیازی به ضرب کردن ضریب زلزله در این ضریب نیست و تنها در ترکیب بارهای عادی طراحی اعمال می‌شود.

### ۳-۲-۱-۱ ضریب نامعینی سازه ۰

در ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۳ طبقه یا ارتفاع ۱۰ متر از تراز پایه، نیروی برشی پایه در هر یک از امتدادهای اصلی ساختمان باید در ضریب نامعینی ۰ مربوط به آن امتداد ضرب شود. این ضریب در صورتیکه شرایط بندهای الف یا ب زیر اقناع نشده باشد برابر  $\frac{1}{2}$  می‌باشد. در صورت اقناع یکی از شرایط زیر ضریب مذکور برابر ۱ اختیار می‌شود.

الف- ساختمان منظم در پلان بوده و در طبقاتی که نیروی برشی بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ساختمان در آن‌ها ایجاد می‌شود، دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و در هر امتداد اصلی ساختمان باشند. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بردو سوم ارتفاع طبقه به دست می‌آید.

ب- هر طبقه‌ای از ساختمان که در آن بیش از ۳۵٪ نیروی برشی پایه ایجاد شود باید با توجه نوع سیستم سازه- ای ضوابط جدول (۳-۳) را دara باشد.

**جدول (۳-۳) ضوابط استفاده از ۵ برابر ۱ برای مواردی که بیش از ۳۵٪ نیروی برش پایه در طبقه‌ای از ساختمان ایجاد می‌شود**

ضوابط	نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی
حذف یک مهاربند یا اتصال آن منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.	قاب ساده مهاربندی شده
از دست رفتن مقاومت خمی در اتصالات دو انتهای یک تیر منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.	قاب خمی
حذف یک دهانه دیوار برشی منجر به از دست رفتن بیش از ۳۳٪ مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.	دیوار برشی

تبصره ۱: در ساختمان‌های دارای سیستم دوگانه مقاوم در برابر نیروهای جانبی، ضریب نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

تبصره ۲: در محاسبات مربوط به تغییر مکان نسبی طبقات، ضریب نامعینی برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

## \* تعیین نیروی قائم ناشی از زلزله:

ضوابط این مساله در بند ۳-۹ آیین نامه ۲۸۰۰ ذکر شده است:

### ۳-۹-۳ نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۹-۳-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مولفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنگ با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آن‌ها.

ج- تیرهایی که بار قائم متتمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها در صورتی که بار متتمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارد به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

د- بالکن‌ها و پیش آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۳-۹-۳-۲ مقدار نیروی قائم برای عناصر بندهای ب و ج از رابطه (۹-۳) محاسبه می‌شود و برای عناصر بند د دو برابر مقدار این رابطه منظور می‌گردد، بعلاوه در مورد عناصر بند د، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پائین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_V = 0.6 A I W_P \quad (9-3)$$

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W\_P: بار مرده به اضافه کل سربار آن

در محاسبه مقدار نیروی قائم برای کل سازه ساختمان در حالت الف بند ۳-۹-۳-۱، رابطه (۹-۳) مورد استفاده قرار گرفته و به جای W\_P مقدار بار مرده اجزای ساختمان در نظر گرفته می‌شود. نیروی قائم مذکور باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پائین به طور جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

۳-۹-۳-۳ نیروهای قائم و افقی زلزله باید به طور همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به کار رود. در این ترکیب ضوابط بند ۳-۴-۱ باید رعایت شود.

توجه به نکات زیر در این مورد ضروری است :

✓ بار قائم ناشی از بند (الف) در صدی از بار مرده سازه است. این بار به تمام قسمتهای سازه اعمال می‌شود. این بار رفت و برگشتی است اما بار رو به بالای آن ضروری نیست که به پی نیز اعمال شود. در حالتی که بار زلزله رو به بالاست می‌شود از اثر کاهنده بار ثقلی نیز استفاده کرد.

✓ بار زلزله قائم ناشی از کنسول هم رو به بالا و هم رو به پائین باید اعمال شود. در حالت اعمال بار رو به بالا از اثر کاهنده بارهای ثقلی باید صرفنظر کرد.

✓ با توجه به اینکه برای بارهای قائم زلزله در حالت رو به بالا نحوه اعمال بارهای ثقلی متفاوت است، باید دو حالت بار زلزله قائم متفاوت برای این دو حالت معرفی نمود.

## \*لزوم یا عدم لزوم ترکیب بار 100-30 در تحلیل سازه:

در موارد زیر ترکیب بار 100-30 و یا هر حالت معادل با آن باید انجام گیرد:

1- ساختمان نامنظم در پلان.

2- ستونهایی که محل تقاطع دو سیستم مقاوم در دو جهت متعامد هستند.

نکته: در سازه‌هایی که شامل اثر بار قائم زلزله هستند، طبق بند 3-3-9-3 بارهای قائم زلزله با بارهای افقی باید به صورت همزمان با رعایت اثر 100-30 با هم ترکیب شوند. البته به نظر می‌رسد که برای سازه‌های منظم لازم نیست که اثر 100-30 با حضور همزمان هر دو بار زلزله افقی انجام گیرد. در جهت اطمینان اثر 100-30 را با حضور همزمان هر سه حالت بار زلزله (دو حالت افقی و یکی قائم) در نظر می‌گیریم.

## \*روش تحلیل سازه مطابق با ضوابط مبحث دهم با لحاظ کردن آثار مرتبه دوم:

### 5-1-2-10 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 10-1-2-1 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

در مبحث دهم بخش 10-2 روش‌های مختلف تحلیل سازه با لحاظ کردن آثار مرتبه دوم ذکر شده است. در اینجا روشهایی که برای تحلیل سازه انتخاب می‌کنیم روش تحلیل مستقیم است. محدودیتهای این روش در بند 10-2-1-5 مبحث دهم ذکر شده است. مطابق با این بند برای سازه خواهیم داشت:

1- تحلیل سازه‌ها مطابق بند 10-2-1-4 مبحث دهم از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.

2- برای در نظر گرفتن اثر پی-دلتا، این اثر را در برنامه فعال می‌کنیم. همچنین برای لحاظ کردن نقص اولیه در اعضا یکسری حالت بار از نوع Notional در برنامه معرفی می‌کنیم. این حالات بار به صورت جانبی 0.002 بارهای ثقلی را به سازه اعمال می‌کنند. بارهای فوق را می‌توان فقط با بارهای ثقلی ترکیب کرد به شرط آنکه نسبت تغییر مکان‌های با لحاظ کردن اثرات ثانویه به تغییر مکانهای بدون اثرات ثانویه از 1.7 بیشتر نشود که می‌شود این حدس را زد که این شرایط نیز تامین می‌شود.

3- برای لحاظ کردن کاهش سختی اعضا، دو روش برای اعمال ضربی کاهش سختی وجود دارد. در یک حال از ضربی متغیری استفاده می‌کنیم که این ضربی توسط نرم‌افزار مشابه ضوابط مبحث دهم اعمال می‌شود. همچنین می‌تواند با یک ضربی ثابت کاهش یابد که در این صورت باید بارهای حالت notionlal به جای ضربی 0.002 با ضربی 0.003 محاسبه گردد. مقدار ضربی 0.001 اضافه شده حتی در ترکیب بارهای شامل بارهای جانبی هم باید اعمال شود. بر این اساس بهتر است حالت اول که ضربی کاهش سختی متغیر است استفاده گردد.

4- در این روش یک ضربی  $k_2$  و یک ضربی  $k_1$  داریم. توضیحات این دو ضربی در مبحث دهم موجود است. ضربی  $k_2$  می‌تواند همیشه برابر یک لحاظ شود ولی ضربی  $k_1$  می‌تواند زیر یک لحاظ شود. یک ضربی  $Kltb$  نیز وجود دارد که در محاسبه لنگر خمسی اسمی عضو تاثیرگذار است و برای تیرها با فرض مهار جانبی کافی در بال فشاری می‌توان این ضربی یا ضربی 22 را به عددی کوچک ویرایش کرد.

## \*معرفی حالات بار:

### 1- حالت بار DEAD از نوع DEAD

این حالت بار جهت اعمال بارهای مرده از قبیل وزن اسکلت و وزن دالها می‌باشد. این بارها از نوع بار مرده گروه یک هستند. یعنی بارهایی که قبل از رسیدن مقاومت بتن به مقاومت اولیه است.

### 2- حالت بار SD از نوع SUPER DEAD

این حالت بار فقط وقتی تعریف می‌شود که سقف از نوع کامپوزیت باشد و طراحی تیرهای کامپوزیت در نرمافزار انجام شود. این حالت بار شامل بارهای مرده گروه 2 از قبیل وزن کفسازی و دیوارهای پیرامونی است.

### 3- حالت بار RL از نوع REDUCED LIVE

این حالت بار برای اعمال بارهای زنده طبقات در حالتی که بار زنده قابلیت کاهش سربار زنده باشد، تعریف می‌شود. برای کاربری‌هایی که بار زنده آنها کمتر از 500 کیلوگرم بر متر مربع باشد جز در مورد پارکینگ‌ها می‌توان این حالت بار را اعمال کرد. در کاربری‌های مسکونی قادر پارکینگ این حالت شامل تمام کاربری‌ها جز بام می‌شود.

### 4- حالت بار RLIVE از نوع ROOF LIVE

برای لحاظ کردن بار زنده بام. در بام بین بارهای زنده، برف و باراين مقدار ماکزیمم را در این حالت بار وارد می‌کنیم.

### 5- حالت بار LIVE از نوع LIVE

این حالت بار برای اعمال بارهای زنده طبقات (کاربری‌های راه‌پله و اتفاقهای پذیرایی) در حالتی که بار زنده قابلیت کاهش سربار زنده نباشد، تعریف می‌شود. در این کاربری‌ها بار معادل تیغه‌ها وارد نمی‌شوند.

### 5- حالت بار PL از نوع LIVE

جهت اعمال بارهای زنده معادل گستردۀ تیغه‌ها. این حالت بار وقتی است که بخواهیم بار تیغه‌ها را به صورت معادل گستردۀ اعمال کنیم در غیر این صورت نیازی به معرفی آن نیست.

### 6- حالت بار MASS از نوع OTHER

برای تعریف بار معادل‌سازی جرم و وزن ناشی از تیغه‌ها، مربوط به طبقه بام و دیگر طبقاتی که با طبقه مجاور آنها اختلاف ارتفاع قابل ملاحظه‌ای در ارتفاع دیوارها دیده می‌شود در جهت معادل‌سازی جرم و وزن دیوارها که در حالت عادی اختلاف بین جرم و وزن در مورد آنها دیده می‌شود.

### 7- حالات بار زلزله از نوع SEISMIC به شرح زیر:

- برای زلزله جهت x بدون برون از مرکزیت اتفاقی EX

- برای زلزله جهت y بدون برون از مرکزیت اتفاقی EY

- برای زلزله جهت X با برون از مرکزیت اتفاقی به میزان 5 درصد در جهت مثبت EPX

- برای زلزله جهت y با برون از مرکزیت اتفاقی به میزان 5 درصد در جهت مثبت EPY

- برای زلزله جهت x با برون از مرکزیت اتفاقی به میزان 5 درصد در جهت منفی ENX

- برای زلزله جهت y با برون از مرکزیت اتفاقی به میزان 5 درصد در جهت منفی ENY

تمام حالات بار فوق از نوع USER COEFFICIENT تعریف می‌شود و ضریب زلزله در آن معرفی می‌شود.

- حالت بار EZ1 جهت اعمال بارهای قائم زلزله ناشی از طردها

- حالت بار EZ2 برای اعمال بارهای قائم زلزله ناشی از قرارگیری سازه در منطبق با خطر زلزله بسیار شدید

## 8- حالات بار NOTIONAL برای لحاظ کردن خطاهای ساخت به شرح زیر از نوع NOTIONAL به شرح زیر:

- NDEADX - جهت اعمال بار موهومی متناظر با بار مرده یک درجهت x به میزان 0.2 درصد
- NDEADY - جهت اعمال بار موهومی متناظر با بار مرده یک درجهت y به میزان 0.2 درصد
- NSDX - جهت اعمال بار موهومی متناظر با بار مرده گروه 2 درجهت x به میزان 0.2 درصد
- NSDY - جهت اعمال بار موهومی متناظر با بار مرده گروه 2 درجهت y به میزان 0.2 درصد
- NLIVEX - جهت اعمال بار موهومی متناظر با بار حالت LIVE درجهت x به میزان 0.2 درصد
- NLIVEY - جهت اعمال بار موهومی متناظر با بار حالت LIVE درجهت y به میزان 0.2 درصد
- NRLIVEX - جهت اعمال بار موهومی متناظر با بار حالت RLIVE درجهت x به میزان 0.2 درصد
- NRLIVEY - جهت اعمال بار موهومی متناظر با بار حالت RLIVE درجهت y به میزان 0.2 درصد
- NPLX - جهت اعمال بار موهومی متناظر با بار حالت PL درجهت x به میزان 0.2 درصد
- NPLY - جهت اعمال بار موهومی متناظر با بار حالت PL درجهت y به میزان 0.2 درصد

نکته 1: فرض می‌شود که بین بار باد و زلزله، بار زلزله حاکم است.

نکته 2: از بار باران صرفنظر می‌شود و فرض می‌شود این بار از بارهای برف و زنده بام کمتر است.

### \* ترکیب بار جهت محاسبه جرم موثر سازه جهت محاسبه برش پایه زلزله:

این ترکیب بار شامل تمام بارهای مرده و درصد موثر بارهای زنده است. درصد موثر بارهای زنده مطابق با جدول 2-3 مبحث ششم بدست می‌آید. درصد مشارکت بار زنده بام با توجه به جدول 6-7-1 مبحث ششم بدست می‌آید. به نظر می‌رسد که بار زنده ناشی از بار معادل تیغه‌ها چون همیشه در سازه وجود دارد باید برابر 100 درصد در نظر گرفته شود. مشارکت بار معادل سازی جرم و وزن دیوارها نیز برابر 100 درصد لحاظ می‌شود. پس بر این اساس ترکیب بار زیر باید به نرمافزار جهت محاسبه جرم سازه معرفی شود:

$$DEAD + SD + MASS + LP + \alpha (LIVE + RL) + \beta RLIVE$$

جدول 2 - 3 - مبحث ششم

جدول 6 - 7 - 1 - مبحث ششم

### \* ترکیبات بارگذاری جهت طراحی سازه:

ترکیبات زیر فقط جهت طراحی اسکلت فلزی جز تیرهای کامپوزیت است. توجه به نکات زیر ضروری است:

- 1- این ترکیبات به صورت کلی جهت طراحی سازه است و لزوماً همین ترکیبات بارگذاری به نرم افزار وارد نمی‌شود.
- 2- ترکیبات بارگذاری تشدید یافته همین ترکیبات خواهند بود که در ضرب بار زلزله در ضرب اضافه مقاومت ضرب می‌شود.
- 3- ترکیبات زیر با فرض لزوم اعمال ترکیب 100 درصد نیروی زلزله یک جهت با 30 درصد جهات دیگر است (دو جهت افقی و یک جهت قائم).





\* ترکیب بارهای اصلاح شده توسط معرفی به نرم افزار جهت طراحی اسکلت فلزی:

پکی از نکات مهمی که در طراحی سازه های فلزی وجود دارد، ترکیب بارهای تشدید یافته است.

در حالت طراحی با آیین‌نامه **AISC360-10** ترکیب بارها توسط نرم‌افزار به صورت خودکار تولید می‌شود. خوشبختانه در این ویرایش از مبحث دهم در صورتی که ضریب **Design seismic SDS** (ضریبی که برای لحاظ کردن اثر بار قائم زلزله به نرم‌افزار وارد می‌شود) و در آیین‌نامه **2800** به صورت بارهای قائم زلزله جایگزین می‌شود در نرم افزار برابر **0** وارد شود عملاً مطابقت بین دو آیین‌نامه دیده می‌شود. اما در این مورد نکات زیر هم وجود دارد:

۱- در ترکیب بارهای تشدید یافته باید اثر ۳۰-۱۰۰ را نیز لحاظ نمود (این مساله به صراحت در مبحث دهم جدید ذکر شده است). این در صورتی است که در ترکیب بارهای عادی نیز ملزم به اعمال این ترکیب باشیم. در صورتی که اثر ۳۰-۱۰۰ لازم باشد، در ترکیب بار تشدید یافته نیز ضریب ۰.۳ باید اعمال شود. اما در ترکیب بارهای خودکار تشدید یافته نرمافزار این ضریب اعمال نمی‌گردد و به جای آن ضریب ۱ اعمال می‌شود که باعث دست بالا شدن این ترکیب بارها می‌شود.

2- نکته بعدی اینکه اگر سیستم سازه‌ای استفاده شده در دو جهت با هم متفاوت باشد، ضریب اضافه مقاومت که جهت ترکیب بارهای تشدید یافته استفاده می‌شود نیز برای دو جهت متفاوت است. مثلاً این ضریب برای جهت قاب خمشی طبق مبحث دهم برابر 3 و برای جهت قاب ساده و مهاربند هم محور برابر 2 می‌باشد. اما در نرم‌افزار فقط یک ضریب را می‌توان وارد نمود. حال باید چه ضریبی را وارد کنیم؟

راه حلی پیشنهادی به شرح زیر است:

1- برای اینکه تنها یک ضریب اضافه مقاومت را بتوانیم به نرمافزار بدهیم، با فرض اینکه مثلاً ضریب اضافه مقاومت را برابر 2 لحاظ کنیم، می‌توانیم برای جهت قاب خمشی (مثلاً جهت X) ضریب زلزله را در ضریب 1.5 (نسبت ضریب اضافه مقاومت برای قاب خمشی به ضریب اضافه مقاومت برای مهاربند) ضرب کنیم. برای جبران این اضافه ضریب که ترکیب بارهای عادی را دست بالا می‌کند، در ترکیب بارهای عادی ضریب بار زلزله جهت قاب خمشی را در ضریب  $\frac{2}{3}$  ضرب می‌کنیم.

فقط در هنگام کنترل دریافت در سازه، برای جهت قاب خمشی مقادیر دریافت را هم در کنترل دستی باید در ضریب  $\frac{2}{3}$  ضرب کنیم.

نکته:

2- برای اینکه در جهت 30 درصد در ترکیب بارهای تشديد یافته، ضریب 0.3 نیز به صورت پنهان اعمال شود، ضریب زلزله را برای حالت‌های بار افقی EX و EY که تنها جهت اعمال 30 درصد جهت متعامد در نظر گرفته می‌شوند، با ضریب 0.3 ضرب می‌کنیم. برای اینکه ترکیب بارهای عادی با اعمال این ضریب 0.3 دست پایین نشوند، ضریب 0.3 موجود در ترکیب بارهای عادی مربوط به این دو حالت بار را حذف می‌کنیم.

3- بارهای قائم بر اساس آیین نامه ASCE شامل تشديد نمی‌شوند. ترکیب آنها با بقیه بارهای زلزله به صورت 100-30 است. برای اینکه تشديد شامل آن نشود لازم است نوع این بارها به صورت Other تعریف شود و حالات بارگذاری به شکل زیر است:

EZ1 : حالت بار قائم زلزله ناشی از قرارگیری سازه در منطقه با خطر زلزله بسیار شدید ✓

EZ2 : حالت بار قائم زلزله ناشی از کنسول‌ها ✓

### \*محاسبه ضریب زلزله و ضریب K:

جهت معرفی به نرمافزار ضریب زلزله و ضریب K که بر اساس آن توزیع نیروی زلزله در ارتفاع سازه انجام می‌شود را محاسبه می‌کنیم. با توجه به کاربری سازه، محل احداث سازه، نوع خاک و سیستم سازه‌ای، ضریب زلزله را برای جهت X و Y محاسبه می‌کنیم:

C : ضریب زلزله که از رابطه زیر بدست می‌آید:

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

که در آن:

A: نسبت شتاب مبنای طرح (شتاب زلزله به شتاب ثقل g) مطابق ضوابط بند ۲-۲

B: ضریب بازتاب ساختمان که با استفاده از طیف بازتاب طرح که مطابق ضوابط بند ۳-۲ بدست می‌آید.

I: ضریب اهمیت ساختمان طبق بند ۴-۳-۳

R<sub>u</sub>: ضریب رفتار ساختمان طبق بند ۵-۳-۳

برش پایه، V، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار داده در رابطه زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{min} = 0.1 AIW$$

$k$ : برابر  $75/0/50$ ، این عدد برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از  $5/0$  ثانیه برابر ۱ و برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بزرگتر از  $2/5$  ثانیه برابر ۲ انتخاب می‌شود.  $T$  در این رابطه همان زمان تناوب اصلی سازه است که بر طبق بند ۳-۳-۳ محاسبه شده و در تعیین ضریب  $B$  مورد استفاده قرار گرفته است.

#### \*بارهای زنده:

مقادیر بارهای گستردۀ زنده یکنواخت از جدول ۶-۵-۱ مبحث ششم استخراج می‌شود. مطابق این جدول بار زنده بام را برابر ۱۵۰، اتاقها و راهروها و سرویسها داخل واحدهای مسکونی برابر ۲۰۰، اتاقهای محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن (اتاق پذیرایی) برابر ۵۰۰، راه پلهها برابر ۵۰۰ و بالکنها ۱.۵ برابر بار زنده اتاق مجاور و یا ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع (هر کدام کمتر است) باید لحاظ شود.

قاعدهاً قسمت‌هایی که دارای بار زنده حداقل ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع هستند، قابلیت کاهش سربار را ندارند ولی مابقی قسمت‌ها دارای قابلیت کاهش سربار هستند. بین بار زنده بام و بار برف مقدار بیشتر آنها (معمولًاً بار زنده بام) را لحاظ می‌کنیم. برای طبقات نیز در هر پانل با توجه به کاربری قالب باید بار زنده را اعمال کنیم.

نکته: به نظر می‌رسد که در آینه نامه جدید برخلاف آینه نامه قبلی دیگر بار طبقات مسکونی عدد ثابت ۲۰۰ نیست. در حال حاضر بار زنده راه پله‌ها به ۵۰۰ و اتاقهای پذیرایی نیز به همین مقدار افزایش یافته است و تبعاً این دو حالت قابلیت کاهش سربار را ندارند و باید حالت بار جدیدی برای آنها بدون قابلیت کاهش سربار تعریف شود.

#### \*محاسبه مقادیر بارهای مرده:

در محاسبات بارهای مرده نکات زیر قابل توجه است:

۱- در بار مرده طبقات دیگر بار معادل تیغه‌ها محاسبه نمی‌شود. در زمان بارگذاری در صورتی که وزن بتن سقف برابر صفر به برنامه معرفی نشود، در زمان بارگذاری باید وزن دال سقف و وزن تیرهای آن از بار مرده سقف کسر گردد. این بار در حالت بار SD از نوع Super Dead وارد خواهد شد.

۲- در محاسبه بار مرده بام باید اثر وجود شبیب بندی نیز لحاظ شود. برای این منظور باید مقدار متوسط ضخامت سقف در بام معيار محاسبه قرار گیرد.

۳- بارهای دیوارهای پیرامونی در دو قسمت نما و غیرنما محاسبه می‌شود. در قسمت نما به دلیل وجود سنگ نما وزن متر مربع دیوار بیشتر خواهد بود. البته در سمت نما به دلیل وجود بازشو باید درصد بازشو را از وزن متر مربع دیوارها کسر کرد. مثلاً اگر سی درصد سطح دیوارها در این قسمت بازشو باشد باید مقدار وزن دیوارها در ضریب ۰.۷ ضرب نمود. بار دیوارهای پیرامونی به صورت خطی به تیرهای زیر آنها اعمال می‌شود. در محاسبه این بار پس از محاسبه بار متر مربع دیوارها باید مقدار آن را در ارتفاع مفید طبقه (کف تا سقف) ضرب نمود.

۴- در محاسبه بار معادل تیغه‌ها که البته از نوع زنده است، وزن دیوارها را محاسبه و بر مساحت سقف تقسیم می‌کنیم. در این محاسبه فقط وزن دیوارهایی را محاسبه می‌کنیم که در قسمتی از سقف با بار زنده کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم متر مربع قرار گرفته است. در محاسبه وزن دیوارهایی که مرز دو ناحیه با بار زنده کمتر و بیشتر از ۴۰۰ میتوان نصف بار را به بخش وزن را به هر کدام از این دو ناحیه اختصاص داد.

## \*مقاطع سازه:

### مقاطع مورد استفاده در سازه:

در حالت کلی مقاطع اعضا شامل، مقاطع تیرهای فرعی، تیرهای اصلی سمت قاب خمشی، ستون‌ها و بادبندها می‌باشد. مقاطعی مناسب برای سازه مورد نظر می‌سازیم و بر اساس آن به طراحی سازه می‌پردازیم. از مقاطع لیست‌های اتوسلکت برای هر یک از دسته‌های فوق می‌سازیم و در هر دسته مقاطع مناسب این دسته را قرار می‌دهیم. البته باید توجه نمود که این مقاطع در طول طراحی سازه بر حسب نیاز تغییر خواهد کرد. ولی می‌شود به صورت تقریبی لیستی از مقاطع مورد نیاز را تهیه کرد و این مقاطع را در نرم‌افزار به روشهای مختلف ساخت.

### تیرهای فرعی کامپوزیت:

برای این مقاطع در نرم افزار تنها مقاطع I شکل و ناوданی را می‌توان در نظر گرفت. البته برای مقاطع I مقویت نیز در قسمت زیر آن تعریف نمود. در کل برای این تیرها استفاده از مقاطع نورد شده IPE از نمره 14 تا 27 مناسب باشد. این مقاطع به راحتی در نرم افزار قابل Import هستند. البته با توجه به اینکه قیمت تیرهای IPE از نمره 20 به بالا به یکباره رشد صعودی قابل توجهی می‌نمایند بهتر است که از تیرهای فرعی حداکثر تا نمره 18 استفاده نمود و برای قسمتهایی که به مقاطع بالاتر نیاز است از مقاطع لانه زنبوری یا مقاطع با ورق تقویت در زیر بال پایین استفاده نمود. مقاطع زنبوری را با صرفنظر از سوراخهای داخل آن می‌توان با گزینه I WIDE Flange مدل نمود. البته استفاده از این مقاطع برای تیرهای سمت قاب خمشی و تیرهای متصل به بادبند ممنوع است و برای بقیه پلها هم به علت برش زیادی که داخل ان می‌فتند و کنترل‌هایی که برای طراحی آنها لازم است ولی در نرم‌افزار انجام نمی‌شود بهتر است که برای بقیه پلها نیز از این مقاطع استفاده نشود و فقط برای تیرهای فرعی سقف از آنها استفاده شود. در تیرهای فرعی برش وارد بر تیر قابل توجه نیست و عملاً عدم کنترل ضوابط برش در نرم‌افزار مشکل خاصی ایجاد نمی‌نماید.

### تیرهای اصلی مفصلی:

برای تیرهای اصلی IPE هم می‌شود از مقاطع استفاده نمود. همچنین می‌توان آنها را با ورق در بال پایین و بالا تقویت نمود. مقاطع دوبل را هم می‌شود با مقاطع BOX در نرم افزار برای تیرها معادل نمود. توجه نمایید که مقاطعی که به صورت SD یا General ساخته می‌شوند در نرم‌افزار به صورت فشرده تشخیص داده نمی‌شوند و این مساله در برخی مواقع باعث ایجاد مشکلاتی در طراحی با نرم افزار می‌شود. غیر از موارد فوق می‌توان از مقاطع I شکل به صورت تیرورق هم استفاده نمود. با فرض استفاده از فولاد ST37 در ساخت مقاطع باید دقیق نمود که جهت رعایت شرط فشردگی برای مقاطع نسبت عرض به ضخامت بالها از عدد 22 و نسبت ارتفاع آزاد جان به ضخامت جان از عدد 110 و نسبت عرض به ضخمات ورق تقویتی از عدد 32 بیشتر نشود.

### تیرهای اصلی سمت قاب خمشی:

برای تیرهای سمت قاب خمشی استفاده از مقاطع IPE تک هم می‌تواند مناسب باشد. برای مواردی که به مقاطع بزرگتری نیاز است و یا استفاده از مقاطع IPE با سایز بالا به صرفه اقتصادی نیست استفاده از تیرورقهای I شکل نیز مناسب است. در تیرورقهای I شکل چون مثلاً سطح شکل‌پذیری سازه قاب خمشی متوسط است، لازم است که مقطع ساخته شده دارای شرط فشردگی لرزه ای با محدودیت نسبت عرض به ضخامت حداکثر Landa md مطابق جدول 10-3-4-1 باشد. بر این اساس نسبت عرض به ضخامت بال مقاطع تیرورق باید کمتر از 22 و نسبت ارتفاع آزاد جان به ضخامت جان باید کمتر از حدود 110 باشد. توصیه می‌شود که از مقاطع دوبل استفاده

نشود. استفاده از مقاطع دوبل سختی سازه قاب خمشی را کاهش می‌دهد و عمدتاً نسبت به مقطع معادل حالت تک به مقطعی غیراقتصادی حداقل از نظر وزنی منجر می‌شود و در بحث اتصال گیردار تیر به ستون نیز ابعاد ورقهای اتصال ابعاد بزرگ و بعضاً غیراجرایی

خواهد بود؛ اما در صورت نیاز به این مقاطع می‌توان آنها را با مقطع BOX در نرم افزار معادل نمود. به هر حال در صورت نیاز به استفاده از این مقاطع باید نسبت عرض به ضخامت بال مقطع باید کمتر از حدود 18 اختیار شود. در معادل‌سازی مقاطع دوبل با باکس در صورتی که ضابطه فوق رعایت نشد می‌توان ضخامت ورق بال را افزایش و به همان نسبت عرض بال را کاهش داد.

### مقاطع مناسب جهت بادبند:

برای بادبندها می‌توان از مقطع دوبل ناودانی استفاده نمود. این مقاطع را بهتر است که با مقطع Box معادل نمود. معادل‌سازی به این شکل به خاطر اینست که نرمافزار در تشخیص فشردگی مقطع دچار مشکل نشود.

### مقاطع مناسب جهت ستون:

مثلاً مقطع ستون‌ها بر اساس ضوابط قابهای خمشی متوسط باید فشرده لرزه‌ای با محدودیت Landa md بر اساس ضوابط جدول 10-3-4-3 باشد. مقاطع I شکل به صورت IPB یا تیرورق به صورت بال پهن و یا مقاطع دوبل IPE با یا بدون ورق تقویت و همچنین مقطع Box می‌تواند برای این حالت مناسب باشد. در مورد نسبت عرض به ضخامت بال ستون همان محدودیت تیرهای قاب خمشی است یعنی نسبت عرض به ضخامت نباید از عدد 22 بیشتر شود. در مورد جان مقطع میزان حداکثر نسبت ارتفاع جان به ضخامت بستگی به میزان بار فشاری ستون دارد و این کنترل توسط نرم افزار انجام می‌شود. در هر حال این نسبت از حدود 110 نباید بیشتر باشد. بهتر است یک حاشیه اطمینان در این زمینه رعایت شود تا در صورت وجود بار محوری قابل توجه باز هم از لحاظ فشردگی مقطع جوابگو باشد. در مقاطع باکس نیز نسبت ارتفاع به ضخامت نیز همان محدودیت ذکر شده در مورد مقاطع I شکل را داراست. در مورد بال نیز نسبت عرض به ضخامت از حدود 33 نباید بیشتر شود. به نظر می‌رسد که در مورد ستون‌ها قسمتی از مقطع بال محسوب می‌شود که موازی محور خمش باشد. برای مقاطع دوبل IPE با یا بدون ورق تقویت معادل‌سازی به صورت باکس در مورد ستون‌ها مناسب نیست. این به خاطر اینست که در صورت معادل‌سازی به صورت باکس مشخصات مقطع در جهت ضعیف آن که در اینجا بر خلاف تیرها دارای اهمیت است نسبت به مقطع واقعی تغییر خواهد کرد. در صورت ساخت مقطع در Section Designer نرمافزار مقطع را به صورت غیرفسرده تشخیص می‌دهد. البته اگر کنترل فشردگی به صورت دستی انجام گرفته باشد می‌توان از این مقاطع به این شکل استفاده کرد. برای اینکه نرمافزار ایرادی به استفاده از این مقاطع نگیرد می‌توان آنها را از نوع OMF به نرم افزار معرفی کرد. این معرفی مشکلی در فرآیند طراحی ایجاد نمی‌آورد. در مورد این ستونها تنها کنترلی که به صورت اضافه در حالت IMF جز کنترل در برابر ترکیب بار تشدید یافته انجام می‌شود کنترل فشردگی است که این کنترل دستی انجام می‌شود. کنترل ترکیب بار تشدید یافته نیز در حالت OMF انجام می‌گیرد. در این حالت باید توجه نمود که در محاسبه لنگر خمشی مقاوم اسمی مقطع (Mn) با فرض اینکه مقطع مشکلی از جهت کمانش جانبی ندارد به جای استفاده از لنگر پلاستیک مقطع، از لنگر تسليیم آن استفاده می‌شود. اختلاف این دو در عمدۀ مقاطع I شکل چه به صورت تک و چه به صورت دوبل برای خمش حول محور قوى در حدود 10 تا 20 درصد است که در جهت اطمینان خواهد بود البته می‌توان به صورت تک به تک برای این اعضا مقدار لنگر خمشی مقاوم اسمی مقطع را بازنویسی کرد.

## معرفی مقاطع:

۱- ابتدا می‌بایست بررسی کنیم که مقاطع تیرها، ستون‌ها و بادبندها در سیستم سازه‌ای که می‌خواهیم برای پروژه استفاده کنیم باید دارای چه شرایطی باشند و سپس اقدام به ساخت آنها کنیم. برای اینکار ابتدا باید سیستم‌های سازه‌ای بررسی شود. با توجه به مبحث دهم ویرایش سال ۹۲ داریم:

توضیحات	ستون‌ها	تیرها	سیستم سازه‌ای
ستون‌های بستدار مجاز است.	فسرده	فسرده	قاب‌های خمی معمولی (OMF)
ستون‌های بستدار مجاز است به شرطی که خمس حول محور با مصالح باشد.	فسرده لرزه‌ای ( $\lambda_{md}$ )	فسرده لرزه‌ای ( $\lambda_{md}$ )	قاب‌های خمی متوسط (IMF)
ستون‌های بستدار مجاز نیست.	فسرده لرزه‌ای ( $\lambda_{hd}$ )	فسرده لرزه‌ای ( $\lambda_{hd}$ )	قاب‌های خمی ویژه (SMF)

### قاب‌های مهاربندی شده همگرا معمولی (OCBF):

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

### قاب‌های مهاربندی شده همگرا ویژه (SCBF):

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

### قاب‌های مهاربندی شده واگرا ویژه (EBF):

قطع تیر پیوند باید از نوع I شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق) یا از نوع قوطی شکل ساخته شده از ورق باشد. تیرهای پیوند باید دارای قطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداقل نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{hd}$  مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشند.

تیر یا تیرهای خارج از ناحیه پیوند اگر دارای قطع متفاوت با قطع تیر پیوند باشد، باید دارای قطع از نوع فشرده لرزه‌ای با محدودیت حداقل نسبت پهنا به ضخامت برابر  $\lambda_{md}$  مطابق مقادیر جدول ۱۰-۳-۴ باشد.

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

جدول ۳-۱۰-۴ محدودیت تسبیت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل پذیری متوسط و زیاد

	$1/\sqrt{E/F_y} = 43$	$1/\sqrt{E/F_y} = 43$	$h/t_w$	جان مقاطع I شکل نورد نوردشده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان مهاربند به کار می روند.	۵	
برای $C_a \leq 0.125$	برای $C_a \leq 0.125$	برای $C_a \leq 0.125$	$h/t_w$	جان مقاطع I شکل نورد		

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت			$\frac{t}{\lambda}$
	مقاطع غیرشده $\lambda_t$	مقاطع فشرده $\lambda_p$	نسبت پهنا به ضخامت	
	$1/\sqrt{E/F_y}$	$1/\sqrt{E/F_y} = 33$	$b/t$	۱۲ بال های مقطع قوطی شکل (مربع یا مستطیل)، ورق های تقویتی سوار خدار با ضخامت یکنواخت، ورق های تقویتی روی بال تیر و ورق های دیافراگم در حد فاصل خطوط جوش یا پیچ تحت اثر فشار یکنواخت
	$5/\sqrt{E/F_y}$	$2/42 \sqrt{E/F_y}$	$h/t$	۱۳ جان مقاطع قوطی شکل تحت اثر فشار خمش

مثال	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت			$\frac{t}{\lambda}$
	مقاطع غیرشده $\lambda_t$	مقاطع فشرده $\lambda_p$	نسبت پهنا به ضخامت	
	$0.95 \sqrt{\frac{E}{F_L}} [a,b]$	$0.98 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 11$	$b/t$	۲ بال های تیرهای ساخته شده از ورق با مقطع I تحت اثر خمش با یک یا دو محور تقارن
	$5/7 \sqrt{E/F_y}$	$2/74 \sqrt{E/F_y} = 111$	$h/t_w$	۲ جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناوданی تحت اثر خمش

نکات زیر در مورد مقاطع را باید توجه نمود:

- 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.
- برای تیرها اگر از تیرهای دوبل با یا بدون ورق تقویت استفاده میکنیم البته می توان آنها را با توجه به آنکه عمدتاً در آنها لنگر جهت قوی تعیین کننده است می توان 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 خمسی 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).

- در مورد ستونهای قابهای خمسی اگر برای آنها از مقطع I یا باکس استفاده کنیم که مشکلی نیست و میتوانیم بدون استفاده از مقاطع **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 **SD** یا **GENERAL** 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 می شود که اگر نخواهیم این محافظه کاری را قبول کنیم باز هم باید نسبت تنش قبل قبول را کمی بیشتر از یک در نظر بگیریم. (البته در اینجا فقط بخشی از نسبت تنش که مربوط به خمس است را باید بیش از حد مجاز قبول کنیم). برای اینکه با این مشکلات مواجه نشویم و مجبور به تقریب و قضاؤت مهندسی همراه با خطای نشویم یا باید محاسبات دست بالای نرم افزار را قبول کنیم و یا فقط از مقاطع باکس و I شکل استفاده کنیم.

4- مقاطع **GENERAL** و **SD** به صورت غیر فشرده هستند (در صورتی که ممکن است شرایط فشردگی را داشته باشند). برای معرفی کردن شرایط فشردگی این مقاطع در روش حالت حدی نمی‌توان مانند روش تنش مجاز عضو مورد نظر را انتخاب و سپس در قسمت تنش مجاز خمشی مقدار **0.66** را **0.66** تغییر داد زیرا در روش تنش مجاز مثلاً برای مقاطع I شکل، تنش مجاز خمشی برای مقاطع فشرده برابر **0.66Fy** و برای مقاطع غیر فشرده برابر **0.6Fy** می‌باشد (یعنی تنش مجاز آنها به مشخصات مقطع بستگی ندارد و تفاوت آنها تنها در یک ضریب است) اما در روش حالت حدی مقاومت اسمی هر مقطع به طور مثال به مشخصات آن مقطع از قبل اساس مقطع پلاستیک وابسته است. مثلاً طبق بند ۱۰-۵-۲ مبحث دهم ویرایش سال ۱۳۹۲ مقاومت خمشی اسمی اعضای I شکل به صورت زیر بدست می‌آید:

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

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

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (3-5-2-10)$$

ب) حالت حدی کمانش پیچشی- جانبی

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

$$L_p < L_b \leq L_r \quad (4-5-2-10)$$

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

ب-۳) برای  $L_b > L_r$

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

یعنی برای محاسبه مقاومت خمشی اسمی اعضای I شکل بایستی برای هر عضو به طور جداگانه مقدار اساس مقطع پلاستیک حول محور X و دیگر پارامترها را که در رابطه وجود دارد را بدست آوریم و بعد در تنظیمات برنامه آن را وارد کنیم تا مقطع مورد نظر فشرده به حساب آید.

### نتیجه کلی:

در حالت استفاده از آیین نامه **AISC 360** دیگر نمی‌توان تغییرات ناشی از در نظر گرفتن مقاطع غیر فشرده را به طور کلی برای همه اعضا یکسان اعمال کرد بلکه برای هر مقطع با انتخاب مجزای آن مقطع و سپس تعیین دستی مشخصات پلاستیک مقطع و دیگر مشخصات می‌بایست تغییرات عضو به عضو اعمال شود. زمانی که بخواهیم از مقاطع دوبل متفاوتی برای ستونها استفاده کنیم در آن صورت تعداد مقاطع غیر فشرده که نرمافزار تشخیص می‌دهد زیاد می‌شود. بنابراین محاسبات دستی بسیار طولانی خواهد شد که برای اینکار بهتر است برای ایتبز ورزش **9** و پایین‌تر از نرم افزار **PROPER** و برای ایتبز ورزش **2013** از مراحل زیر استفاده کنیم:

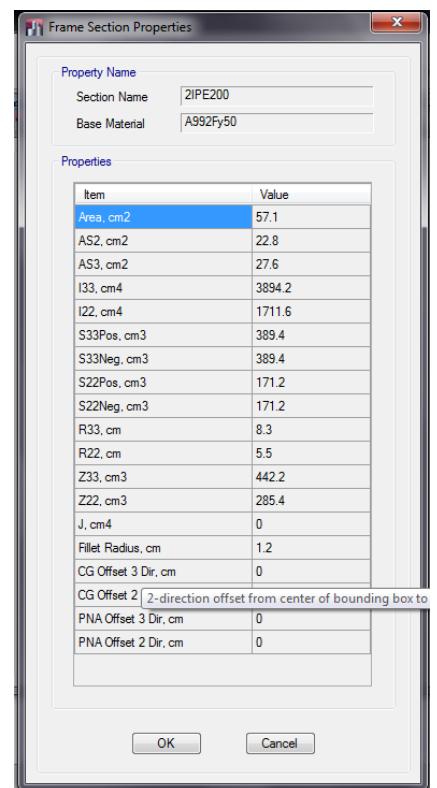
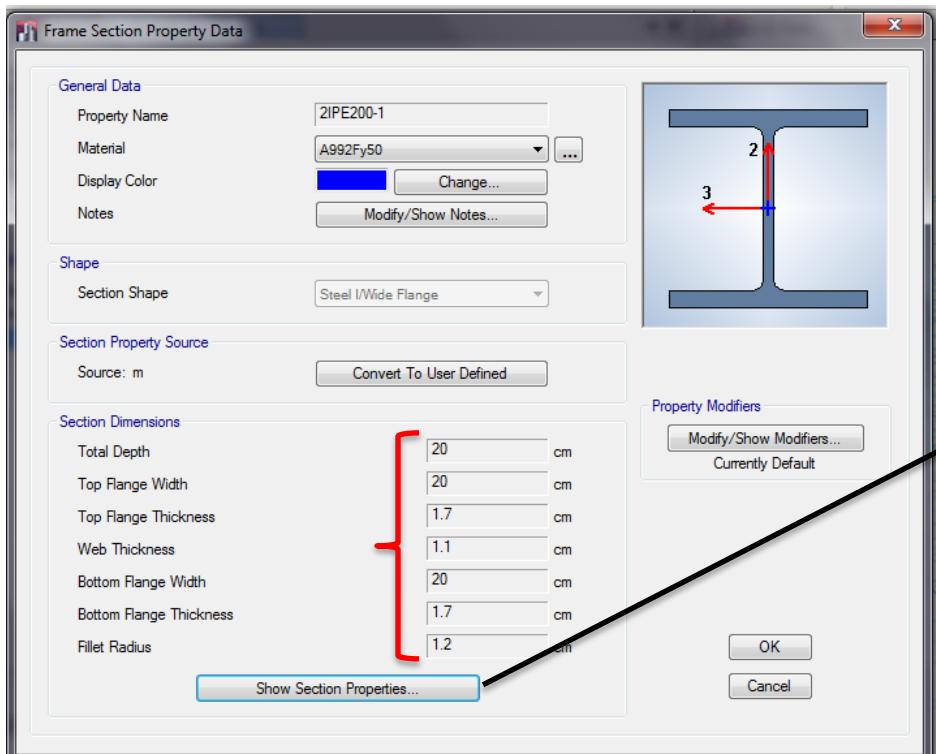
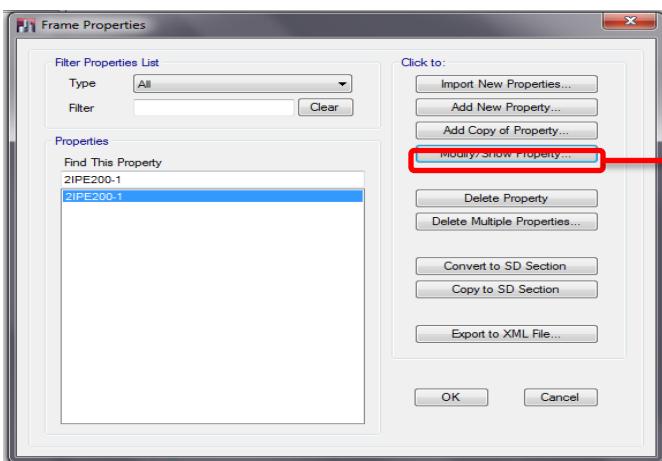
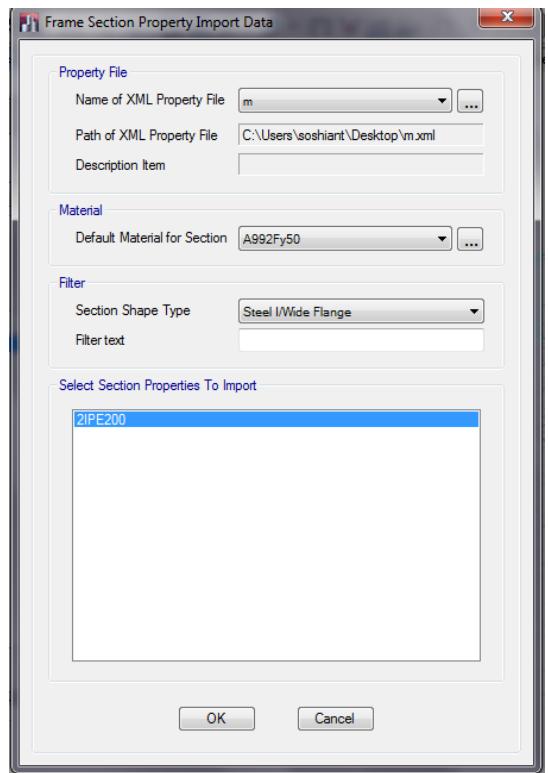
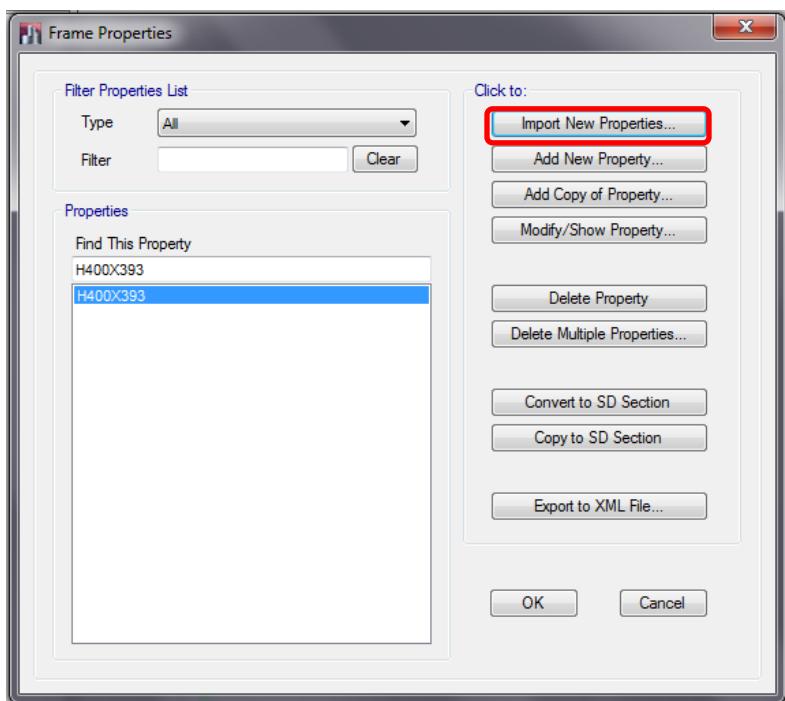
## \*طريقه استفاده از مقاطع از قبل ساخته شده (توسط نرم افزار PROPER) با فرمت PRO در ETABS 2013 :

ابتدا باید فایل را با نسخه های پایین تر ایتبز (مثلاً ورژن 9) باز کنید و مقاطع مورد نیاز را از فایل های PRO (که توسط نرم افزار PROPER ایجاد شده اند) ایمپورت کنید. سپس همان فایل را با ایتبز نسخه 2013 باز کنید. مقاطع سر جای خودشان در مدل 2013 هستند بدون آنکه نیازی به تغییر فرمت مقاطع باشد. حال اگر بخواهید مقاطع PRO خود را مستقیماً به داخل ایتبز نسخه 2013 ایمپورت کنید می بایست کلیه مقاطع PRO را انتخاب نموده و از قابلیت Export Xml کلیه فایل ها را به فرمت Xml تبدیل کنید. زیرا فایل ها به فرمت Xml قابلیت ایمپورت به ایتبز نسخه 2013 را دارند.

مقاطع GENERAL و SD از نظر برنامه فشرده نیستند. اما در ایتبز نسخه 2013 می توان مقاطع وارد شده را با قابلیت Export به فرمت Xml تبدیل کرد و این فایل با فرمت Xml را با برنامه هایی همچون Notepad باز کرد و مشخصات مقاطع را به مشخصات مقاطع معادل تغییر داد و سپس دوباره به برنامه ایتبز نسخه 2013 ایمپورت کرد که در این صورت مقاطع فشرده به حساب می آیند:



```
<?xml version="1.0" encoding="utf-8" ?>
<PROPERTY_FILE xmlns="http://www.csiberkeley.com"
  xmlns:xsi="http://www.w3.org/2001/XMLSchema-instance"
  xsi:schemaLocation="http://www.csiberkeley.com CSIExtendedSectionPropertyFile.xsd">
  <CONTROL>
    <FILE_ID>CSI Frame Properties</FILE_ID>
    <VERSION>1</VERSION>
    <LENGTH_UNITS>cm</LENGTH_UNITS>
    <FORCE_UNITS>kgf</FORCE_UNITS>
  </CONTROL>
  <STEEL_I_SECTION>
    <LABEL>2IPE200</LABEL>
    <EDI_STD>IPE200</EDI_STD>
    <D>20</D>
    <BF>20</BF>
    <TF>1.7</TF>
    <TW>1.12</TW>
    <FRAD>1.2</FRAD>
    <A>57</A>
    <AS2>11.2</AS2>
    <AS3>14.16667</AS3>
    <I33>3886</I33>
    <I22>142</I22>
  </STEEL_I_SECTION>
</PROPERTY_FILE>
```



## 2- حال می‌بایست مقاطع ستون‌ها، تیرها و بادبندوها را ایجاد کنیم:

### ستون‌ها:

برای ستون‌ها در صورتی که بخواهیم از مقاطع فایل **PRO**. (مقاطع I شکل یا مقاطع باکس) استفاده کنیم، مشکل فشرده بودن و یا فشرده لرزاگی بودن نداریم و برنامه هم آنها را درست تشخیص می‌دهد.

می‌توانیم مقاطع تیر ورق I شکل (به صورت تک و نه به صورت دوبل) و باکس را توسط دستور **Add I/Wide Flange** و **Add Box/Tube** ایجاد کنیم (ابعاد مقاطع را طوری در نظر بگیریم که شرایط فشرده یا فشرده لرزاگی را دارا باشد) که در این صورت برنامه هم آنها را درست تشخیص می‌دهد.

در صورتی که بخواهیم از مقاطع دوبل برای ستون‌ها استفاده نمائیم، نباید از قسمت **GENERAL** و **SD** استفاده کنیم چون برنامه مقاطع ساخته شده توسط **SD** را به صورت غیر فشرده در نظر می‌گیرد. برای این کار می‌توان از نرم افزار **PROPER** استفاده نمود.

### تیرها:

برای تیرها در صورتی که بخواهیم از مقاطع فایل **PRO**. (مقاطع **IPE**) استفاده کنیم، مشکل فشرده بودن و یا فشرده لرزاگی بودن نداریم و برنامه هم آنها را درست تشخیص می‌دهد.

می‌توانیم مقاطع تیر ورق I شکل (به صورت تک و نه به صورت دوبل) را توسط دستور **Add I/Wide Flange** ایجاد کنیم (ابعاد مقاطع را طوری در نظر بگیریم که شرایط فشرده یا فشرده لرزاگی را دارا باشد) که در این صورت برنامه هم آنها را درست تشخیص می‌دهد.

در صورتی که بخواهیم از مقاطع دوبل برای تیرها استفاده نمائیم، نباید از قسمت **GENERAL** و **SD** استفاده کنیم چون برنامه مقاطع ساخته شده توسط **SD** را به صورت غیر فشرده در نظر می‌گیرد. برای این کار می‌توان از نرم افزار **PROPER** استفاده نمود.

### بادبندوها:

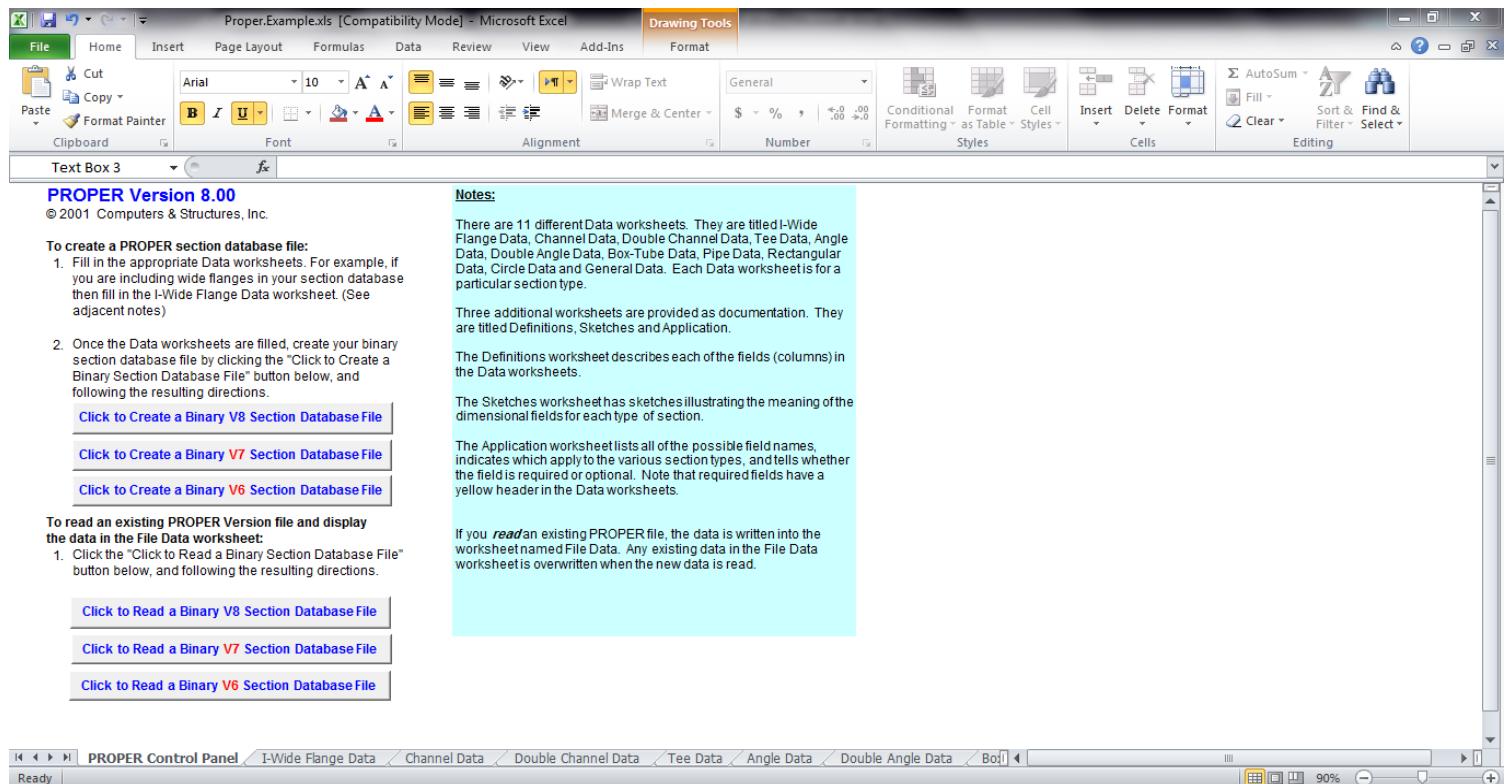
اگر بخواهیم از مقاطع ناوданی تک، نبشی تک و دوبل برای بادبند استفاده کنیم می‌توانیم از مقاطع فایل **PRO**. توسط دستور **Import** استفاده کنیم، مشکل فشرده بودن و یا فشرده لرزاگی بودن نداریم و برنامه هم آنها را درست تشخیص می‌دهد.

در صورتی که بخواهیم از مقاطع ناوданی دوبل استفاده کنیم، نمی‌توانیم از مقاطعی که با برنامه **SD** مدل می‌شوند استفاده کنیم چون برنامه مقاطع ساخته شده توسط **SD** را به صورت غیر فشرده در نظر می‌گیرد. برای این کار می‌توان دو کار انجام داد. راه حل اول اینکه از نرم افزار **PROPER** استفاده نمود. راه حل دوم اینکه با مقاطع باکس معادلسازی کرد، یعنی اینکه در قسمت **Frame** اول اینکه از نرم افزار **PROPER** استفاده نمود. راه حل دوم اینکه با مقاطع باکس که مشابه دوبل ناوданی است را وارد کرد. مثلاً اگر یه مقطع باکس که به عنوان مثال با دوبل ناوданی **2U12** معادل شده است و این مقطع باکس جواب دهد مسلماً مقطع دوبل ناوданی **2U12** که یه مقدار قوی‌تر از مقطع باکس می‌باشد برای این مقطع جوابگو خواهد بود.

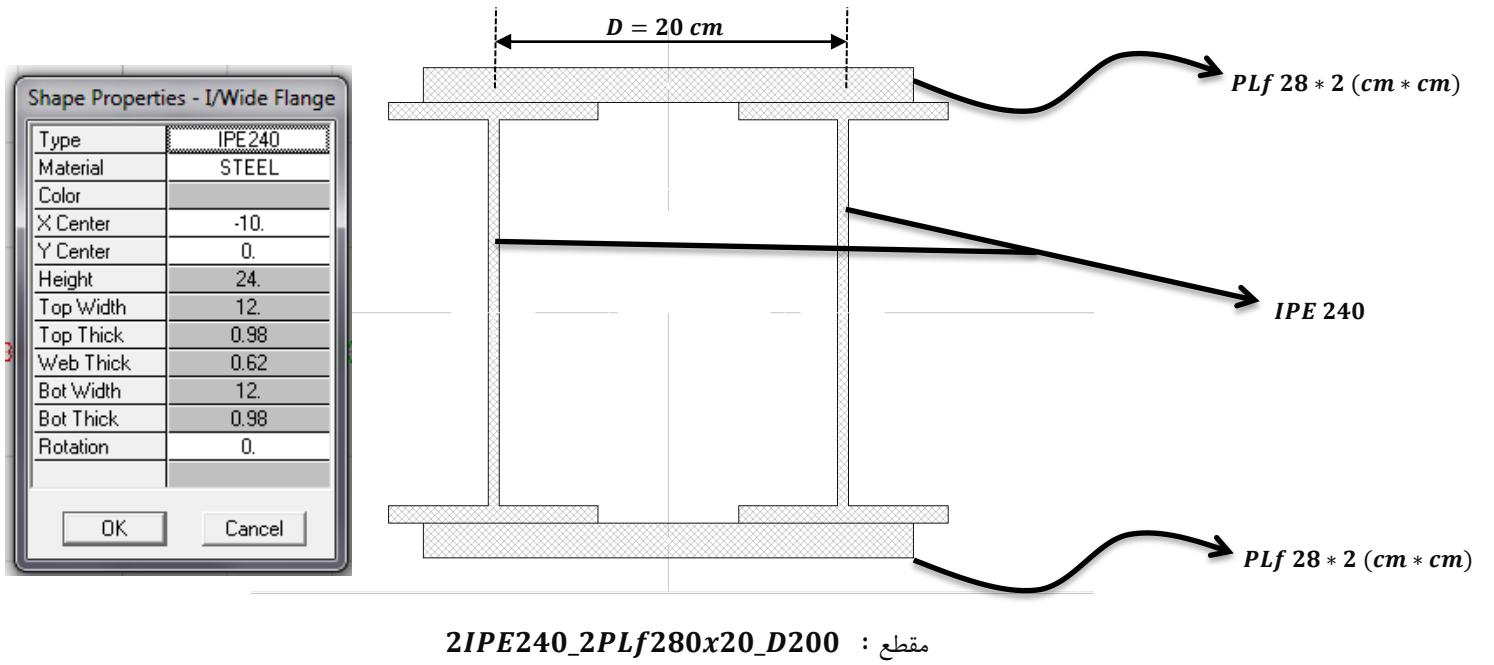
## \*ایجاد مقاطع توسط نرم افزار PROPER

در طراحی حالت حدی مطابق AIS C360 مقاطع معروفی شده به نرم افزار ETABS چنانچه به صورت General یا مقاطع ساخته شده با Section Designer باشند از لحاظ برنامه به صورت غیرفسرده شناخته می‌شوند. بنابراین پس از انجام طراحی در قسمت جزئیات طراحی پیغام عدم فشرده بودن مقطع نشان داده خواهد شد. برای آنکه بتوان نتایج مقاطع طراحی مدل شده به صورت General و Section Designer را در نرم افزار به صورت واقعی آنطور که طبق منوال نرم افزار میباشد مشاهده کرد میبایست مقاطع General و Section Designer را به شکلی به صورت مقاطع I شکل معادل سازی کنیم تا ETABS برای این مقاطع اساس مقطع پلاستیک را ملاک بررسی قرار دهد و با اخذ ضخامتها و عرض بال و جان بتواند کنترل فشرده‌گی را روی این مقاطع انجام دهد.

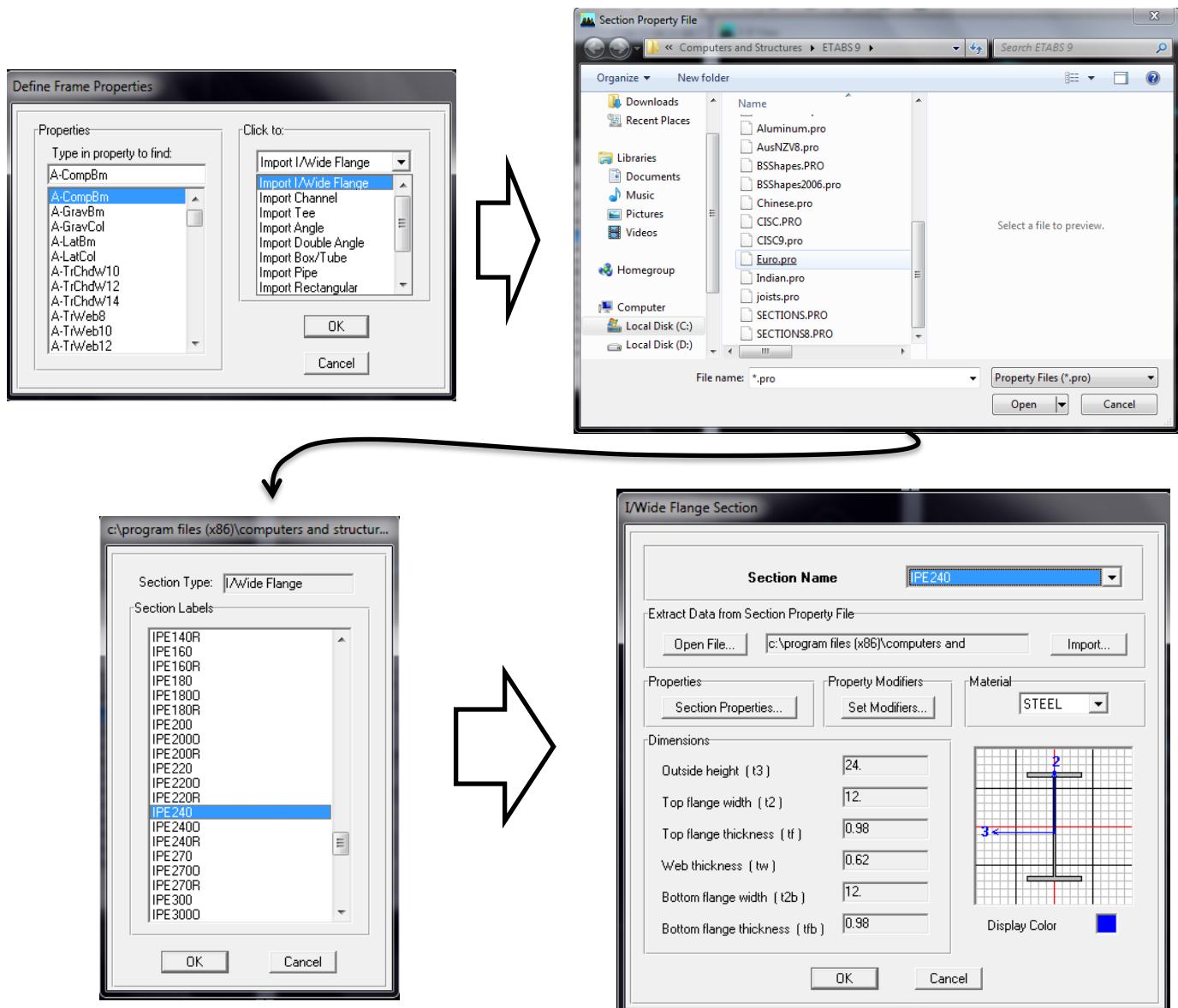
بنابراین برای مقاطع تعريف شده بسته به نوع مقطع I شکل، ناوданی و نسبی با تعریف ضخامت و عرض بال و جان، مشخصات مقطع مرکب را به صورت یک مقطع یک مقطع Angle یا Channel یا I/wide Flange شکل وارد و سپس توسط فایل اکسل مجهز به ماژول نرم افزار Proper مطابق شکل زیر این مقاطع را به صورت یک فایل با پسوند \*.pro می‌سازیم و سپس این مقاطع را در نرم افزار فراخوانی و به المان‌ها اختصاص می‌دهیم:



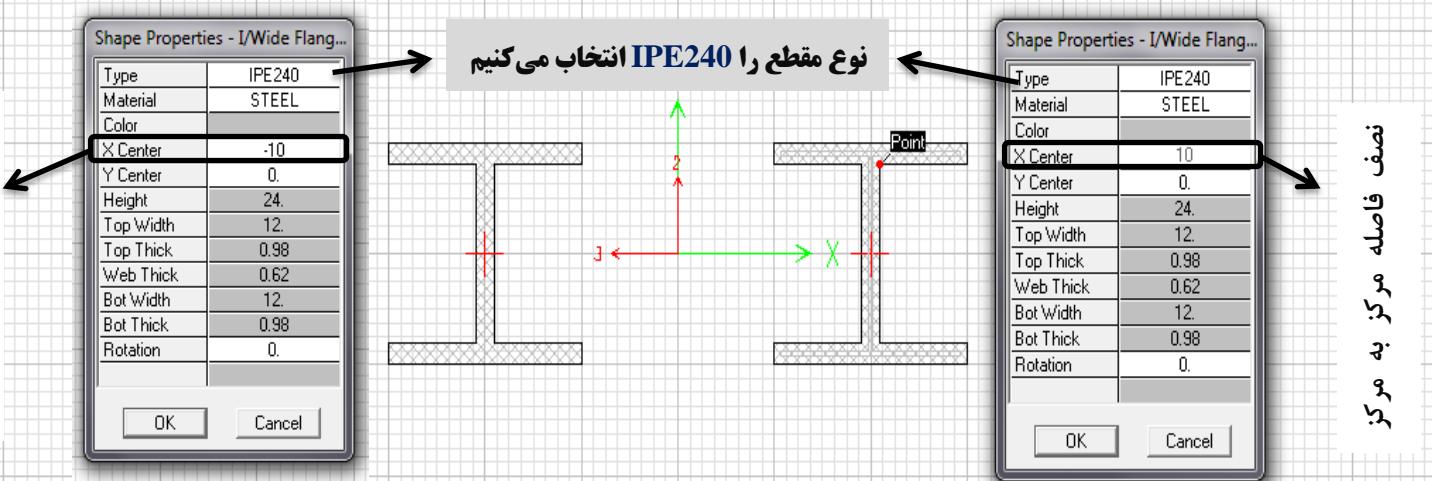
برای معادل سازی مقطع مرکب (دوبل) I شکل، ناوданی و نسبی می‌توان به ترتیب روی قسمتهای Angle ، I/wide Flange و Channel کلیک نمود و مشخصات مقاطع مرکب را وارد نمود. پس از کلیک بر روی هر کدام از گزینه‌ها، در ستون مربوط به Type نوی مقطع را نشان می‌دهد. دقت شود که برای مقاطع دوبل مقدار I شکل TF ، TW را دوبرابر ضخامت بال و جان مقاطع تک درنظر گرفت. برای دوبل ناوданی ضخامت جان دو برابر ضخامت ناوданی تک می‌باشد اما ضخامت بال تفاوتی با ضخامت تک ناوданی نخواهد داشت. برای مثال می‌خواهیم مقطع شکل زیر را توسط برنامه Proper یک فایل با پسوند \*.pro ایجاد کنیم که مراحل به صورت زیر می‌باشند:



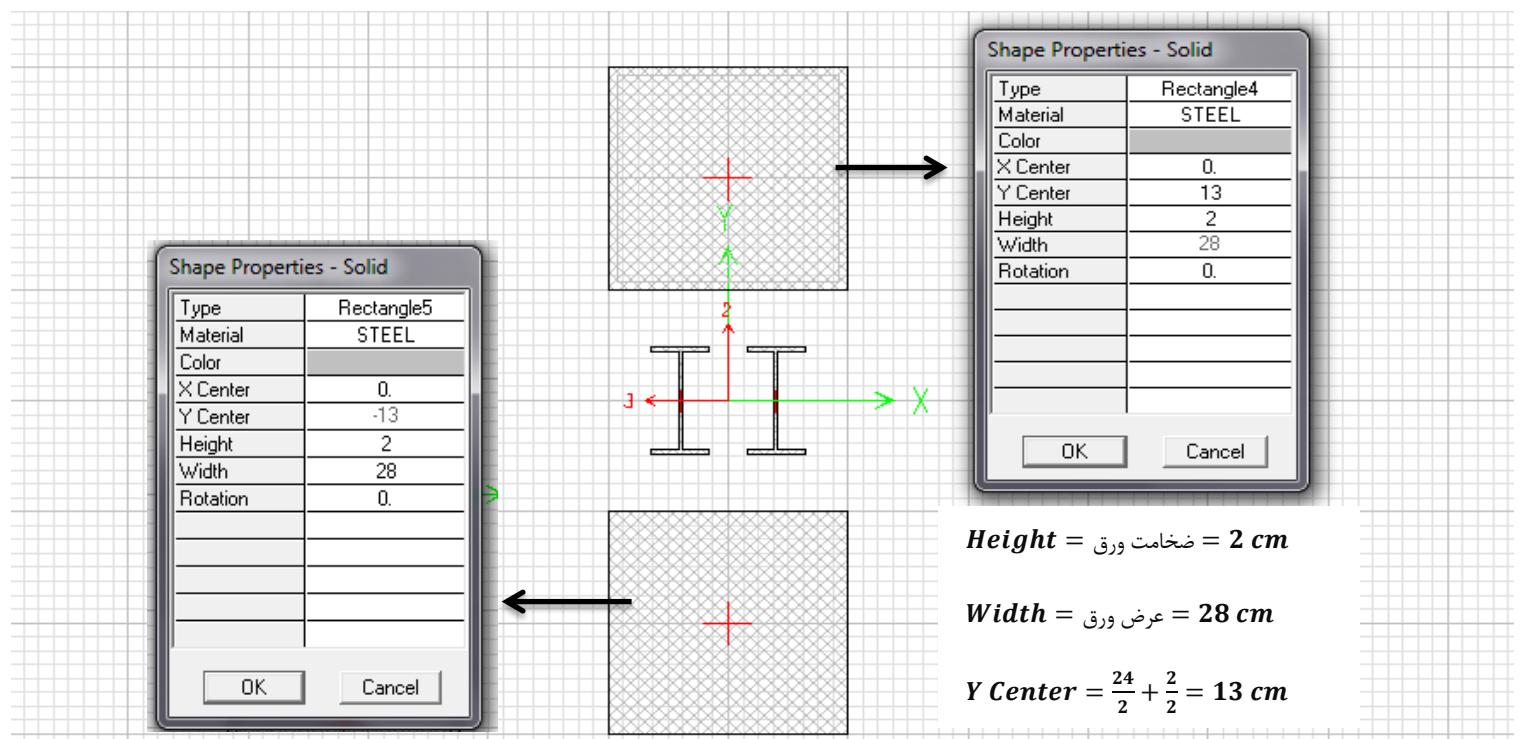
گام اول: ابتدا دستور Define > Frame Sections را اجرا نموده و سپس روی گزینه Import I/Wide Flange کلیک نموده و به محل نصب نرم افزار رفته و فایل Euro.pro را انتخاب نموده و در جعبه جدید باز شده قطعه IPE240 را انتخاب کرده و OK می نماییم:



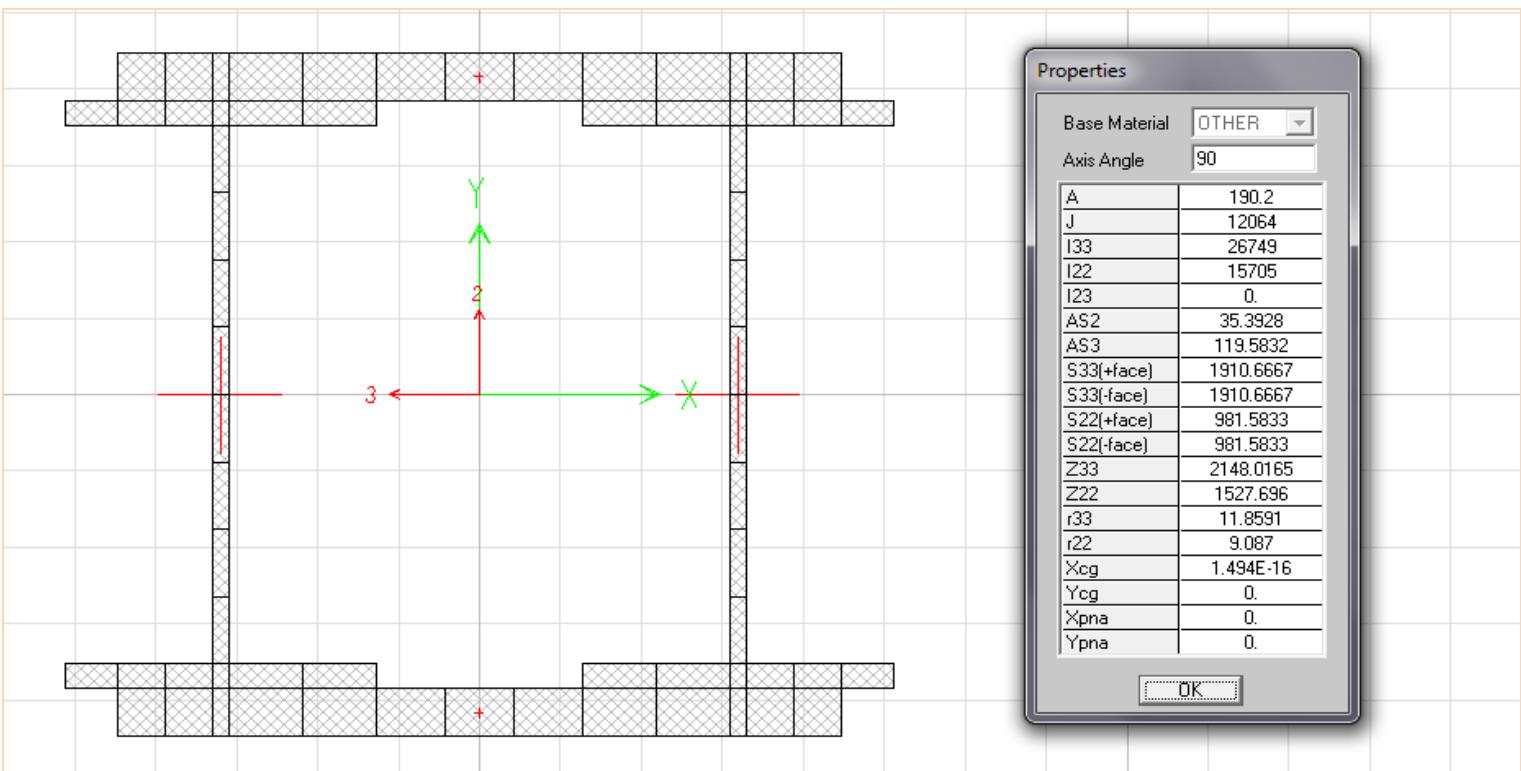
گام دوم: در کشوی دوم روی گزینه **Add SD Section** کلیک نموده و در جعبه جدید باز شده روی دکمه **Draw Structural Shape > I/Wide Flange** را اجرا کرده و در دو نقطه در صفحه کلیک می‌نماییم و از حالت ترسیم خارج می‌شویم. سپس روی مقطع I ایجاد شده کلیک راست کنید و مشخصات مقطع را وارد می‌کنیم:



دستور **Draw > Draw Solid Shape > Rectangle** را اجرا کرده و در دو موقعیت مانند شکل زیر کلیک کرده و سپس از حالت ترسیم خارج می‌شویم. سپس روی مقاطع ایجاد شده کلیک راست نموده و مشخصات مقطع ورق بالا و پایین را وارد می‌نماییم:



پس از ترسیم، شکل کلی مقطع به صورت زیر می‌باشد. برای مشاهده مشخصات مقطع مانند: مساحت، ممان اینرسی، ثابت پیچشی و ... دستور **Display > Show Section Properties** را اجرا می‌کنیم. مشخصات مقطع برای وارد کردن در برنامه **proper** قابل مشاهده است:



گام سوم: برنامه proper را اجرا می‌کنیم و در قسمت پایین پنجره روی گزینه **I-Wide Flange Data** کلیک می‌کنیم. در ستون مربوط به **Type Text** نوع مقطع را حرف W (برای مقاطع I شکل) تایپ می‌کنیم. در ستون **LABEL TEXT** و **EDI\_LABEL TEXT** یک نام برای مقطع در نظر می‌گیریم مثلاً برای این مقطع **2IPE240\_2PLf280x20\_D200** (مقطع دوبل IPE240 با ورق‌های تقویتی بال به عرض 28 سانتی‌متر و ضخامت 2 سانتی‌متر و با فاصله مرکز به مرکز 20 سانتی‌متر). در ستون A مساحت کل مقطع (190.2 سانتی‌متر مربع)، ستون D ارتفاع کلی مقطع که حاصل جمع ارتفاع مقطع IPE240 و ضخامت دو ورق تقویتی بال می‌باشد (28 سانتی‌متر)، ستون BF عرض کل مقطع که حاصل جمع فاصله مرکز به مرکز مقاطع IPE240 و عرض یک بال مقطع (20+12=32) سانتی‌متر مربع)، ستون TW دو برابر ضخامت جان مقطع IPE240 ( $0.62 \times 2 = 1.24 \text{ cm}$ )، ستون TF دو برابر ضخامت بال مقطع IPE240 ( $0.98 \times 2 = 1.96 \text{ cm}$ )، ستون IX ممان اینرسی حول محور x (محور 3) (که با توجه به شکل بالا برابر برابر ضخامت TF در نظر می‌گیرند 1.96 سانتی‌متر)، ستون SX اساس مقطع پلاستیک ( $2148 \text{ cm}^3$ )، ستون RX اساس مقطع الاستیک ( $1910.7 \text{ cm}^3$ )، ستون ZX شعاع ژیراسیون مقطع (11.9 cm) و ستون ASX مساحت برشی برای محاسبه برش ( $119.6 \text{ cm}^2$ ) می‌باشند. به همین ترتیب مشخصات حول محور y را هم وارد می‌کنیم و همچنین ستون J ثابت پیچشی مقطع برابر  $12064 \text{ cm}^4$  وارد می‌نماییم. در پایان در قسمت پایین پنجره روی گزینه **PROPER Control Panel** کلیک می‌کنیم و در صفحه مربوطه برای ایجاد کردن فایل **.pro**\*. در سمت چپ صفحه روی گزینه **Click Create Binary V7 Section Database File** کلیک نموده و در پنجره باز شده محلی که قصد ذخیره کردن فایل را داریم انتخاب و نام **doubl** را وارد می‌کنیم و پس از کلیک بر روی دکمه **Save** پنجره‌ای باز می‌شود که در آن واحد متر را انتخاب کرده و **OK** می‌کنیم و در پنجره جدید باز شده می‌باشد آن صفحه‌ای که قصد ساخت فایل **.pro**\* را داریم را علامت بزنیم که در این قسمت ما تیک گزینه **I-Wide Flange Data** را می‌زنیم و در نهایت پنجره‌ای باز می‌شود که مشخصات فایل مورد نظر را نشان می‌دهد و دکمه **Done** را کلیک می‌کنیم:

Picture Tools Proper.Example.xls [Compatibility Mode] - Microsoft Excel

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
TYPE	EDI_LABEL	LABEL	T	F	D	BF	TW	TF	KDES	KDET	IX
Text	Text	Text	Text	Length2	Length	Length	Length	Length	Length	Length	Length4
W	2IPE240_2PLf280x20_D200	2IPE240_2PLf280x20_D200			190.2	28	32	1.24	1.96	1.96	26749.3
5											

PROPER Control Panel I-Wide Flange Data Channel Data Double Channel Data Tee Data Angle Data

Picture Tools Proper.Example.xls [Compatibility Mode] - Microsoft Excel

M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB
ZX	SX	RX	ASX	IY	ZY	SY	RY	ASY	J	CW	WNO	SW	QF	QW	
Length3	Length3	Length	Length2	Length4	Length3	Length3	Length	Length2	Length4	Length6	Length2	Length4	Length3	Length3	
2148.0	1910.7	11.9	119.6	15705.3	1527.7	981.6	9.1	35.4	12064.1						
5															

PROPER Control Panel I-Wide Flange Data Channel Data Double Channel Data Tee Data Angle Data

## PROPER Version 8.00

© 2001 Computers & Structures, Inc.

### To create a PROPER section database file:

1. Fill in the appropriate Data worksheets. For example, if you are including wide flanges in your section database then fill in the I-Wide Flange Data worksheet. (See adjacent notes)

2. Once the Data worksheets are filled, create your binary section database file by clicking the "Click to Create a Binary Section Database File" button below, and following the resulting directions.

[Click to Create a Binary V8 Section Database File](#)

[Click to Create a Binary V7 Section Database File](#)

[Click to Create a Binary V6 Section Database File](#)

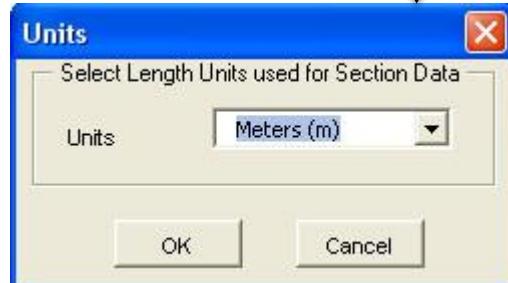
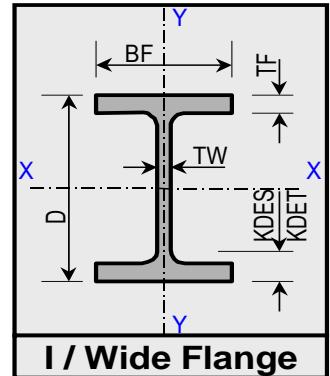
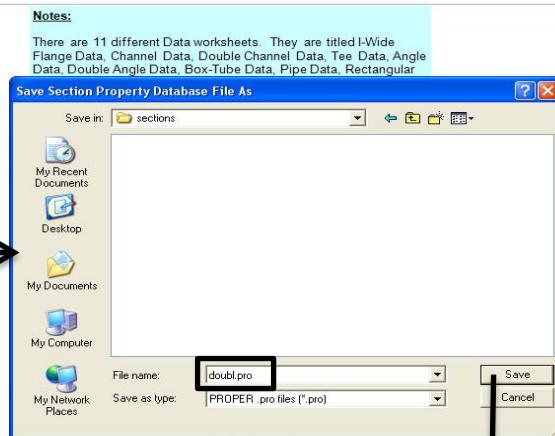
### To read an existing PROPER Version file and display the data in the File Data worksheet:

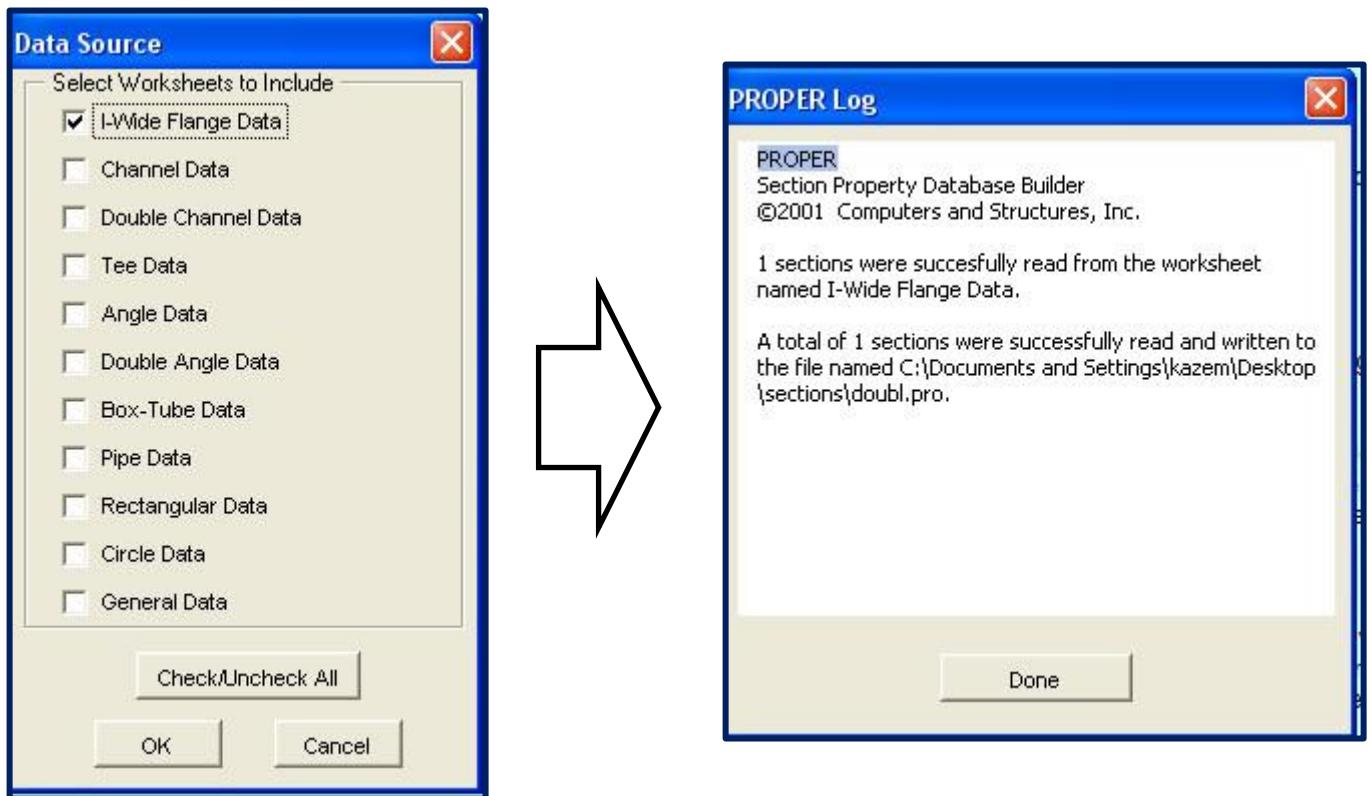
1. Click the "Click to Read a Binary Section Database File" button below, and following the resulting directions.

[Click to Read a Binary V8 Section Database File](#)

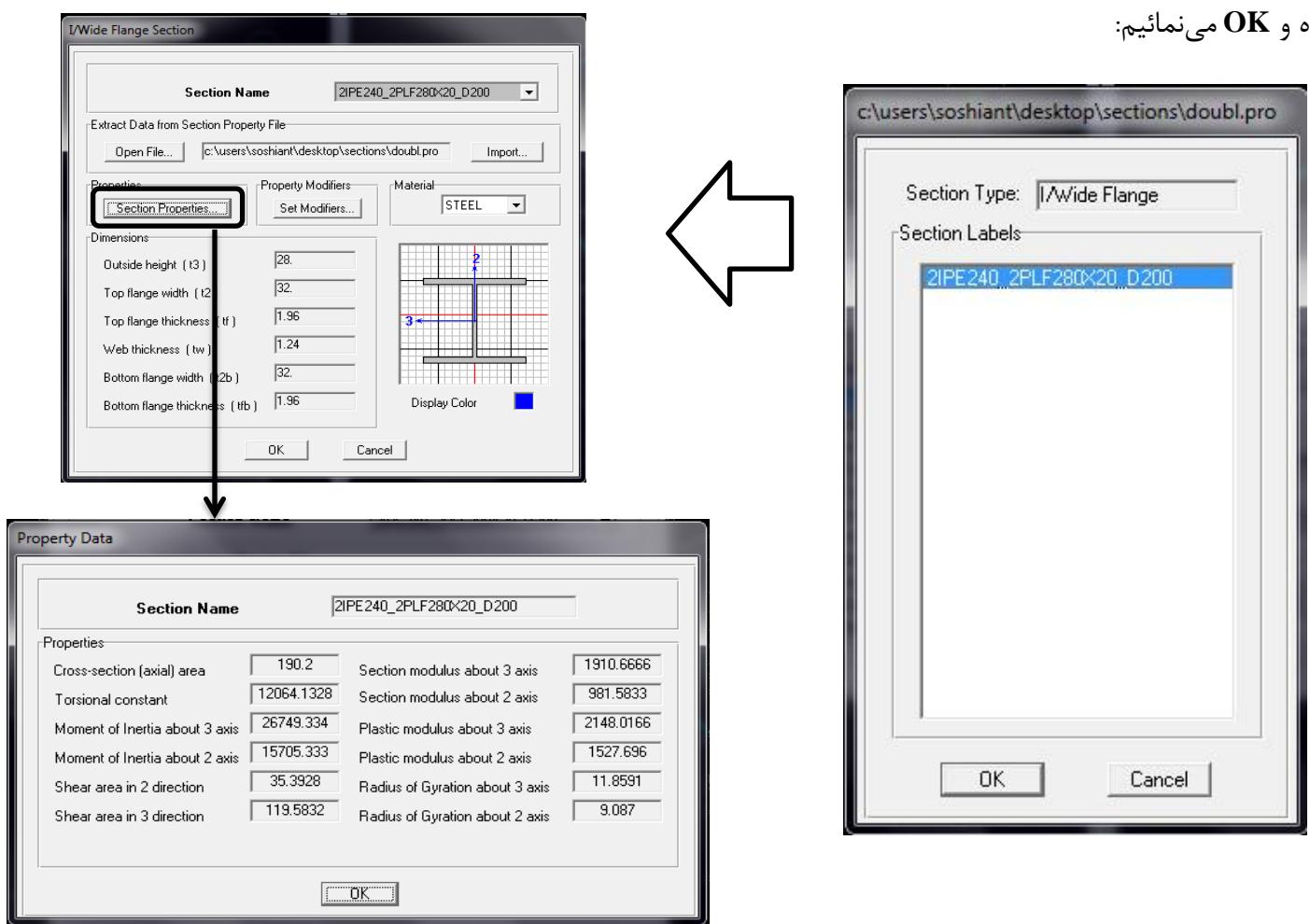
[Click to Read a Binary V7 Section Database File](#)

[Click to Read a Binary V6 Section Database File](#)





گام چهارم: در نرم افزار ETABS روی گزینه Import I/Wide Flange کلیک نموده و به قسمت Define > Frame Sections می رفته و آن را انتخاب نموده و در جعبه جدید باز شده مقطع 2IPE240\_2PLf280x20\_D200 را انتخاب کرده و OK می نماییم:



## \*الزامات طراحی لرزه‌ای Ry

باید بر اساس اینکه از چه مقطعی استفاده می‌کنیم، مصالح مناسب با آن را تعریف نماییم. این مساله در جدول 10-3-2-1 مشخص شده است:

جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر  $R_y$  برای انواع تولیدات فولاد

$R_y$	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردهشده
۱/۲۰	سایر مقاطع نوردهشده شامل مقاطع I شکل، ناوданی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسممه‌ها

در نسخه 2013 از نرمافزار، Ry در غالب تعریف Fye و از طریق منوی Define>materails قابل تعریف است. به طوریکه مناسب با انواع مقاطعی که مربوط به جدول لحاظ مقادیر Ry های متفاوت است هنگام تعریف مقطع برای هر مقطع اون مصالح مربوطه با دیده

$$Ry = Fye/Fy \quad \text{را اختصاص دهیم:}$$

### \* ترکیب بار پی دلتا:

یکی از مواردی که باید فعال کنیم اثر پی دلتا است. برای این اثر لازم است یک ترکیب بار به برنامه معرفی نماییم. این ترکیب بار باید شامل بارهای مرده و زنده باشد. در مورد ضرایب این ترکیب بار نظرات مختلفی مطرح است:

- 1- ترکیب مرده و زنده با ضریب 1
- 2- ترکیب مرده و زنده با ضرایب معرفی شده در ترکیب بار آنها. بر این اساس ضریب 1.2 به بار مرده و 1.6 به بار زنده تعلق می‌گیرد.
- 3- ترکیب به صورت ضریبدار اما با ضرایبی استخراج شده از ترکیبات شامل بار زلزله شامل ترکیبی که بیشترین ضرایب به بار مرده و زنده تعلق می‌گیرد.

همانطور که دیده به رعایتی پیشنهاد خواهد FAB افزایی ابتداء می‌از تحویله لذت بارهای بی‌ثقل بجز انتشاری است. که از ترکیب بارهایی شامل زلزله با

**P-Delta Load Combination:** This area is active if you select the Iterative -- Based on Load Cases option in the Method area of the form. Specify the single load combination to be used for the initial P-Delta analysis of the structure. As an example, suppose that the building code requires the following load combinations to be considered for design:

- (1) 1.4 dead load
- (2) 1.2 dead load + 1.6 live load
- (3) 1.2 dead load + 0.5 live load + 1.3 wind load
- (4) 1.2 dead load + 0.5 live load - 1.3 wind load
- (5) 0.9 dead load + 1.3 wind load
- (6) 0.9 dead load - 1.3 wind load

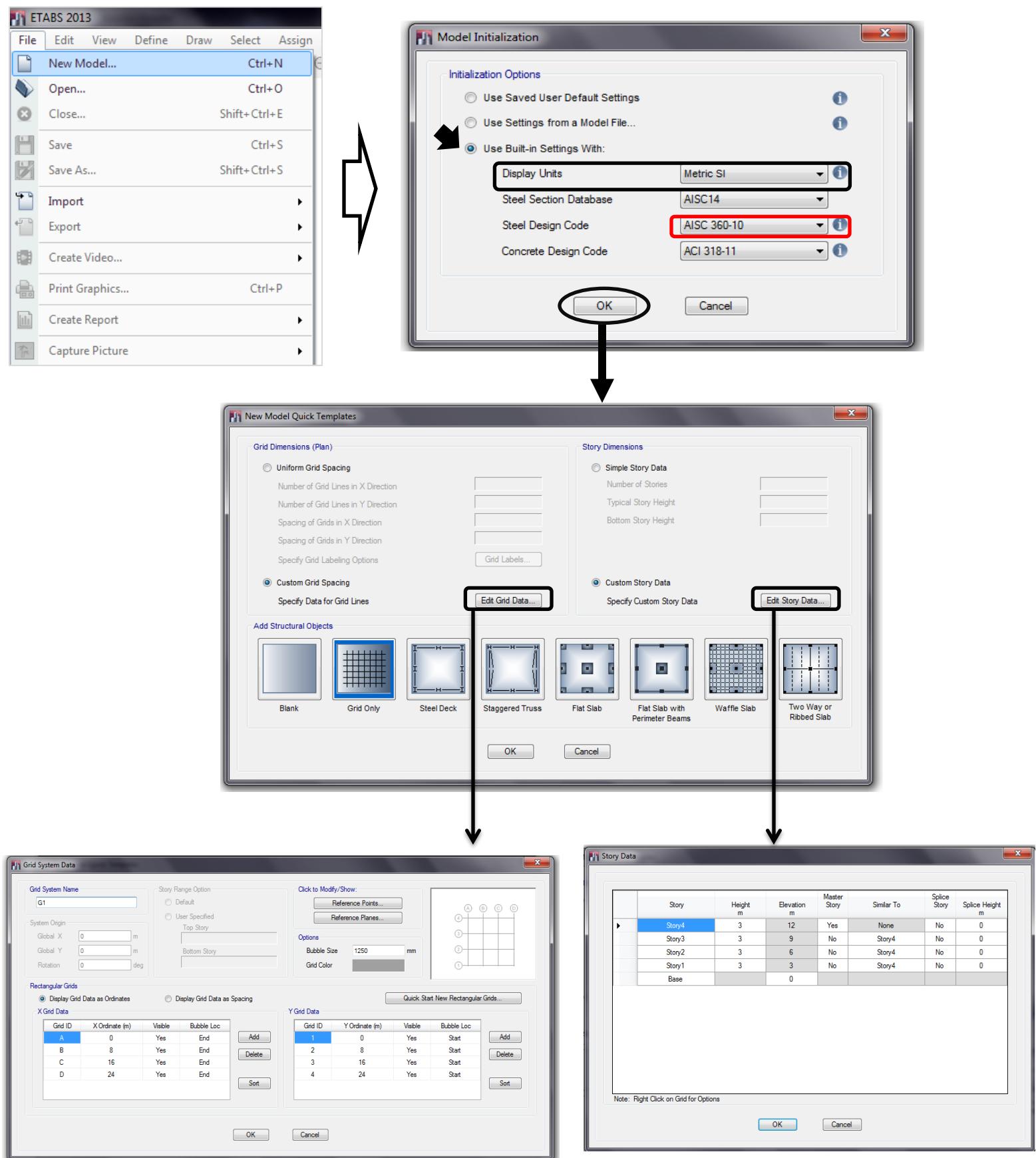
For this case, the P-Delta effect associated with the overall sway of the structure can usually be accounted for, conservatively, by specifying the P-Delta load combination to be 1.2 times dead load plus 0.5 times live load. This will accurately account for this effect in load combinations 3 and 4 above, and will conservatively account for this effect in load combinations 5 and 6. This P-Delta effect is not generally important in load combinations 1 and 2 because there is no lateral load.

بزرگترین ضریب انتخاب می‌شود.

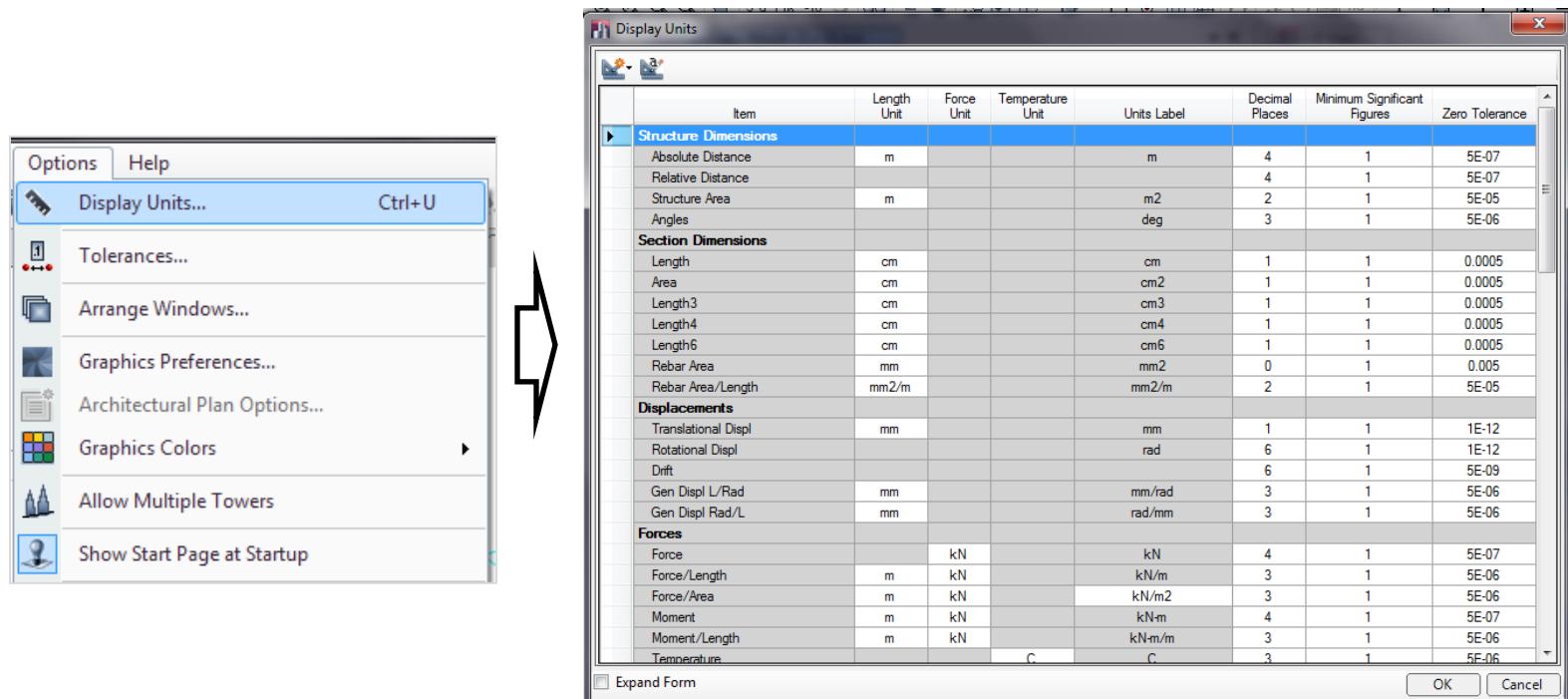
1.2DEAD+1.2SD+0.5RL+LIVE+PL+0.2RLIVE

\*مراحل ایتبس:

1- ساخت مدل:



## 2- تنظیمات واحد برنامه:



## Define > Material Properties

## 3- تعریف مشخصات مصالح:

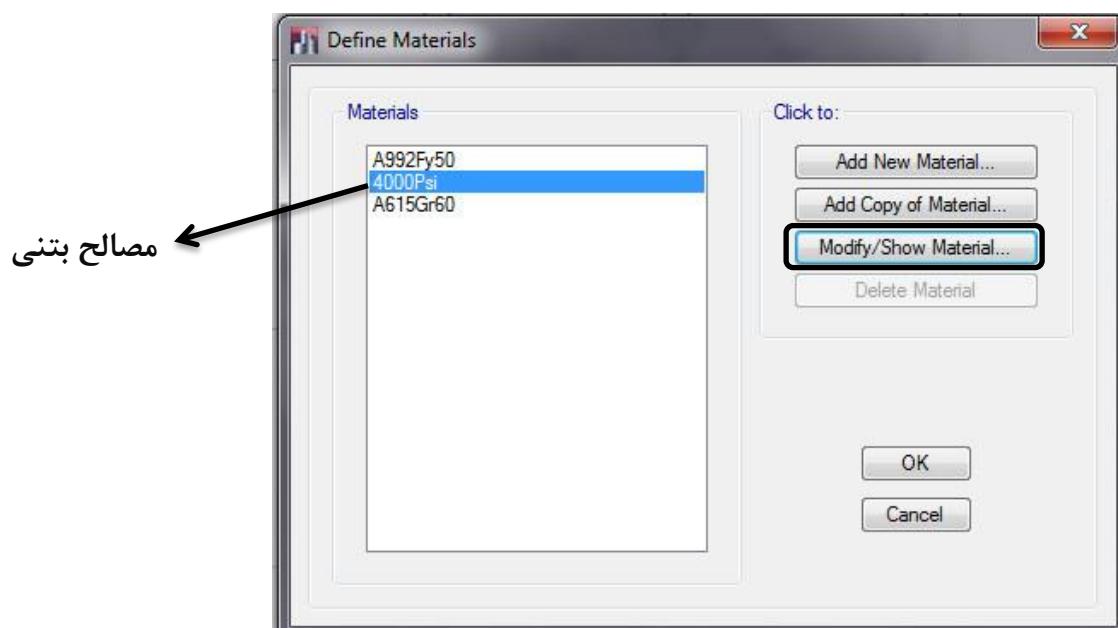
مشخصات بتن:

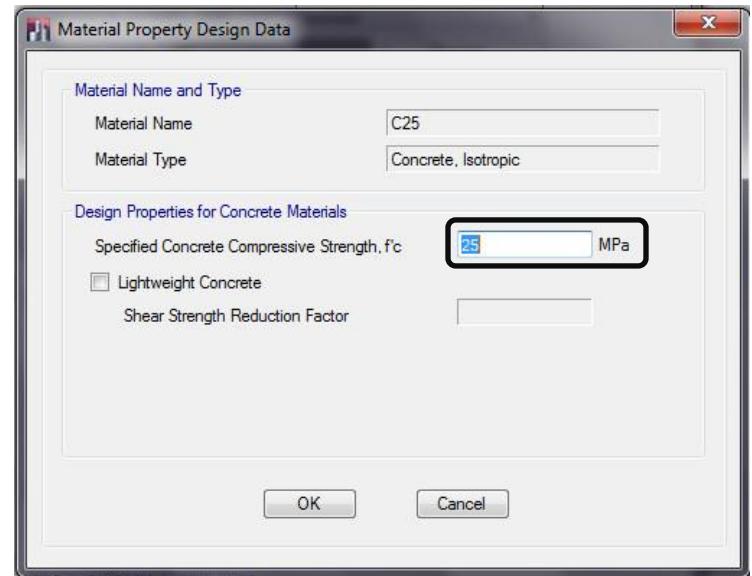
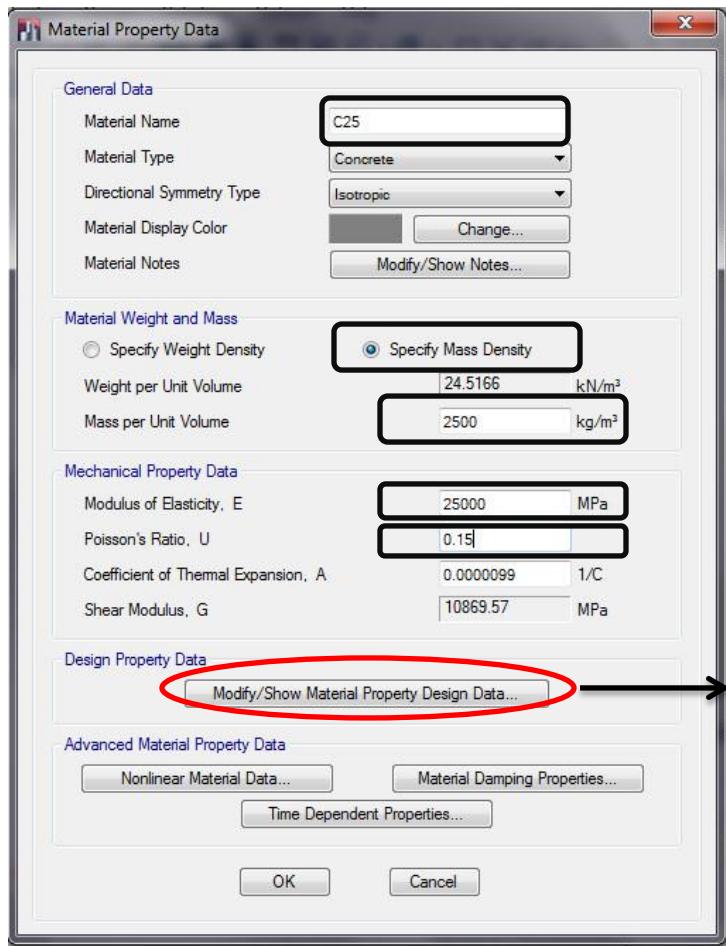
طبق ویرایش سال ۹۲ مبحث نهم مدول الاستیسیته بتن از رابطه زیر محاسبه می شود (با فرض اینکه مقاومت فشاری بتن برابر باشد): 25 MPa

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$$E = (3300\sqrt{25} + 6900) \left(\frac{24}{23}\right)^{1.5} = 24942 \approx 25000 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.15$$

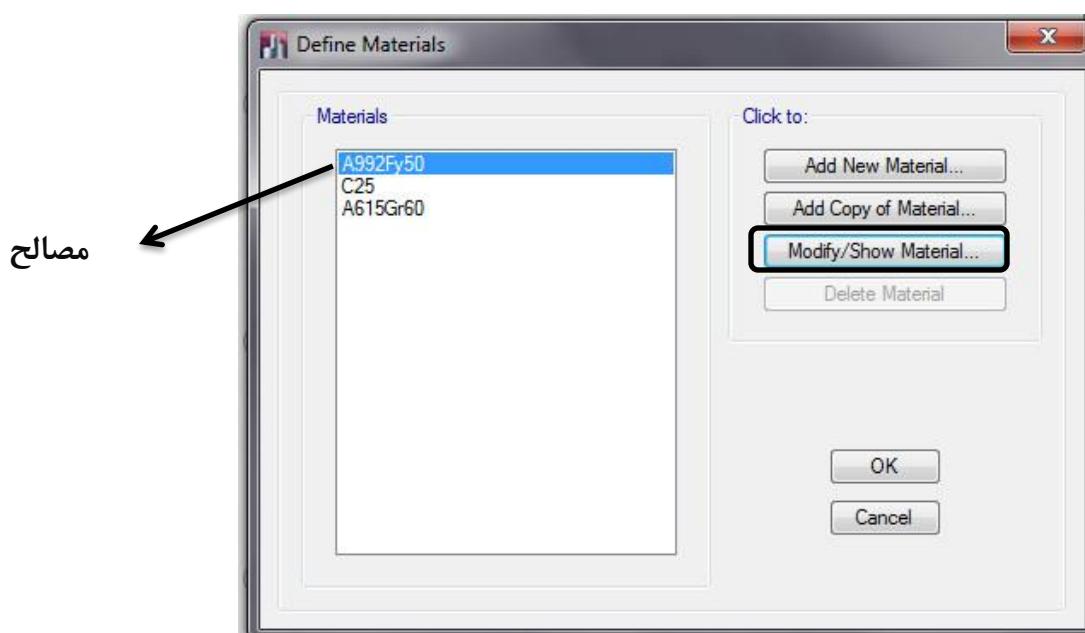


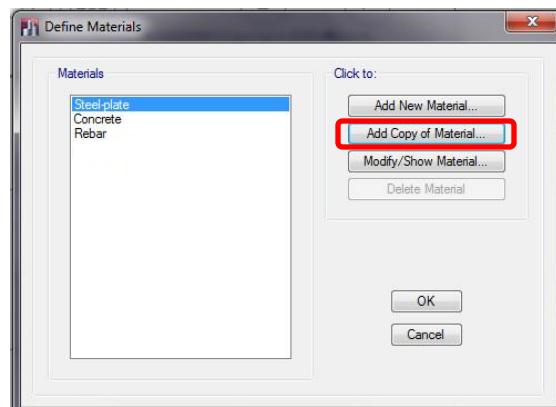
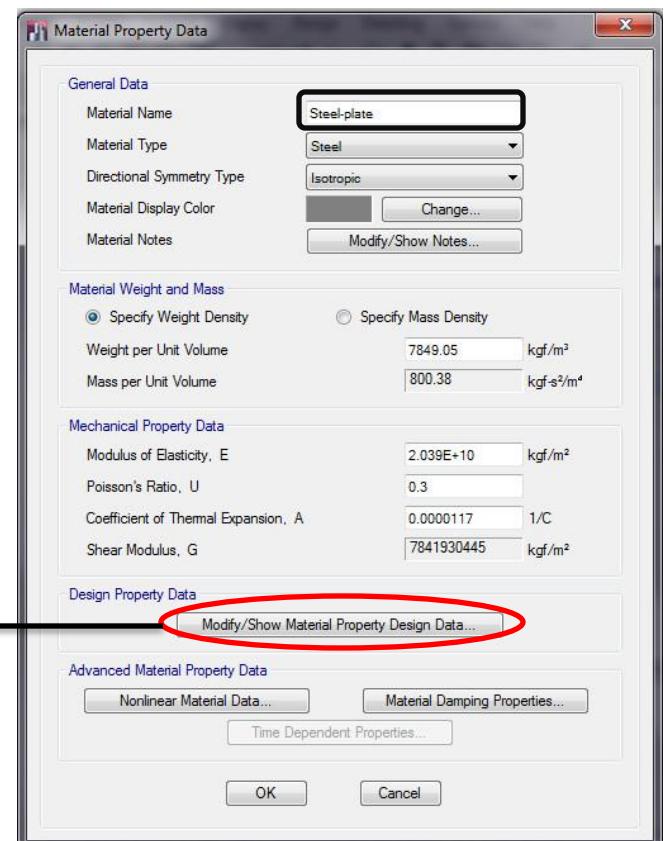
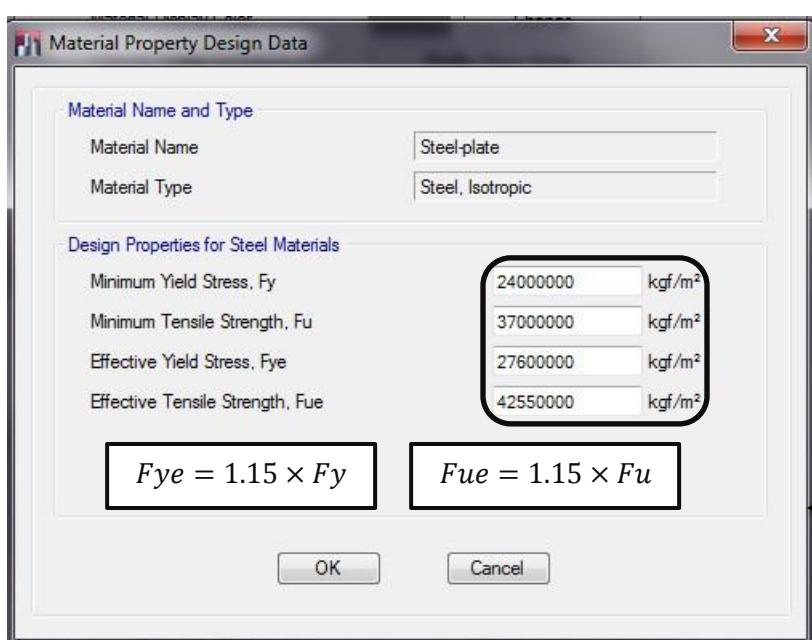


### مشخصات فولاد:

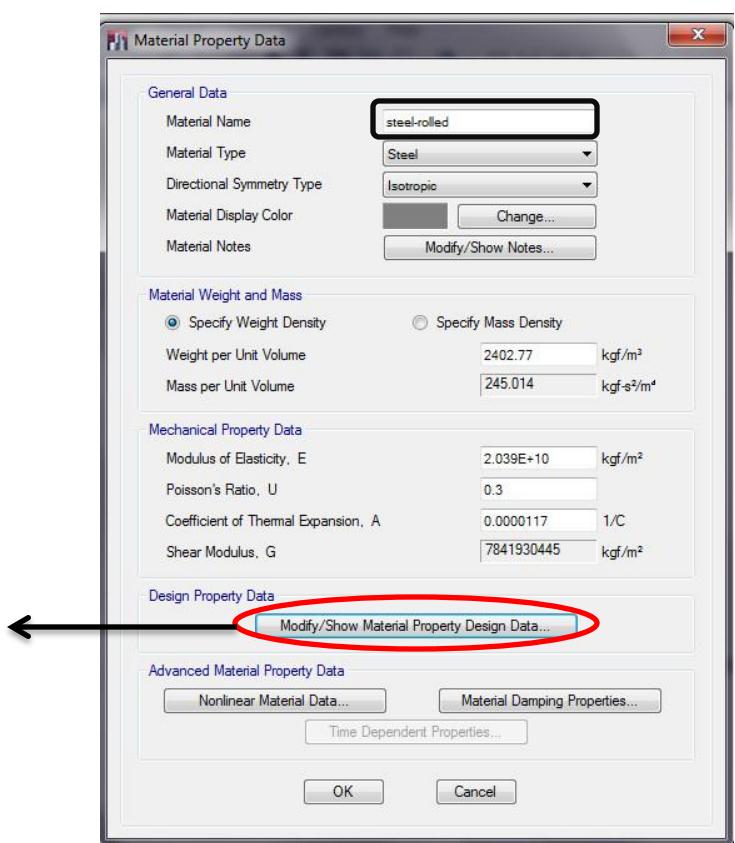
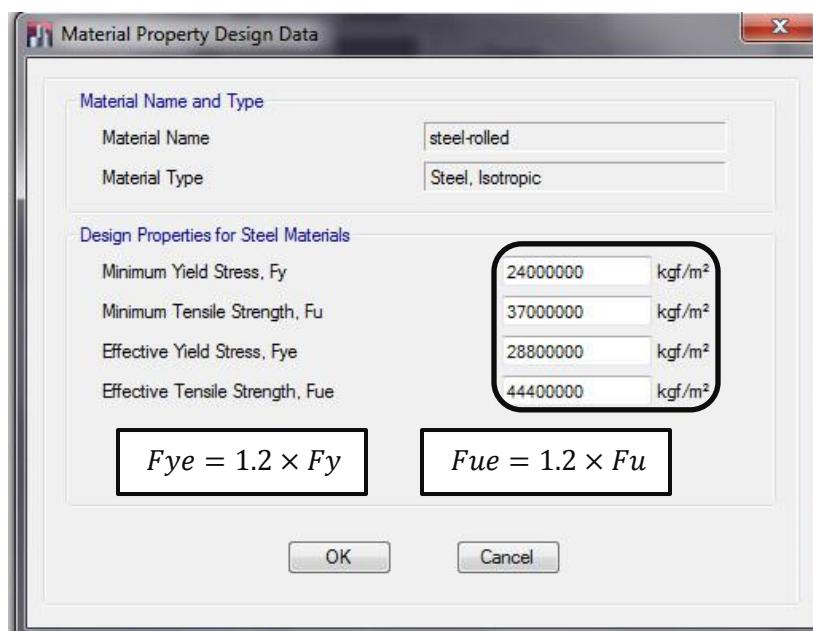
در نسخه 2013 از نرم افزار، Ry در غالب تعریف Fye و از طریق منوی Define>materials قابل تعریف است. به طوریکه متناسب با انواع مقاطعی که مربوط به جدول لحاظ مقادیر Ry های مختلف است هنگام تعریف مقطع برای هر مقطع اون مصالح مربوطه با دیده شدن ضریب Ry در مقدار Fye را اختصاص دهیم:

### مقاطع تیر ورق:





-مقاطعه نورد شده:-



4-تعريف مقاطع:

مقاطع I شكل و جعبه اي:

## Define > Section Properties > Frame Sections



Frame Properties

Filter Properties List

Type: All

Find This Property: 2pe160

Properties

Click to: Import New Properties... Add New Property... Add Copy of Property... Modify/Show Property... Delete Property Delete Multiple Properties... Convert to SD Section Copy to SD Section Export to XML File... OK Cancel

Frame Property Shape Type

Shape Type: Section Shape: Steel I/Wide Flange

Frequently Used Shape Types

Concrete: Box, Circle, T, I

Steel: I/Wide Flange Section (highlighted)

Special: Section Designer, Nonprismatic, Auto Select List, General

Steel Composite: Box, Circle, I, T

OK Cancel

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: I1

Material: Steel-plate

Display Color: Green

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: 0.45 m

Top Flange Width: 0.25 m

Top Flange Thickness: 0.025 m

Web Thickness: 0.013 m

Bottom Flange Width: 0.25 m

Bottom Flange Thickness: 0.025 m

Fillet Radius: 0 m

Show Section Properties... OK Cancel

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: BOX36

Material: Steel-plate

Display Color: Red

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel Tube

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: 0.3 m

Total Width: 0.3 m

Flange Thickness: 0.013 m

Web Thickness: 0.013 m

Corner Radius: 0 m

Show Section Properties... OK Cancel

Frame Properties

Filter Properties List

Type: All

Find This Property: 2pe160

Properties

Click to: Import New Properties... Add New Property... Add Copy of Property... Modify/Show Property... Delete Property Delete Multiple Properties... Convert to SD Section Copy to SD Section Export to XML File... OK Cancel

Frame Property Shape Type

Shape Type: Section Shape: Steel I/Wide Flange

Frequently Used Shape Types

Concrete: Box, Circle, T, I

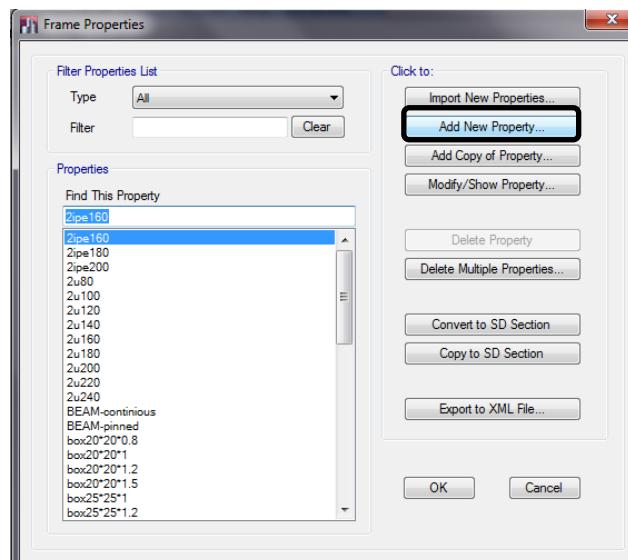
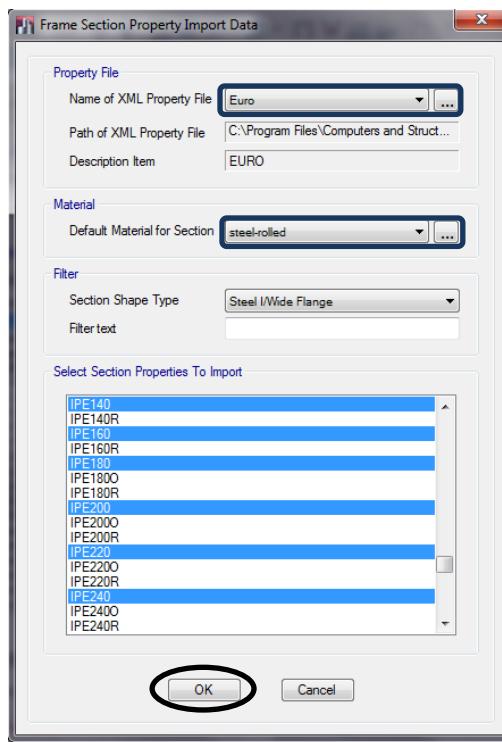
Steel: I/Wide Flange Section (highlighted)

Special: Section Designer, Nonprismatic, Auto Select List, General

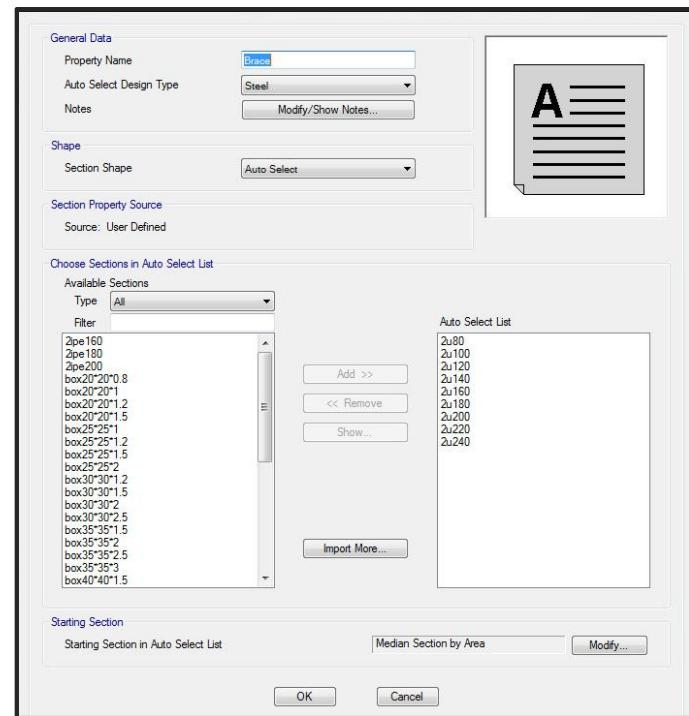
Steel Composite: Box, Circle, I, T

OK Cancel

مقاطع آماده (نورد شده):

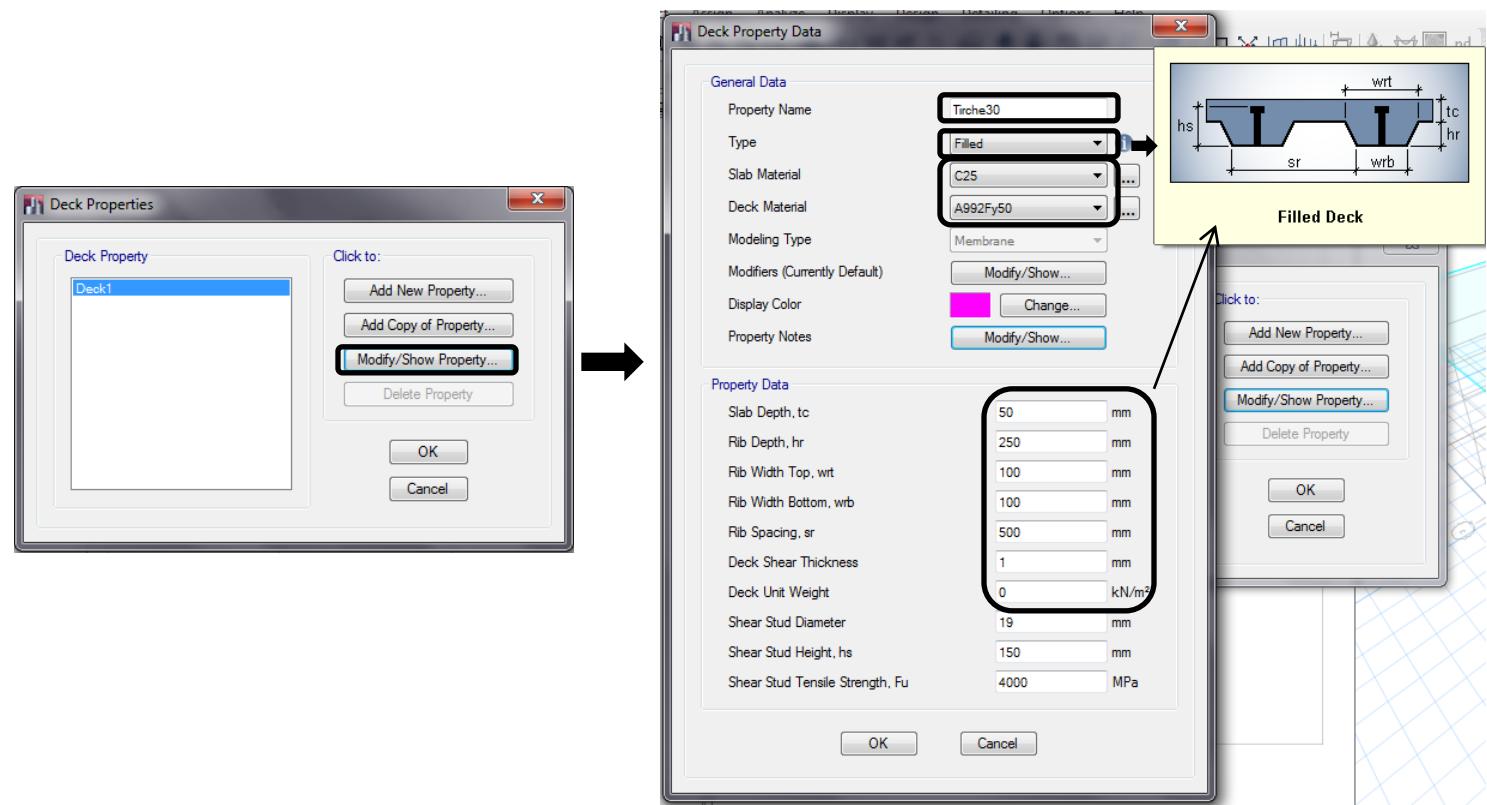


:Auto Selection مقطع-

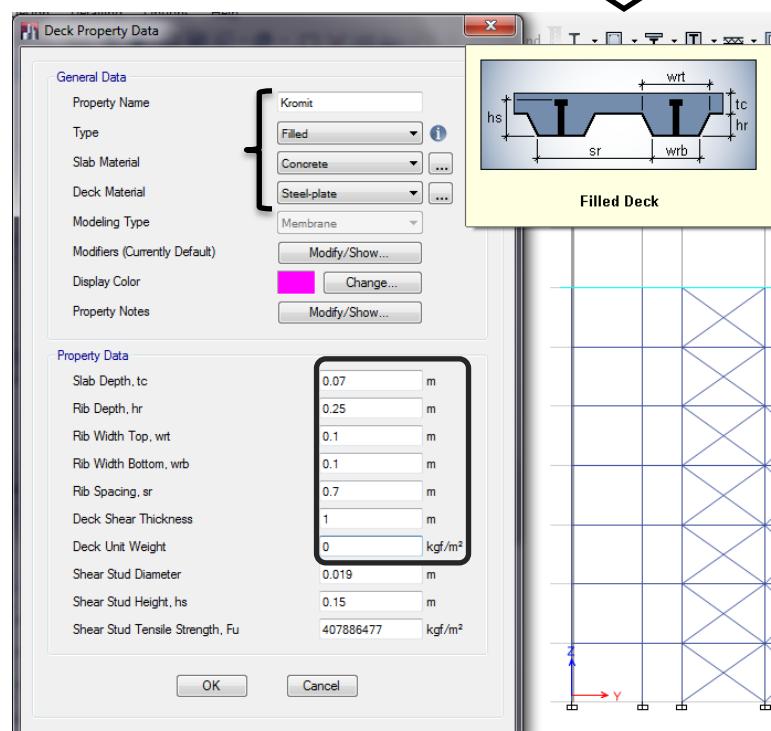


## 5-تعريف مقاطع سقفها:

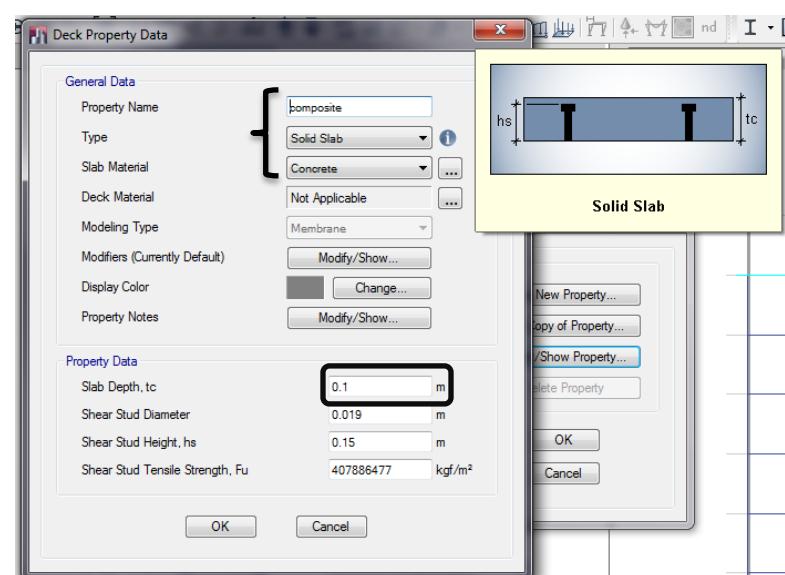
سقف تیرچه بلوک:



سقف کرومیت:

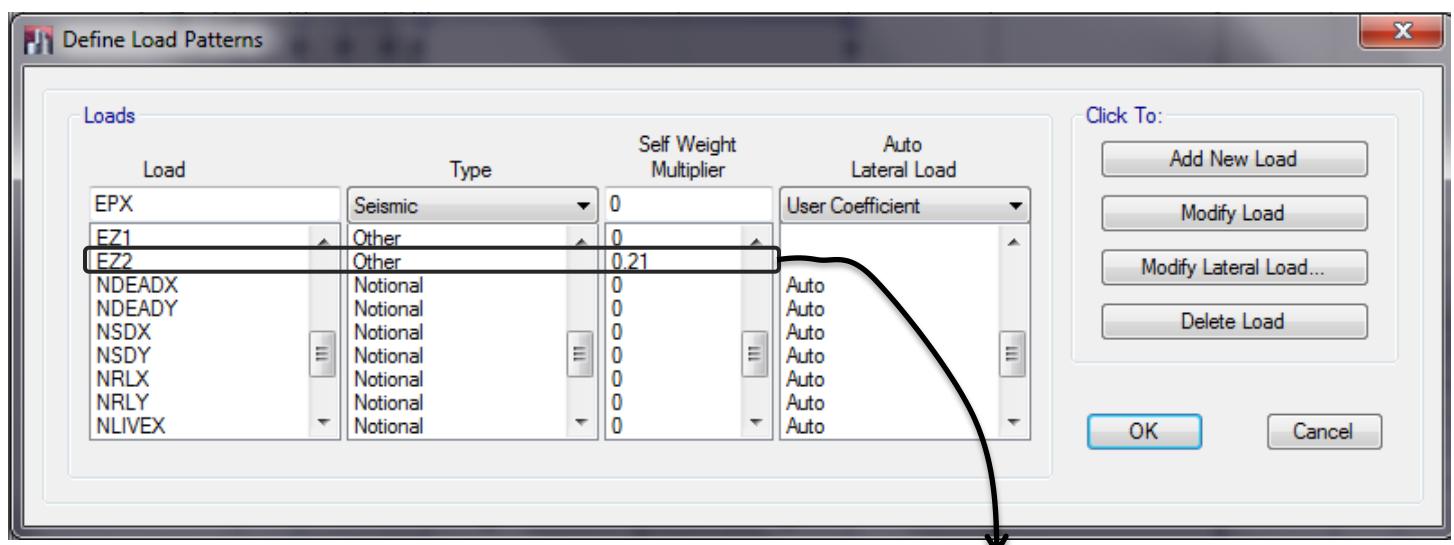
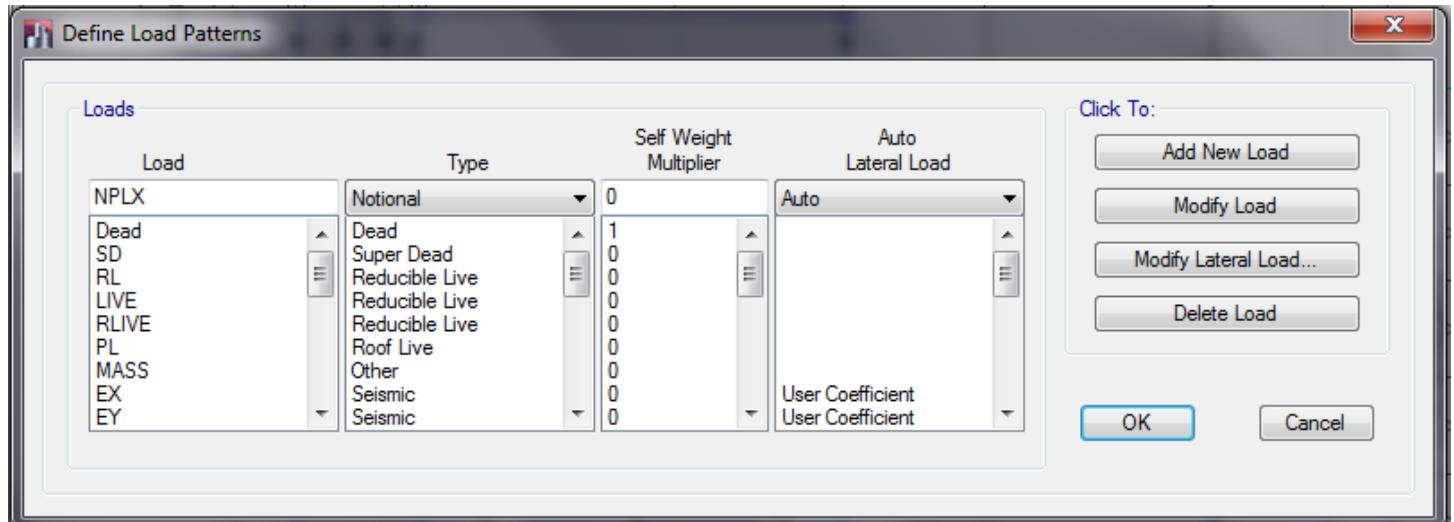


سقف کامپوزیت:



## Define > Load Patterns

7-تعریف بارها:



بار قائم زلزله ناشی از قرارگیری سازه در منطقه با خطر زلزله خیلی شدید در حالت بار **EZ2** وارد شده است. این بار زنده حاصل ضرب **0.6A.I** در بار مرده سازه است. مثلاً اگر **A=0.35** باشد این ضریب در سازه برابر **0.21** می‌شود. اگر بار **DEAD** توسط خود نرم افزار به صورت خودکار محاسبه شود در این صورت بخشی از این بار که مربوط به بار مرده حالت بار **DEAD** است که مربوط به بار اسکلت **SELF WEIGHT** و دال سقف است در هنگام معرفی حالت بار **EZ2** به نرم افزار با اعمال ضریب **0.21** برای گزینه **MULTIPLIER** به صورت خودکار توسط نرم افزار محاسبه می‌شود. بقیه آن با اعمال ضریب **0.21** به بارهای مرده اعمال شده در حالت بار **SD** به نرم افزار به صورت دستی وارد شده است. نحوه اعمال آن دقیقاً مشابه نحوه اعمال بار در حالت بار **SD** است. یعنی اگر بار به صورت گسترده سطحی به المانهای سقف وارد شده است، حالت متناظر نیز به همین شکل با اعمال ضریب **0.21** در حالت بار **EZ2** وارد شده است و یا اگر بار مرده **SD** معادل به صورت گسترده خطی، پوده است، بار معادل قائم زلزله نیز به همین شکل اعمال شده است.

بار زلزله قائم نوع **EZ1** برای قسمتهای طرہ سازه به صورت ضریبی از کل بارهای مرده و زنده سازه اعمال می‌شود. ضریب به کار برده برای این حالت دو برابر حالت بار **EZ2** است بر این اساس باید از ضریب **0.42** استفاده شود و ضریب فوق باید به مجموع بارهای مرده و

زنده با درصد مشارکت 100 درصد ضرب شود. در این حالت بار باید وزن سازه در حالت **DEAD** نیز محاسبه و به بقیه وزن مرده و زنده سازه اعمال شود. در نحوه اعمال این بار نکات دیگر گفته شده در بند قبل نیز صادق است.

در سازه های فولادی که سقف آنها از نوع سقف کامپوزیت (مختلط) می باشد، دو نوع بار مرده تعریف می کنیم: Dead و Super Dead. در صورتی که سقف کامپوزیت نداشته باشیم و یا اینکه نخواهیم این سقف را در نرم افزار طراحی کنیم، نیازی به تعریف Super Dead نمی باشد.

☞ **گام ۱:** ابتدا بار ناشی از وزن تیر، دال بتی و قالب بر تیر فولادی تنها اثر داده شده و تنش در بال کششی محاسبه می گردد.

☞ **گام ۲:** سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مردهای که بعد از گرفتن دال وارد می شوند مثل وزن کفسازی، تینهها و مورد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می شوند و تنش در بال کششی محاسبه می شود.

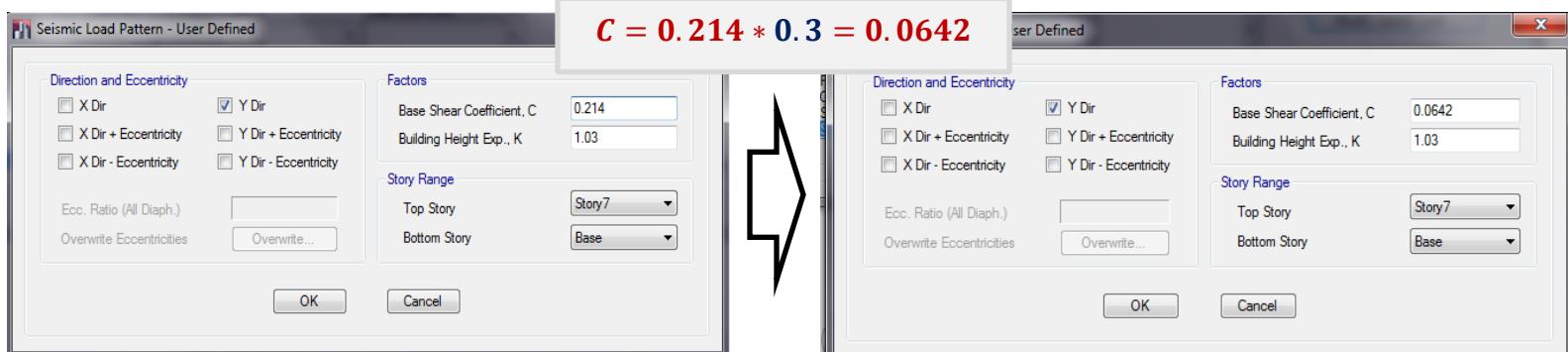
## Define > Load Combinations

### 8-معرفی ترکیب بارها:

**مثال:** برای معرفی ترکیب بار شماره 13 جدول ترکیب بارها، در صورتی که سیستم سازه ای جهت X قاب خمشی و جهت Y مهاربند هم محور باشد به صورت زیر عمل می کنیم:

چون می خواهیم از ترکیب بارهای خود کار تشیدی یافته نرم افزار استفاده کنیم می بایست در ترکیب بار تشیدی یافته نیز ضربی 0.3 اعمال شود. برای این کار مقادیر ضربی زلزله را در ضرب 0.3 ضرب می کنیم و در ترکیب بار EX و EY ضربی 0.3 را وارد نمی کنیم.

بارهای مرده	بارهای زنده						بارهای زلزله						NOTIONAL بارهای												
	Dead	SD	LIVE	RL	PL	RLIVE	EX	EY	EPX	EPY	ENX	ENY	EZ1	EZ2	NDEADX	NDEADY	NSDX	NSDY	NLIVEX	NLIVEY	NRLX	NRLY	NPLX	NPLY	NRLIVEY
13	1.2	1.2	1	0.5	1	0.2		0.3	1				0.3	0.3											

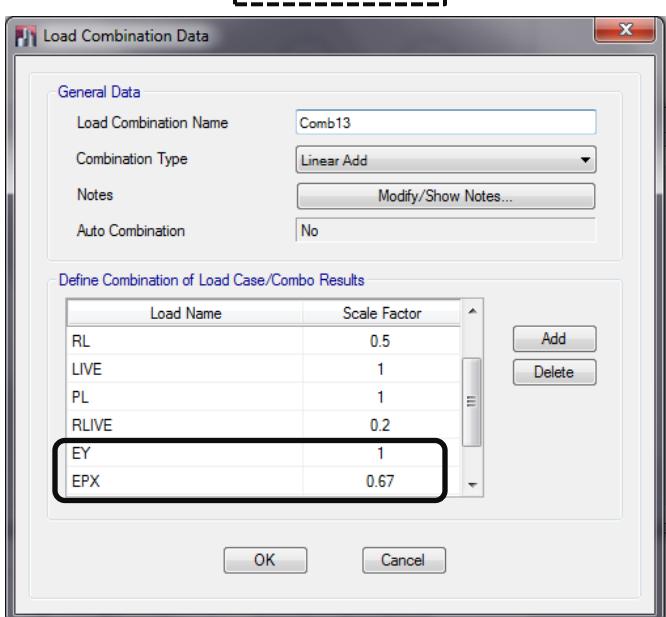


- نکته بعدی اینکه چون سیستم سازه ای استفاده شده در دو جهت با هم متفاوت است، ضربی اضافه مقاومت که جهت ترکیب بارهای تشیدی یافته استفاده می شود نیز برای دو جهت متفاوت است. این ضربی برای جهت قاب خمشی طبق مبحث دهم برابر 3 و برای جهت قاب ساده و مهاربند هم محور برابر 2 می باشد. اما در نرم افزار فقط یک ضربی را می توان وارد نمود. برای اینکه تنها یک ضربی اضافه مقاومت را بتوانیم به نرم افزار بدهیم، فرض ضربی اضافه مقاومت را برابر 2 لحاظ کنیم، می توانیم برای جهت قاب خمشی (مثلاً جهت X) ضربی زلزله را در ضربی 1.5 (نسبت ضربی اضافه مقاومت برای قاب خمشی به ضربی اضافه مقاومت برای مهاربند) ضرب کنیم. برای

جبران این اضافه ضریب که ترکیب بارهای عادی را دست بالا می‌کند، در ترکیب بارهای عادی ضریب بار زلزله جهت قاب خمی را در  $\frac{2}{3}$  ضرب می‌کنیم.

بارهای مرده	بارهای زنده						بارهای زلزله						NOTIONAL											
	Dead	SD	LIVE	RL	PL	Rlive	EX	EY	EPX	EPY	ENX	ENY	EZ1	EZ2	NDEADX	NDREADY	NSDX	NSDY	NLIVEX	NLIVEY	NRLX	NRLY	NPLX	NPLY
13	1.2	1.2	1	0.5	1	0.2		0.3	1				0.3	0.3										

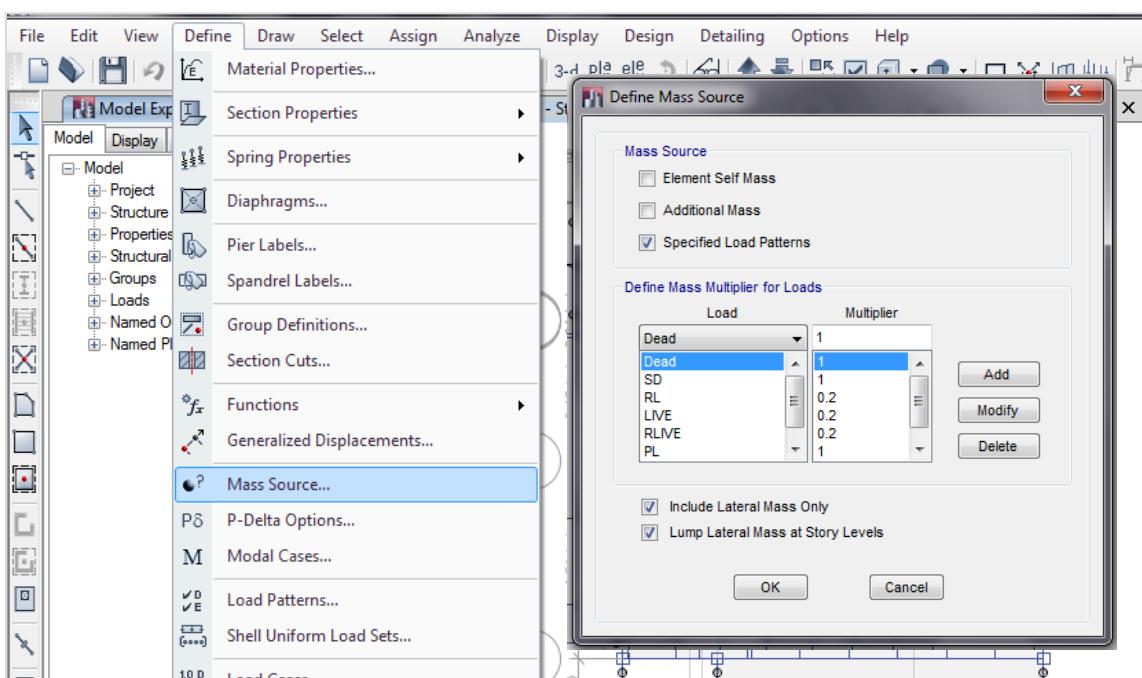
$$1 * \frac{2}{3} = 0.67$$



بنابراین در معرفی ترکیب بار برای ضریب EY مقدار 1 و برای ضریب EPX مقدار 0.67 را وارد می‌کنیم:

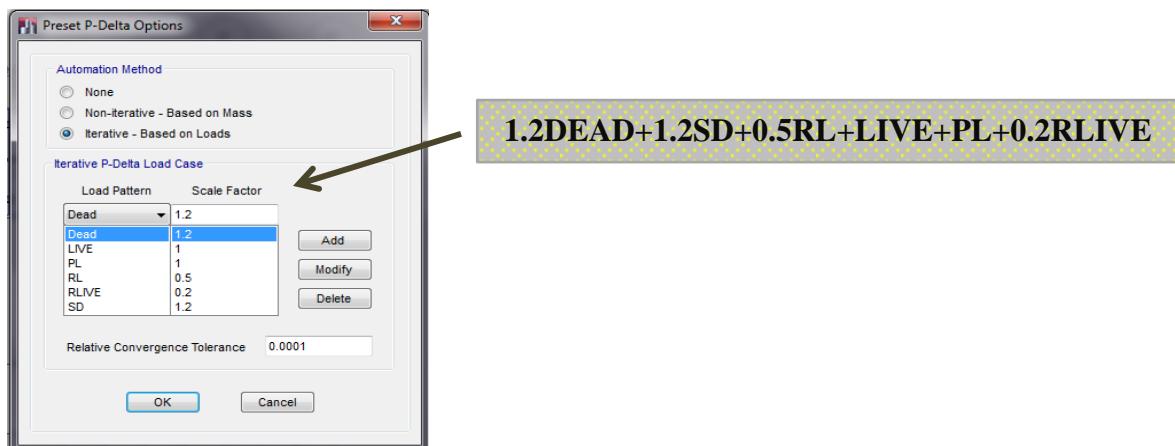
## Define > Mass Source

9- معرفی ترکیب بار جهت محاسبه جرم موثر سازه جهت محاسبه برش پایه زلزله

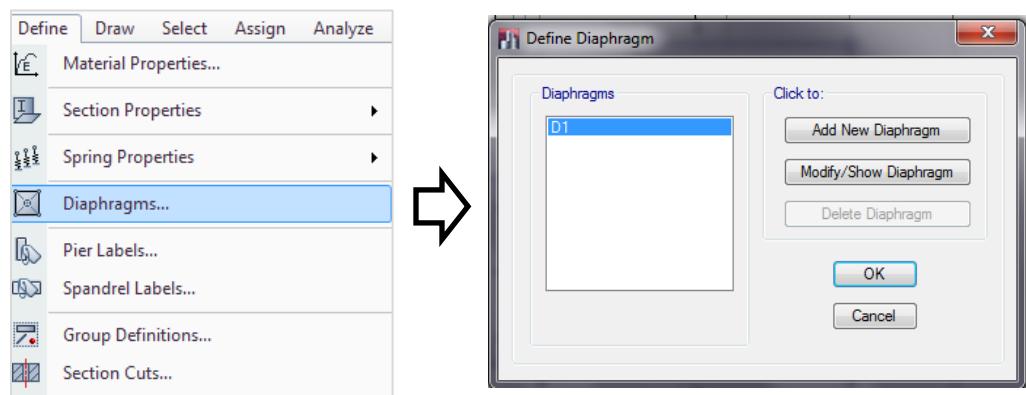


## 10- معرفی ترکیب بار پی دلta:

### Define > Preset P-Delta Options



### Define > Diaphragms

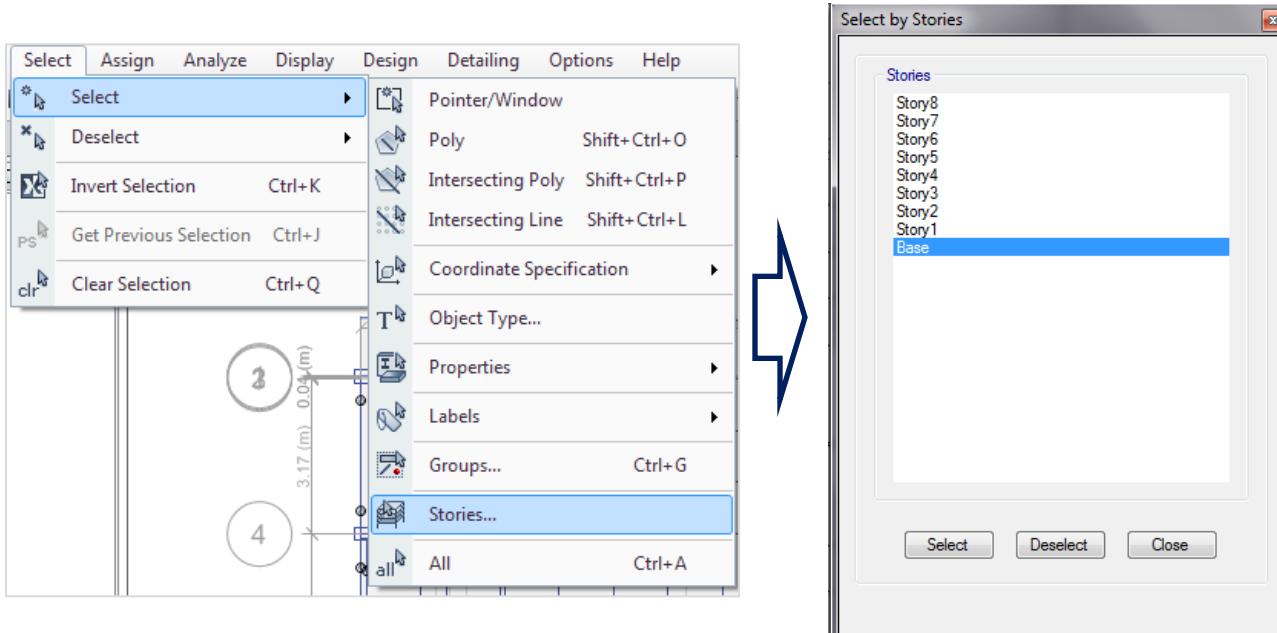


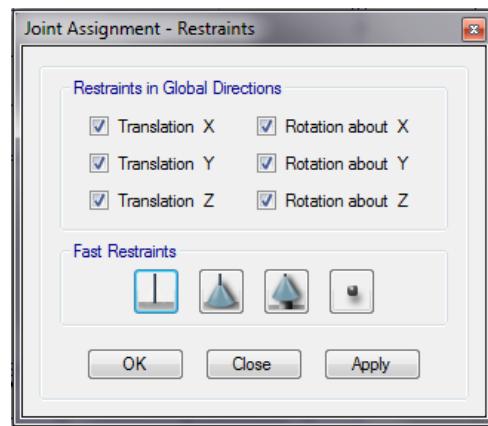
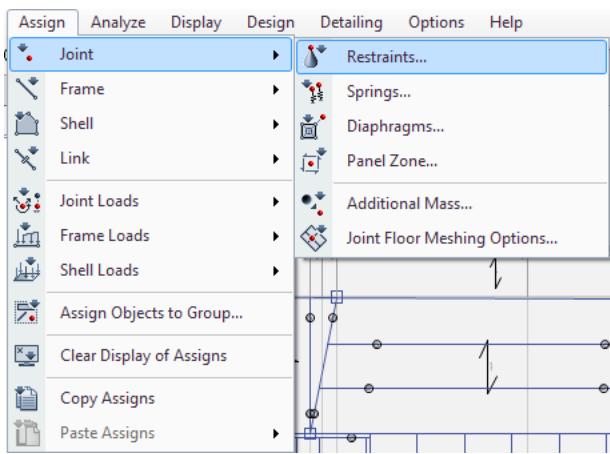
## 11- معرفی دیافراگم صلب:

اگر سازه مورد نظر دارای درز انقطاع و نیم طبقه باشد، می‌بایست بیش از یک نوع دیافراگم تعریف نمائیم.

## 12- اختصاص تکیه‌گاه گیردار برای اتصال ستون به پی:

ابتدا با استفاده از دستور **Select > Select > Stories** طبقه **Base** را انتخاب نموده و سپس دستور **Assign > Joint > Restraints** را اجرا نموده و تکیه‌گاه گیردار را انتخاب کنید:





### 13-بارگذاری سازه: با توجه به مبحث ششم مقدار بارهای مرده، زنده و ... را به سازه اعمال می‌کنیم:

#### - حالت بار RL از نوع REDUCED LIVE

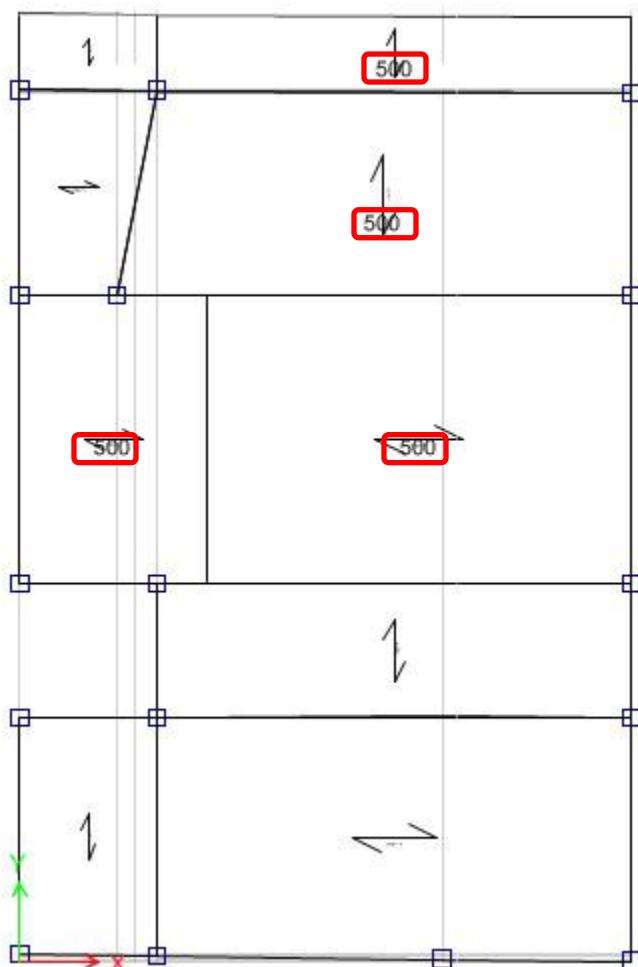
این حالت بار برای اعمال بارهای زنده طبقات در حالتی که بار زنده قابلیت کاهش سربار زنده باشد، تعریف می‌شود. برای کاربری‌هایی که بار زنده آنها کمتر از 500 کیلوگرم بر متر مربع باشد جز در مورد پارکینگ‌ها می‌توان این حالت بار را اعمال کرد. در کاربری‌های مسکونی فاقد پارکینگ این حالت شامل تمام کاربری‌ها جز بام می‌شود.

#### - حالت بار RLIVE از نوع ROOF LIVE

برای لحاظ کردن بار زنده بام، در بام بین بارهای زنده، برف و باراین مقدار ماقزیمم را در این حالت بار وارد می‌کنیم.

#### - حالت بار LIVE از نوع LIVE

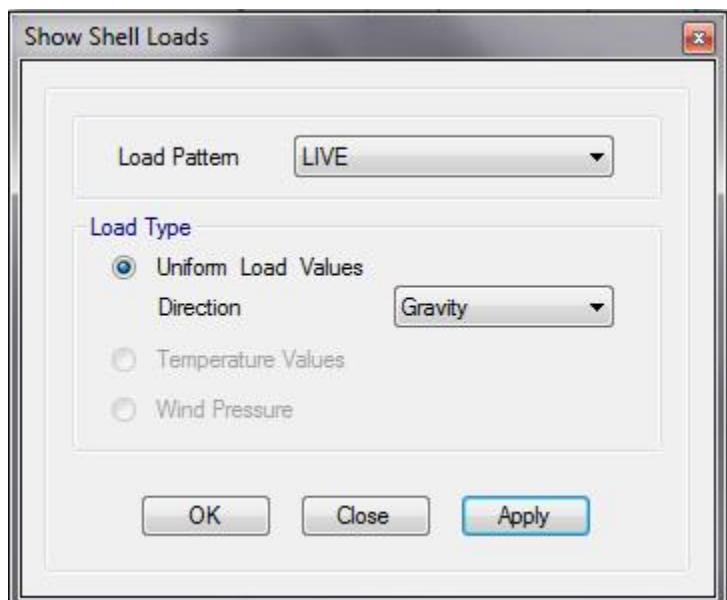
این حالت بار برای اعمال بارهای زنده طبقات (کاربری‌های راهپله و اتفاهی پذیرایی) تعریف می‌شود. در این کاربری‌ها بار معادل تیغه‌ها وارد نمی‌شوند.



#### - حالت بار PL از نوع LIVE

جهت اعمال بارهای زنده معادل گستردگی تیغه ها.

#### به طور مثال حالت بار LIVE در طبقات:



\* در محاسبه بار معادل تیغه‌ها (حالت بار PL) که البته از نوع زنده است، وزن دیوارها را محاسبه و بر مساحت سقف تقسیم می‌کنیم. در این محاسبه فقط وزن دیوارهایی را محاسبه می‌کنیم که در قسمتی از سقف با بار زنده کمتر از 400 کیلوگرم متر مربع قرار گرفته است. در محاسبه وزن دیوارهایی که مرز دو ناحیه با بار زنده کمتر و بیشتر از 400 می‌توان نصف بار را به بخش وزن را به هر کدام از این دو ناحیه اختصاص داد.

\* با توجه به بند 6-5-5-2 مبحث 6 که صریحاً گفته شده: اگر بار زنده بیش از 400 کیلوگرم بر متر مربع باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار معادل تیغه‌ها (حالت بار PL) نیست.

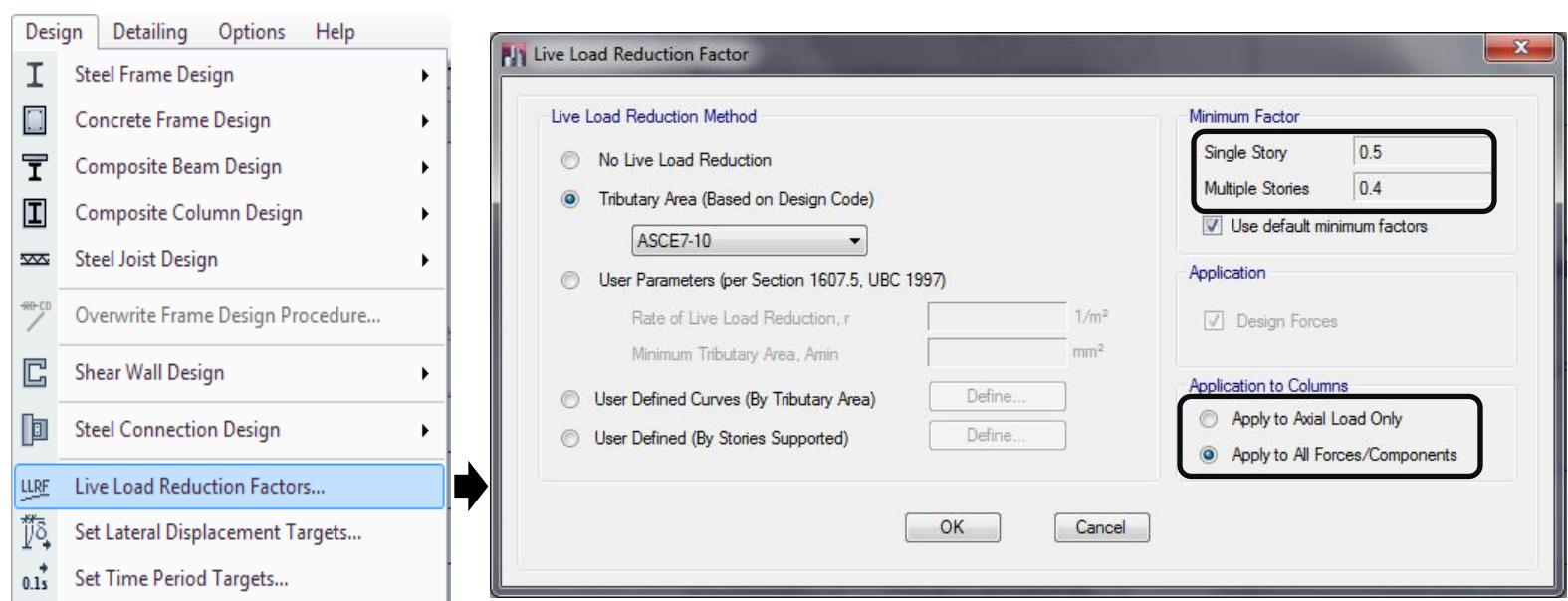
\* کاهش سربار برای بارهای بیش از 500 غیرمجاز است در واقع بار زنده 500 نیز قابلیت کاهش سربار زنده را نیز دارد. پس کل بارهای مربوط به کاربری مسکونی جز بام قابلیت کاهش سربار را دارد (مگر قسمت پارکینگ).

\* بار زلزله قائم از نوع Other تعریف شود تا در ترکیب بارهای تشدید یافته تشدید نشود.

\* بارهای زلزله قائم در تمام ترکیب بارها با ضریب 1 وارد شوند. به نظر میرسد که ضابطه 100-30 شامل اینحالات بار نیست و مشارکت این حالت بار با بار افقی زلزله 100 درصدی است.

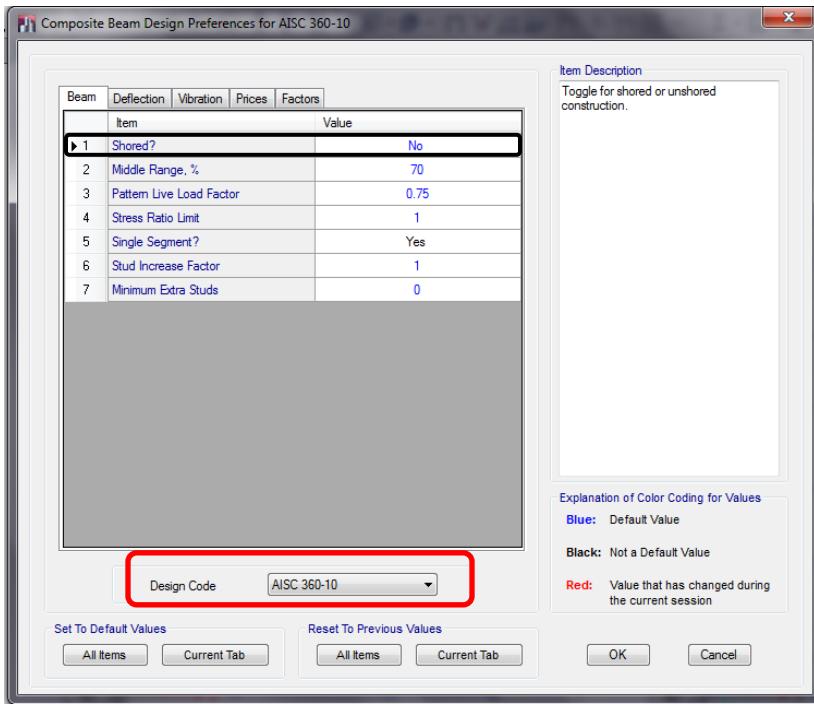
#### 14- کاهش بارهای زنده:

کاهش سربار زنده از طریق منوی **design > live load reduction factor** فعال می‌شود. ضوابط مبحث ششم در رابطه با کاهش بارهای زنده در ویرایش 92 تغییر کرده است. ضوابط جدید مطابق با ضوابط آیین نامه AISCE7-10 می‌باشد. البته توجه نمایید که با انتخاب این آیین نامه تمام نکات مورد نظر در نرم‌افزار فعال نمی‌شود ولی به هر حال اکثریت نکات فعلی می‌شود و آنهایی هم که نمی‌شود در جهت اطمینان است. حداقل ضریب بار زنده برای عناصری که یک طبقه بار به آنها وارد می‌شود برابر 0.5 و برای بقیه برابر 0.4 تنظیم شده است. اعمال کاهش سربار زنده در طراحی ستون‌ها فقط به بارهای محوری آنها محدود نشده است:



## 15- تنظیمات کلی طراحی تیرهای کامپوزیت: design > composite beam design > view revise preferences

دستور بالا را اجرا نموده و در جعبه باز شده از کشوی مربوط به AISC 360-10 آبین نامه Design Code را انتخاب نموده و:

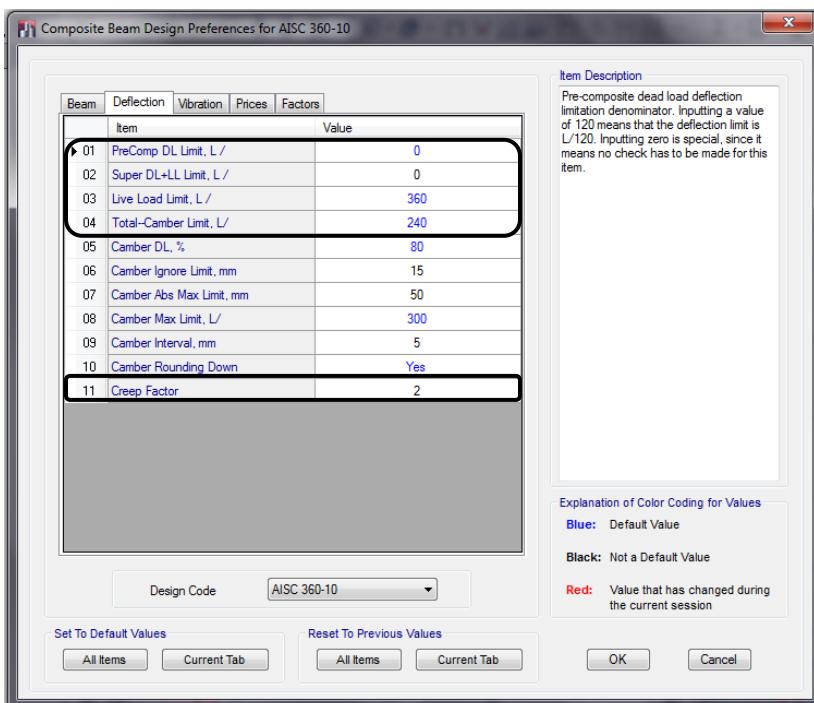


- در تب Beam:

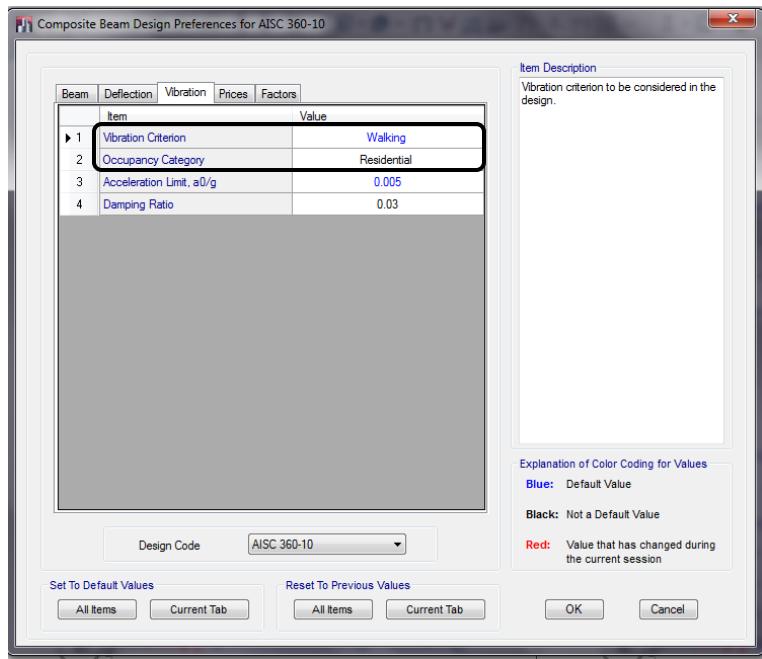
- در قسمت Shored? گزینه No را فعال می کنیم. که با این عمل به برنامه عدم وجود پایه موقت تعریف می شود.
- در قسمت Middle Range عدد 70 به صورت پیش فرض مناسب بوده. در اینجا فرض می کنیم که 15 درصد ابتدا و 15 درصد انتهای بدون عملکرد مختلط می توانند بارهای وارد را تحمل کنند و 70 درصد میانی جزء تیر مختلط هستند.
- بقیه پارامترها به صورت پیش فرض مناسب بوده و نیازی به تغییر ندارند.

- در تب deflection:

- در گزینه اول که مربوط به محدود کردن خیز تیرها می باشد عدد صفر مناسب است.
- گزینه دوم در مبحث دهم وجود نداشته و بهتر است که عدد 1 ویرایش گردد تا برنامه این محدودیت را در نظر نگیرد.
- خیز ناشی از بار زنده باید به  $\frac{l}{360}$  و خیز ناشی از کل بار به  $\frac{l}{240}$  محدود شود.
- طبق مبحث دهم در کنترل خیز ناشی از بارهای دائمی (بار مرده) باید اثر خرمش نیز دیده شود. طبق توصیه مراجع در این محاسبه جهت افزایش خیز، مقدار مدول الاستیسیته بتن باید بر ضریب 2 یا 3 تقسیم شود. بنابراین در قسمت Creep Factor مقدار 2 یا 3 را وارد می کنیم.
- سایر پارامترها به صورت پیش فرض مناسب بوده و نیازی به تغییر ندارند.



## - در تب :Vibration



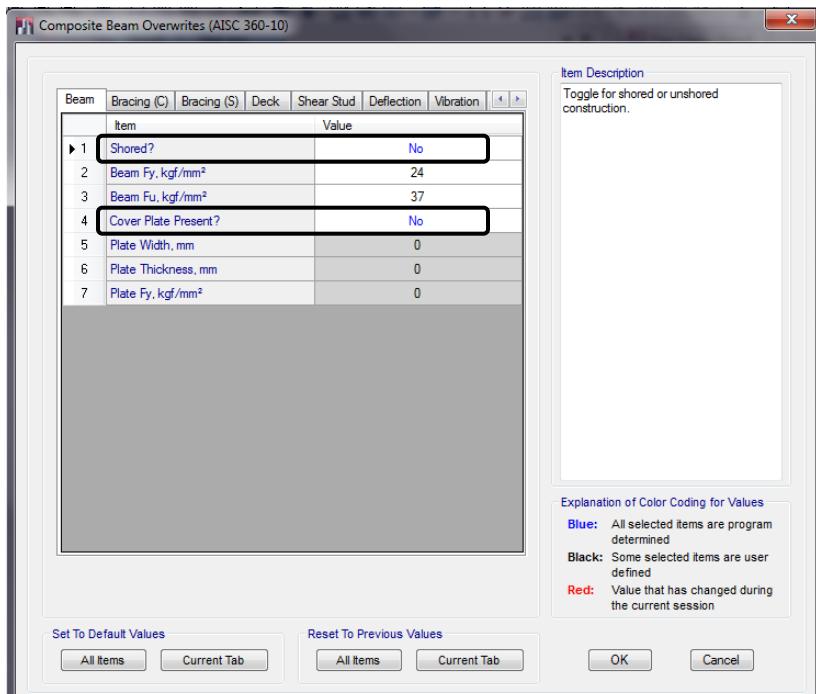
این تب زمانی مورد اهمیت است که فرکانس تیر را تحت بارهای وارد کنترل و محدود کنیم (می‌توان بدلیل وجود تیغه‌بندی در طبقات نیازی به کنترل ارتعاش سقف نباشد). طبق مبحث دهم بند 4-10-2 در طراحی تیرها باید در صورت عدم وجود تیغه‌بندی مناسب، اثر ارتعاش نیز لحاظ شود. بر این اساس طراحی باید به گونه‌ای انجام گیرد که فرکانس نوسان تیر از 5 هرتز بیشتر نشود.

- در قسمت walking vibration criterion گزینه Walking گزینه تعیین فرض شده است که بر روی سقف راه رفتن عادی وجود دارد، انتخاب می‌کنیم.
- در قسمت occupancy category گزینه Residential گزینه تعیین سقف دارای کاربری مسکونی است، انتخاب می‌کنیم.

## 16- تنظیمات قبل از طراحی تیرهای کامپوزیت: design > composite beam design > view revise overwrites

ابتدا تمامی تیرهای کامپوزیت در تمام طبقات را انتخاب می‌کنیم و سپس دستور بالا را اجرا نموده و در پنجره جدید باز شده:

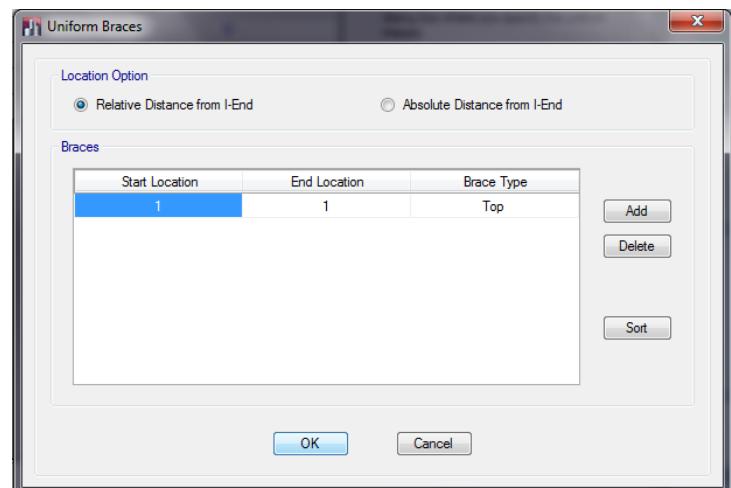
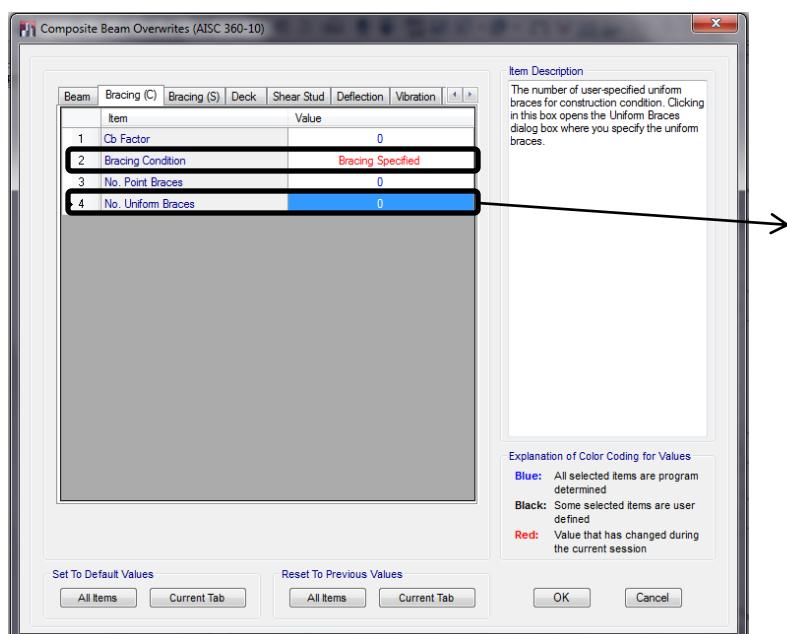
### - در تب :Beam



- در قسمت Shored? گزینه No را فعال می‌کنیم. فرض شده است که تیرها فاقد شمع‌بندی قبل از رسیدن بتن به مقاومت اولیه بوده‌اند.
- در قسمت Beam Fu و Beam Fy در مرحله اول پروژه در قسمت معرفی مشخصات صالح این دو پارامتر را مشخص کرده‌ایم و نیازی به ویرایش ندارد.
- در قسمت Cover Plate Prezent? گزینه NO را فعال می‌کنیم. یعنی از ورقهای تقویت در بال پایین صرف نظر می‌کنیم.
- 3 گزینه آخر غیر فعال هستند. زمانی که ما از ورق تقویت در بال پایین بخواهیم استفاده کنیم این سه گزینه نیز فعال می‌شوند.

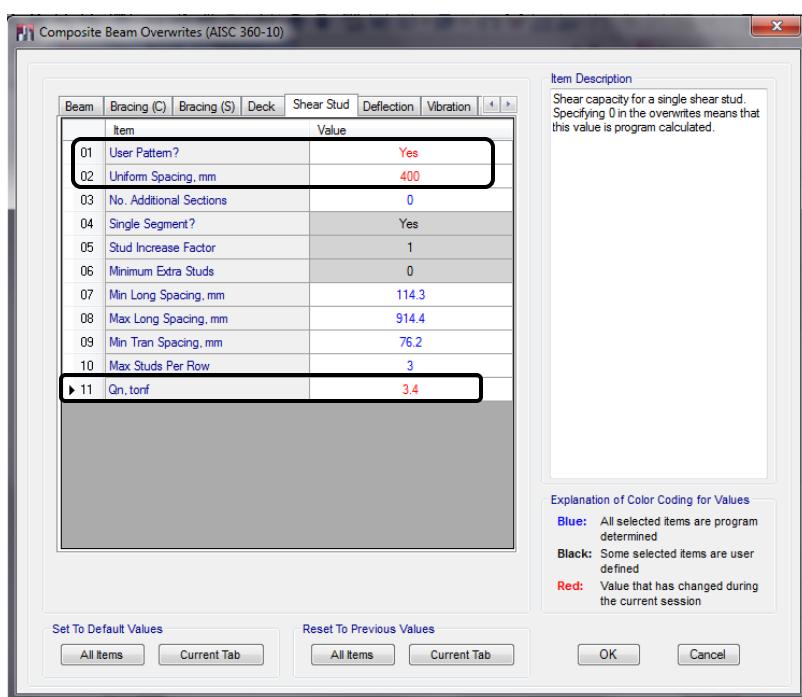
## - در تاب Bracing(C)

- فرض می‌شود که قبل از رسیدن بتن به مقاومت اولیه که در این حالت بتن سختی لازم را ندارد در فقدان این سختی با قضاوت مهندسی قالب بندی زیر دال سقف که در مجاورت بال بالای تیرها انجام می‌گیرد که تحت فشار است، می‌تواند مهار جانبی لازم را برای بال فشاری تیر تأمین کند. اگر تیری مجاور داکت از یک یا دو سمت است و یا اگر به هر دلیل قضاوت فوق برای شما مورد قبول نیست باید مقادیر پیش فرض در این تاب را قبول نمایید و در غیر اینصورت در قسمت Bracing Condition مورد قبول نیست Bracing Specified را انتخاب نموده که دو گزینه در زیر آن به وجود می‌آید که باید در قسمت No.Uniform Braces در جعبه مقابله آن کلیک کرده و در پنجه جدید باز شده روی دکمه Add کلیک کرده و در قسمت Start عدد 1 وارد می‌کنیم و سپس بر روی دکمه Ok کلیک می‌کنیم.



## - در تاب Shear Stud

- این تاب مربوط به اطلاعات برشگیر می‌باشد. در این قسمت مشخصات یک برشگیر به همراه فواصل بین آنها را برای تیرهای کامپوزیت تعریف می‌کنیم و در برنامه فقط این برشگیرها را چک می‌کند. اگر برای برشگیرها از ناوданی استفاده کنیم، شماره ناوданی به گونه‌ای انتخاب باید بشود که 25 میلیمتر پوشش بتن روی آن تأمین شود (معمولًاً ناوданی شماره 6 مناسب است). طول این ناوданی (که در راستای عرضی بال تیر قرار می‌گیرد) اندکی کمتر از عرض بال تیر باید باشد تا به راحتی روی بال تیر اجرا شده و جوشکاری شود (با توجه به کمترین عرض بال تیر، طول ناوданی را به صورت تیپ برای کل تیرها انتخاب می‌کنیم مثلًاً اگر تیر IPE140 باشد که عرض بال آن 7.3 سانتیمتر است می‌توان طول ناوданی را برابر 5 سانتی متر انتخاب نمود). فاصله این برشگیرها در راستای طولی تیر نباید از 8 برابر ضخامت دال و 80 سانتیمتر (هر دو) بیشتر شود.

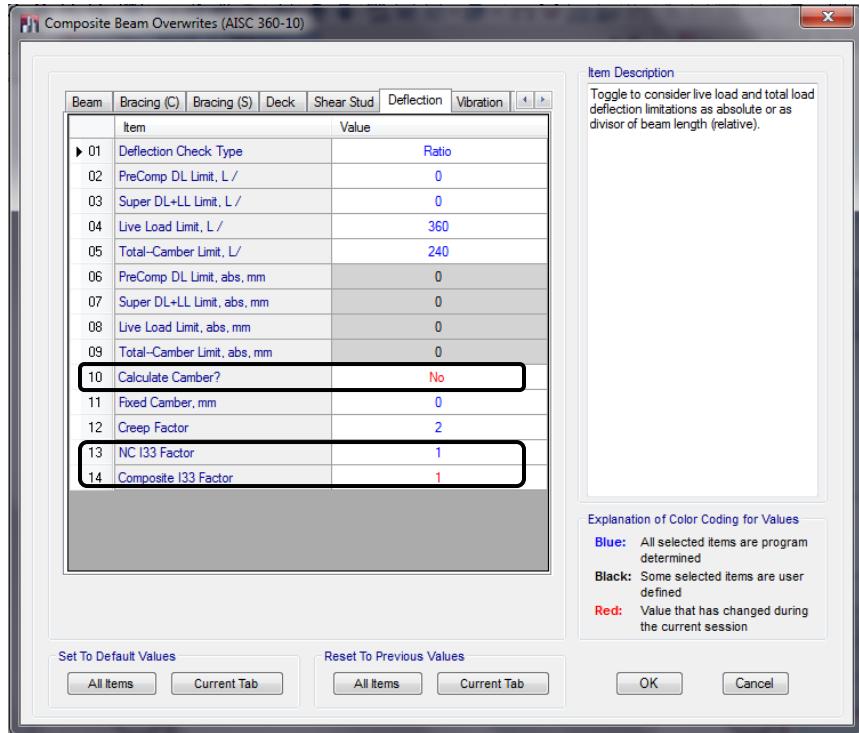


گزینه user pattern برابر yes انتخاب شود.

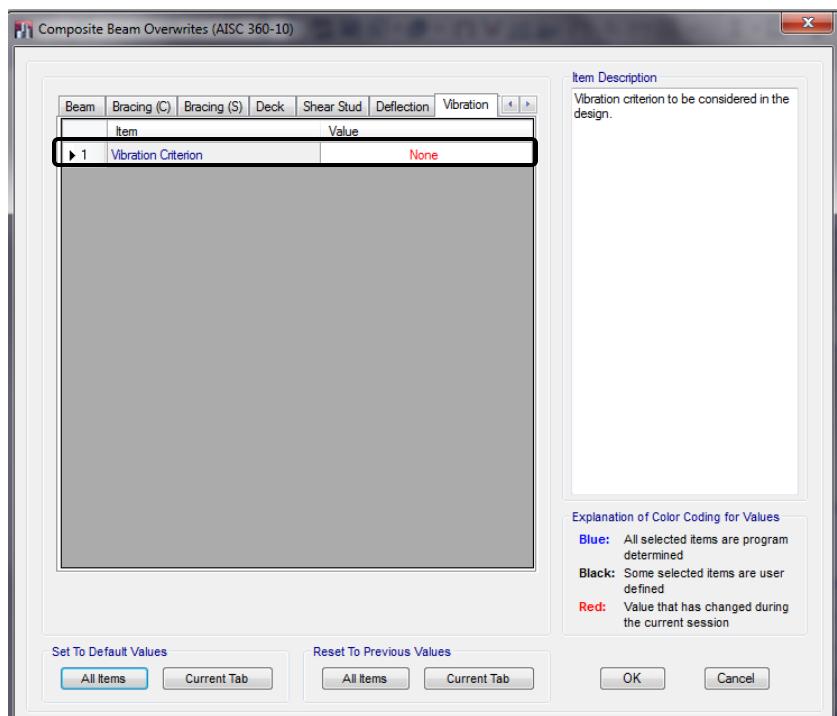
- در قسمت uniform spacing فاصله برشگیرها در راستای طولی تیر را وارد می کنیم.

- در قسمت Qn مقدار برش قابل تحمل توسط یک برشگیر بر اساس رابطه 10-2-8-34 را وارد می نمائیم.

- بقيه پaramترها مربوط به حداکثر فواصل و حداقل فواصل بين برشگيرها نيازی به تغيير دادن نمي باشند چونكه اين پaramترها زمانی به کار گرفته مي شوند که برنامه برشگيرها و فواصل انها را طراحی کند.



عملکرد تیر مركب ناقص باشد از ضریب اصلاحی در آخرین گزینه این صفحه استفاده شود. با فرض اینکه عملکرد تیرها مختلط کامل باشد، یعنی به اندازه کافی برشگیر جهت یکپارچه سازی عملکرد تیر و دال استفاده شده باشد این ضریب می تواند به یک ویرایش شود).

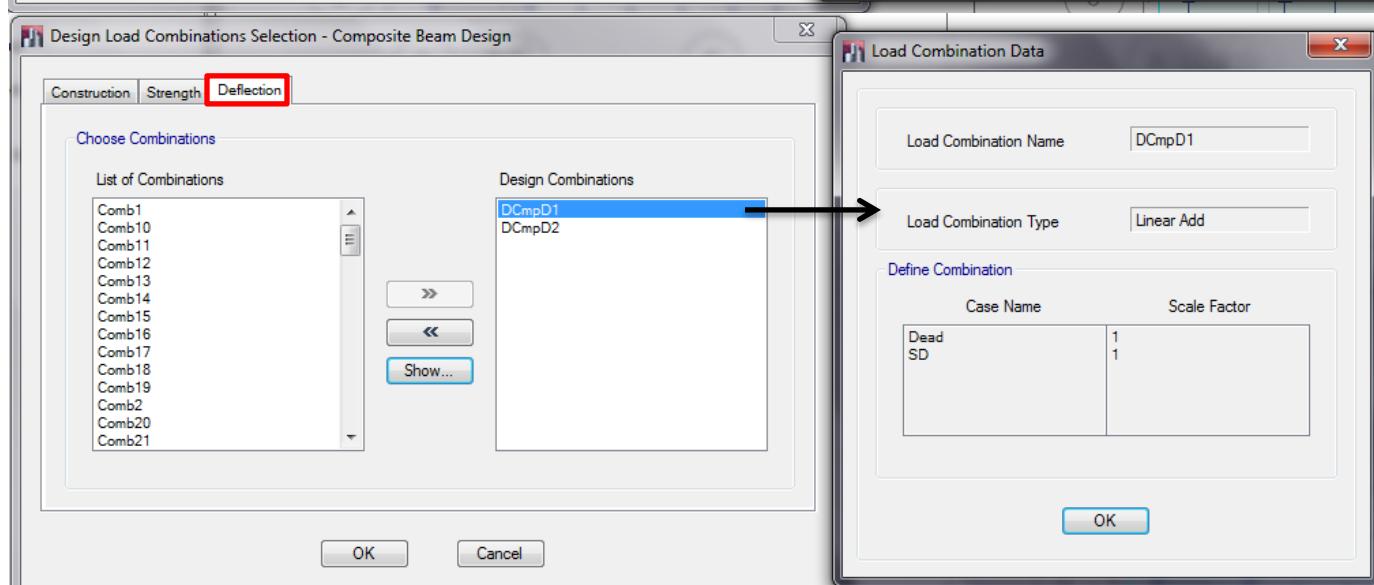
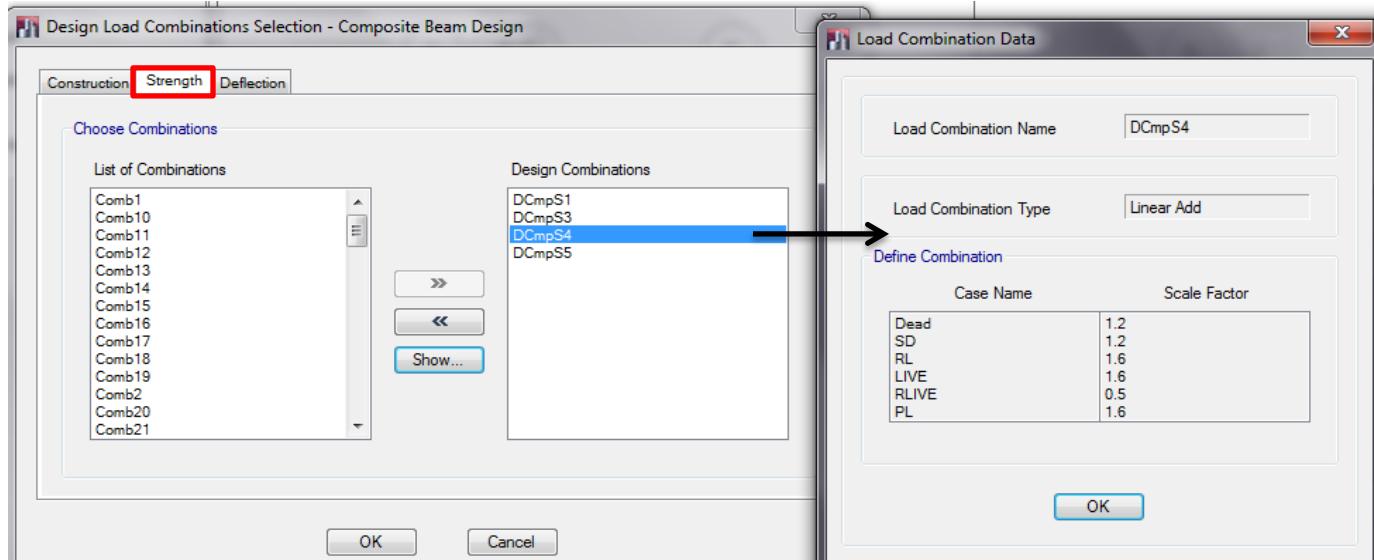
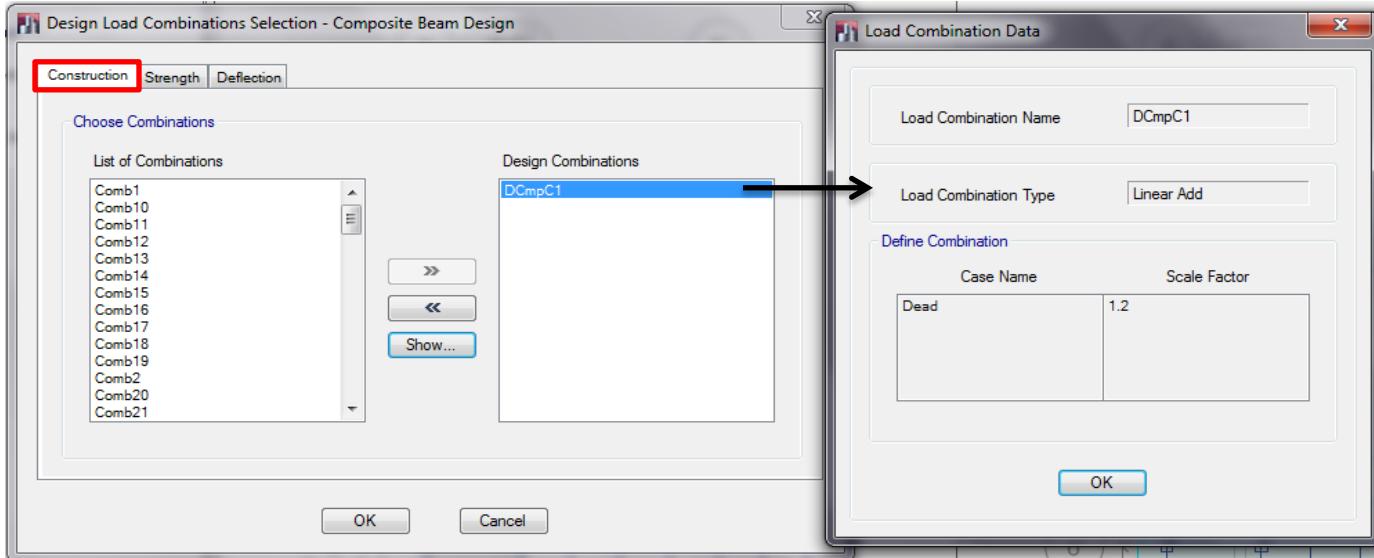


- در تابع **Vibration**

فرض اینکه در طبقه بام بحث ارتعاش فاقد اهمیت است (که البته در مبحث دهم اشاره ای به آن نیست و این مساله بر اساس قضاوی مهندسی انجام می گیرد) و اینکه در اتفاقهای خصوصی و سرویسها و راهروهای مرتبط آنها و کلاً هر جایی که بار زنده 200 کیلوگرم بر متر مربع دارد بحث ارتعاش با فرض وجود تیغه بندی مناسب دارای اهمیت نیست برای تیرهای این قسمتها با انتخاب گزینه none برای قسمت vibration criterion عملاً بحث ارتعاش برای آنها غیرفعال می شود.

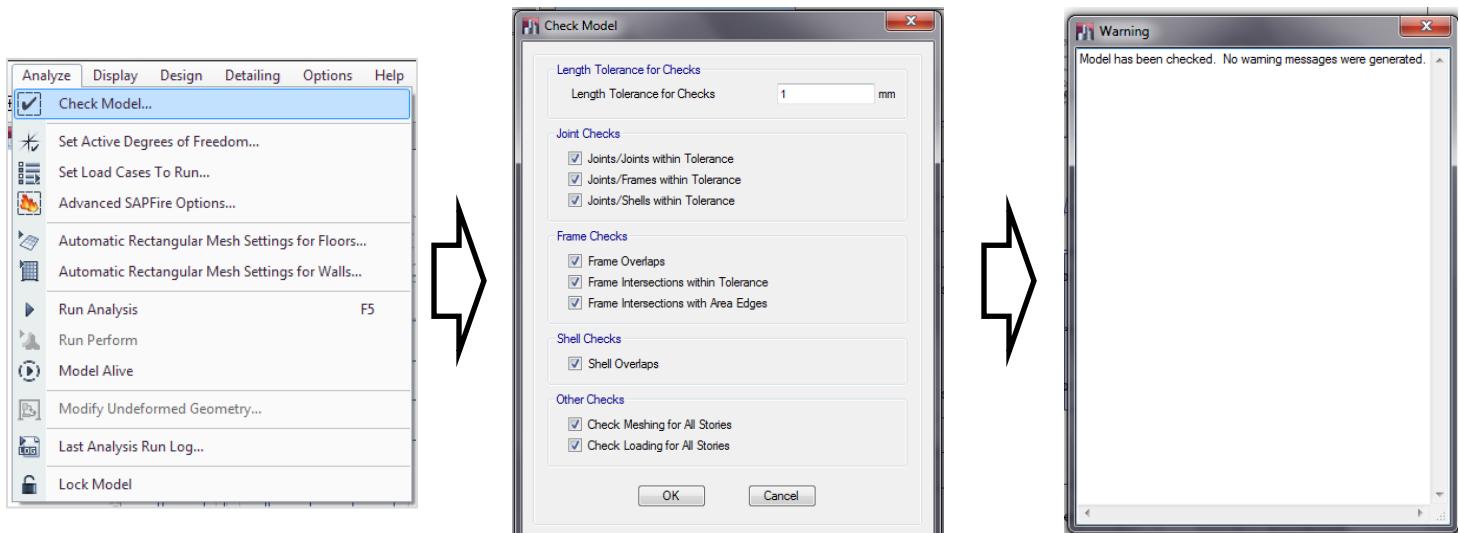
## 17-انتخاب ترکیب بار طراحی تیرهای کامپوزیت: Design > Composite Beam Design > Select Design Combinations

ترکیب بارهای طراحی این تیرها به صورت پیش فرض هنگام انتخاب آبین نامه طراحی این تیرها به وجود آمده است که دقیقا مشابه ترکیب بارهای طراحی این تیرها در مبحث دهم می باشد و نیازی به تغییر ندارند. دستور بالا را اجرا نموده و در پنجره باز شده ترکیب بارها را نشان می دهد:

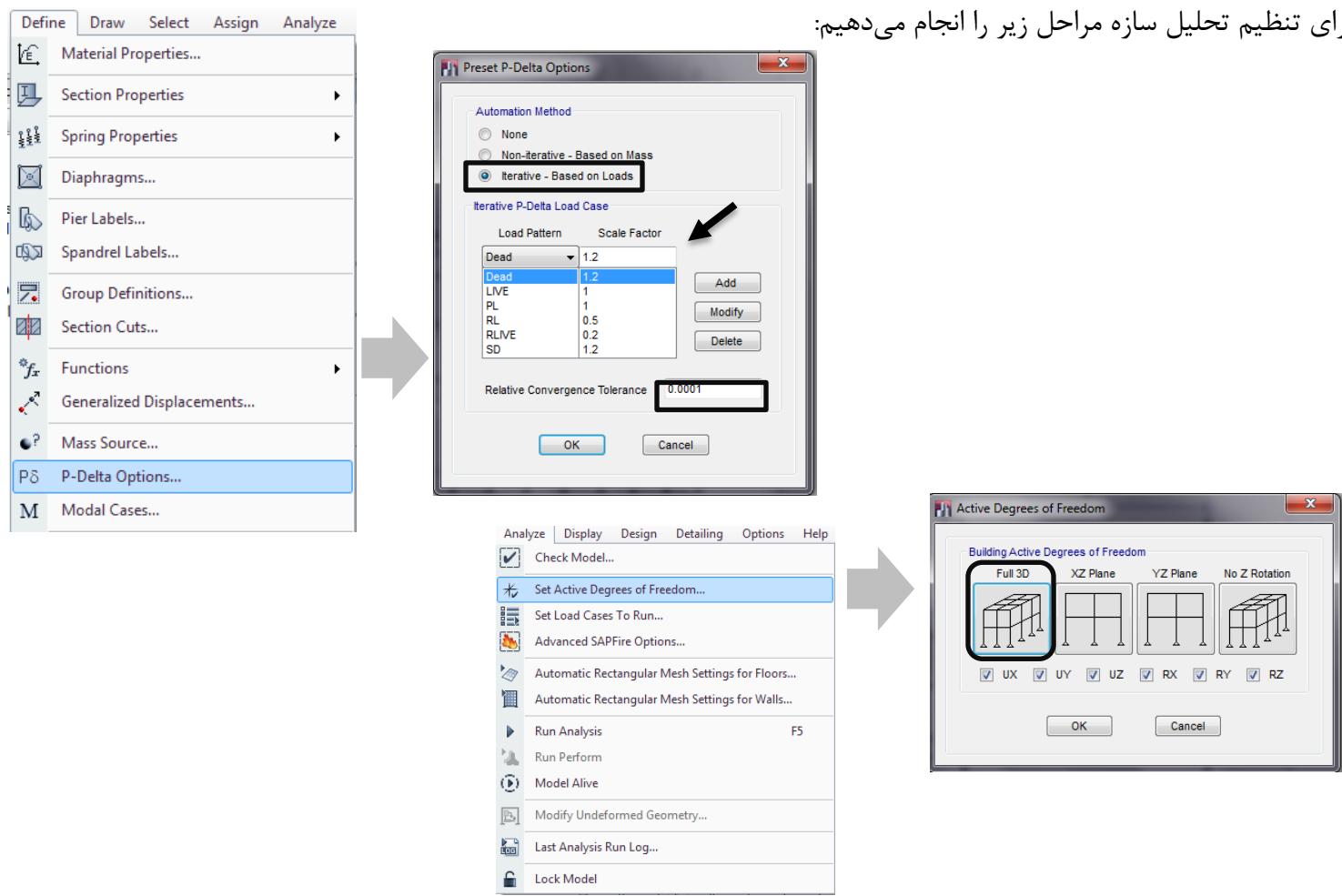


## 18- تنظیمات و انجام تحلیل سازه:

برای کنترل مدل از منوی Analyze دستور Check Model را اجرا کرده و در پنجره ظاهر شده کلیه گزینه‌ها را فعال کرده و مقدار Tolerance را برابر عدد کوچکی مثل ۰.۰۱ میلی‌متر (۰.۰۱ متر) وارد می‌کنیم و سپس بر روی دکمه Ok کلیک می‌نمائیم. برنامه خطاهای ترسیمی و بارگذاری را کنترل می‌کند. در پایان پنجره‌ای ظاهر می‌شود که در آن خطاهای موجود گزارش داده می‌شود. که باید خطاهای گزارش داده شده اصلاح شده و در صورت عدم وجود خطا در این پنجره پیغام Model has been checked, No warning messages ظاهر می‌شود:

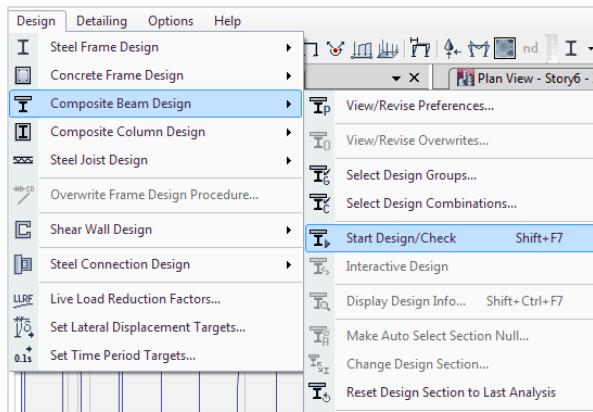


برای تنظیم تحلیل سازه مراحل زیر را انجام می‌دهیم:



## 19- طراحی تیرهای کامپوزیت:

### Design > Composite Beam Design > Start Design/Check



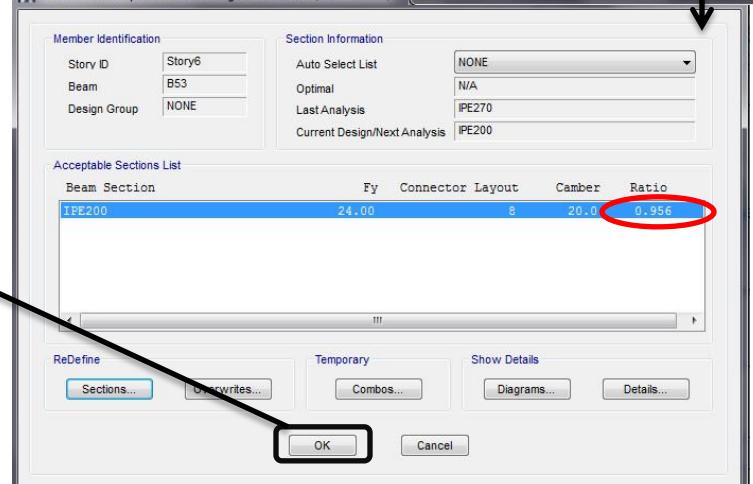
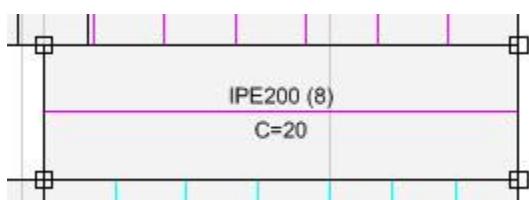
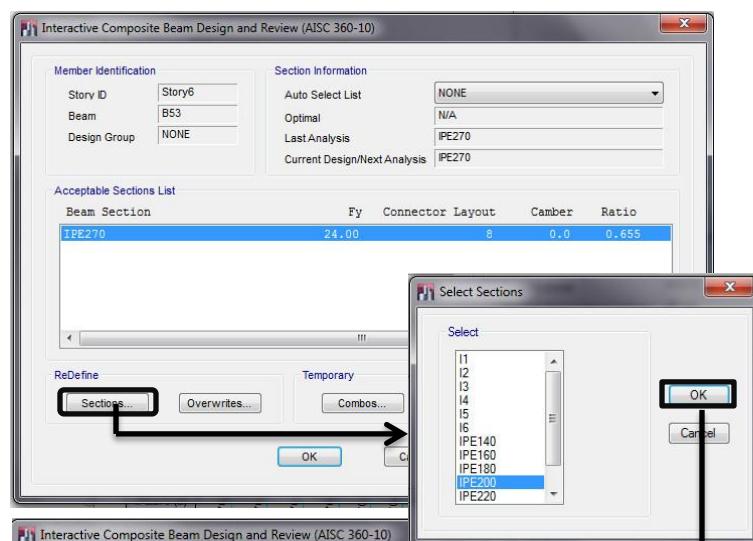
✓ بعد از چند ثانیه عمل طراحی تیرهای کامپوزیت به پایان می‌رسد و تیرهای کامپوزیت طراحی می‌شوند. نوع مقطعی که مناسب باشد در کنار هر تیر نمایش داده می‌شود و جوابگو بودن یا نبودن آن با رنگ که نسبت تنش در اعضا را مشخص می‌کند، نمایش داده می‌شود. با کلیک راست بر روی هر یک از تیرها پنجره‌ای باز می‌شود که جزئیات طراحی در آن نشان داده شده است.

✓ در پانل‌هایی که چند ضلعی هستند ممکن است برنامه از چند تیپ IPE استفاده کند.

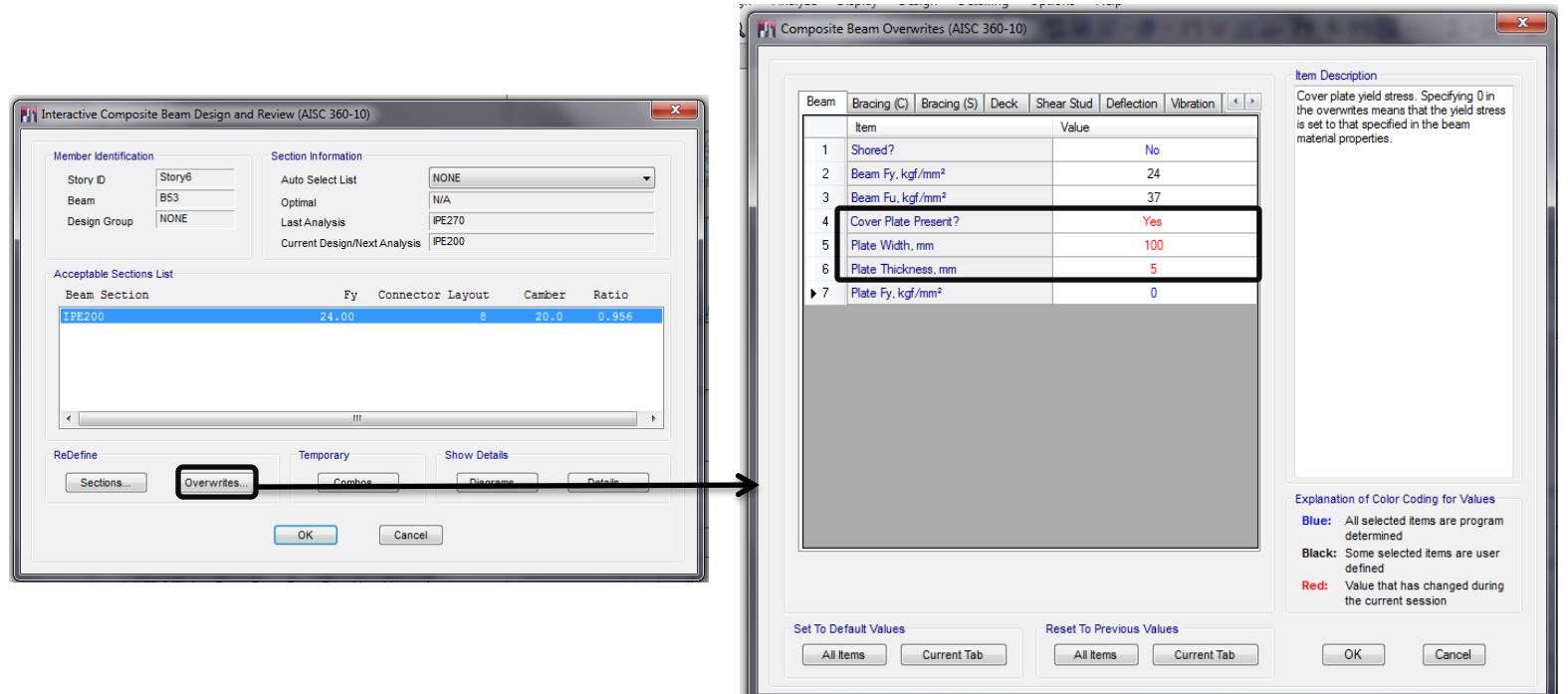
✓ برای تغییر و عوض کردن یک مقطع، بر روی مقطع مورد نظر کلیک راست کرده و در پنجره جدید ظاهر شده بر روی گزینه Section کلیک کرده و می‌توان مقطع را عوض و به مقطع مورد نیاز تغییر داد.

✓ در قسمت Ratio نسبت تنشهای موجود به تنشهای مجاز را نشان می‌دهد که در صورتی که مقطعی را تعویض کردیم می‌توان با مشاهده به این ضریب از جوابگو بودن یا نبودن مقطع جدید پی برد.

✓ بعد از نهایی شدن مقاطع برای اینکه مقاطع توسط برنامه بعد از تحلیل و طراحی دوباره تغییر نکنند، می‌بایست اعضا را از حالت اتو سلکت خارج کنیم. برای این کار تمامی تیرهای فرعی را انتخاب کرده و از منوی Composite Design به زیر منوی Make Auto Select Section Null... کلیک کرده و رفته برای غیرفعال کردن اتو سلکت بر روی گزینه Beam Design در پیغام نشان داده شده گزینه ok را می‌زنیم تا مقاطع از حالت اتو سلکت خارج شوند.



✓ در برخی موارد که مقطع انتخاب شده سایز بالایی داشته و غیراقتصادی است که می‌توان از ورق تقویتی در بال پایین مقطع کمک گرفت و سایز تیر را پایین آورد. برای این کار می‌توان در همان پنجره‌ای که باز می‌شود (کلیک راست رو عضو) بر روی دکمه Overwrites کلیک نمود و به تب Beam مراجعت کرد و در قسمت Cover Plate Present? گزینه Yes را انتخاب نمود و در دو قسمت پایینتر آن به ترتیب عرض و ضخامت را وارد نمود:



در کنترل ارتعاش به نظر می‌رسد که فرآیندی که نرم افزار طی می‌کند بر اساس منوال نرم افزار صحیح باشد ولی این کنترل با آنچه در مبحث دهم پیشنهاد (نه اجبار) متفاوت است. در مبحث دهم فقط یک رابطه برای محاسبه فرکانس تیرهای دو سر مفصل ارایه شده است که بر اساس آن باید فرکانس به دست آمده بیش از 5 هرتز باشد. در کنترلی که نرم افزار انجام می‌دهد در محاسبه ارتعاش تیرهای فرعی هم رفتار خود تیر لحظه می‌شود و هم تیرهایی که در دو انتهای آن به تیر متصل هستند. این فرآیند به نظر منطقی می‌آید. همین مساله باعث افزایش ارتعاش تیر و به تبع آن افزایش سایز تیر فرعی می‌شود. با توضیحات فوق به نظر می‌رسد که سایز تیر اصلی بر روی کنترل ارتعاش در تیر فرعی هم تاثیرگذار است و احتمالاً با تغییر سایز تیر اصلی، سایز تیر فرعی هم محتمل تغییر نماید.

**اگر اینگونه باشد یک بار دیگر در انتهای فرآیند طراحی تیرهای اصلی باید دوباره تیرهای کامپوزیت را کنترل نمود یا اینکه اساساً طراحی تیرهای کامپوزیت را بعد از طراحی کل اسکلت فلزی غیرکامپوزیت انجام داد.**

## 20-تنظیمات طراحی:

	Item	Value
01	Design Code	AISC 360-10
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Framing Type	OMF
04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0.21
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	2
10	Design System Cd	5.5
11	Design Provision	LRFD
12	Analysis Method	Direct Analysis
13	Second Order Method	General 2nd Order
14	Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
15	Add Notional load cases into seismic combos?	No
16	Phi(Bending)	0.9
17	Phi(Compression)	0.9
20	Phi(Shear)	0.9
21	Phi(Shear-Short Webbed Rolled I)	1
22	Phi(Torsion)	0.9
23	Ignore Seismic Code?	No
24	Ignore Special Seismic Load?	No
25	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
26	HSS Welding Type	ERW
27	Reduce HSS Thickness?	No
28	Consider Deflection?	Yes
29	DL Limit, L /	0
30	Super DL+LL Limit, L /	0
31	Live Load Limit, L /	360
32	Total Limit, L /	240
33	Total-Camber Limit, L /	240
34	Pattern Live Load Factor	0.75
35	Demand/Capacity Ratio Limit	1
36	Max Number of Auto Iterations	1

در طراحی سازه به روش طراحی مستقیم (DIRECT ANALYSIS) موارد زیر باید رعایت شود:

- ✓ آثار مرتبه دوم را با تنظیم پی- دلتا در نرم افزار لحاظ می کنیم.
- ✓ اثرات مربوط به خطای ساخت را هم با بارهای notional تنها برای ترکیب بارهای ثقلی در نظر می گیریم.
- برای لحاظ کردن کاهش سختی اعضاء، حالت اول که ضریب کاهش سختی متغیر است استفاده می کنیم (Tau-b Variable).
- برای کلیه اعضاء دو ضریب  $k_1$  و  $k_2$  را برابر 1 در نظر می گیریم اما برای بادبندها برای اعمال دو ضریب 0.5 و 0.7 باید از قسمت unbraced lenght ratio استفاده کرد (در روش تحلیل مستقیم ضریب طول موثر (K) همواره 1 در نظر گرفته می شود خواه شما آن را تغییر داده باشید یا نه. همچنین ایتبز به شکل خودکار همواره (Unbraced length ratio) را برای محور اصلی در 0.5 و برای محور فرعی در 1 ضرب می کند. بنابراین می بایست برای محور فرعی هم خودمان ضریب 0.7 را برای (Unbraced length ratio) در نظر بگیریم).

- برای بادبندها در ارتباط با کنترل فشرده‌گی لرزه‌ای مقاطع با آیین‌نامه AISC360-2010 ایراداتی وجود دارد و در مدلسازی با نرم‌افزار این مقاطع توسط نرم‌افزار به عنوان فشرده لرزه‌ای تشخیص داده نمی‌شوند و برای رفع این مشکل با توجه به اینکه برای بادبندهای قطری و ضربدری جز کنترل فشرده‌گی که آنهم به درستی انجام نمی‌شود کنترل دیگری در نرم افزار در حالت انجام نمی‌شود برای بادبندها حالت دیگری مثلاً OMF را انتخاب و محاسبات را با این فرض ادامه می‌دهیم. فقط می‌بایست مقاطع را به طور دستی بررسی نمود تا شرایط فشرده‌گی را دارا باشند.

- ضریب Design System Sds به نوعی اثر بار قائم زلزله ناشی از قرارگیری سازه در منطقه خطر زلزله خیلی زیاد (بار EZ2) را در ترکیب بارهای تشدید یافته که به صورت خودکار در نرم‌افزار ایجاد می‌شود را پوشش می‌دهد. ( $Sds = 3 \cdot A \cdot I$ ) در قسمت Importance Factor ضریب اهمیت سازه را وارد می‌کنیم.

- در قسمت Design System R ضریب رفتار سازه را وارد می کنیم. این ضریب فقط مهم است که بیشتر از 3 وارد شود و فعلأً در محاسبات نرم افزار تاثیری ندارد.
- در قسمت Design System Omega0 ضریب اضافه مقاومت را وارد می کنیم. اگر سیستم سازه‌ای استفاده شده در دو جهت با هم متفاوت باشد، این ضریب نیز برای دو جهت متفاوت است. مثلاً این ضریب برای جهت قاب خمشی طبق مبحث دهم برابر 3 و برای جهت قاب ساده و مهاربند هم محور برابر 2 می باشد اما در این قسمت فقط یک ضریب را می توان وارد نمود. برای اینکه تنها یک ضریب اضافه مقاومت را بتوانیم در این قسمت وارد کنیم، مثلاً آن را برابر 2 لحاظ کنیم، می توانیم برای جهت قاب خمشی (مثلاً جهت X) ضریب زلزله را در ضریب 1.5 (نسبت ضریب اضافه مقاومت برای قاب خمشی به ضریب اضافه مقاومت برای مهاربند) ضرب کنیم. برای جبران این اضافه ضریب که ترکیب بارهای عادی را دست بالا می کند، در ترکیب بارهای عادی ضریب بار زلزله جهت قاب خمشی را در ضریب  $\frac{2}{3}$  ضرب می کنیم.
- در قسمت Design System Cd مقدار 0.7R را وارد می کنیم. این ضریب برای تبدیل تغییر شکلهای ناشی از زلزله در حالت رفتار الاستیک به حالت رفتار واقعی سازه است. (این ضریب برای کنترل دوران تیرهای پیوند در سیستم EBF اهمیت دارد و برای سیستم‌های دیگر اهمیتی ندارد. کنترل دریفت اگر به صورت دستی انجام شود، می توان پیش فرض نرم افزار را تغییر نداد).
- در قسمت Design Provision گزینه LRFD را انتخاب می کنیم. طراحی در مبحث دهم ویرایش 92 فقط به صورت حدی قابل قبول است ولی در نرم افزار و بر اساس آیین نامه AISC طراحی به روش تنش مجاز نیز قابل انجام است.
- در قسمت Direct Analysis Method گزینه Analysis گزینه Direct Analysis روش طراحی روش مستقیم را انتخاب می کنیم.
- برای آنالیز مرتبه دوم، استفاده از روش پی دلتا که با فعال کردن در نرم افزار در گزینه... Define>P-Delta Option... قبلًا فعال نمودیم و به همین جهت باید در این صفحه برای قسمت Second Order Method گزینه General Second Order می کنیم: انتخاب

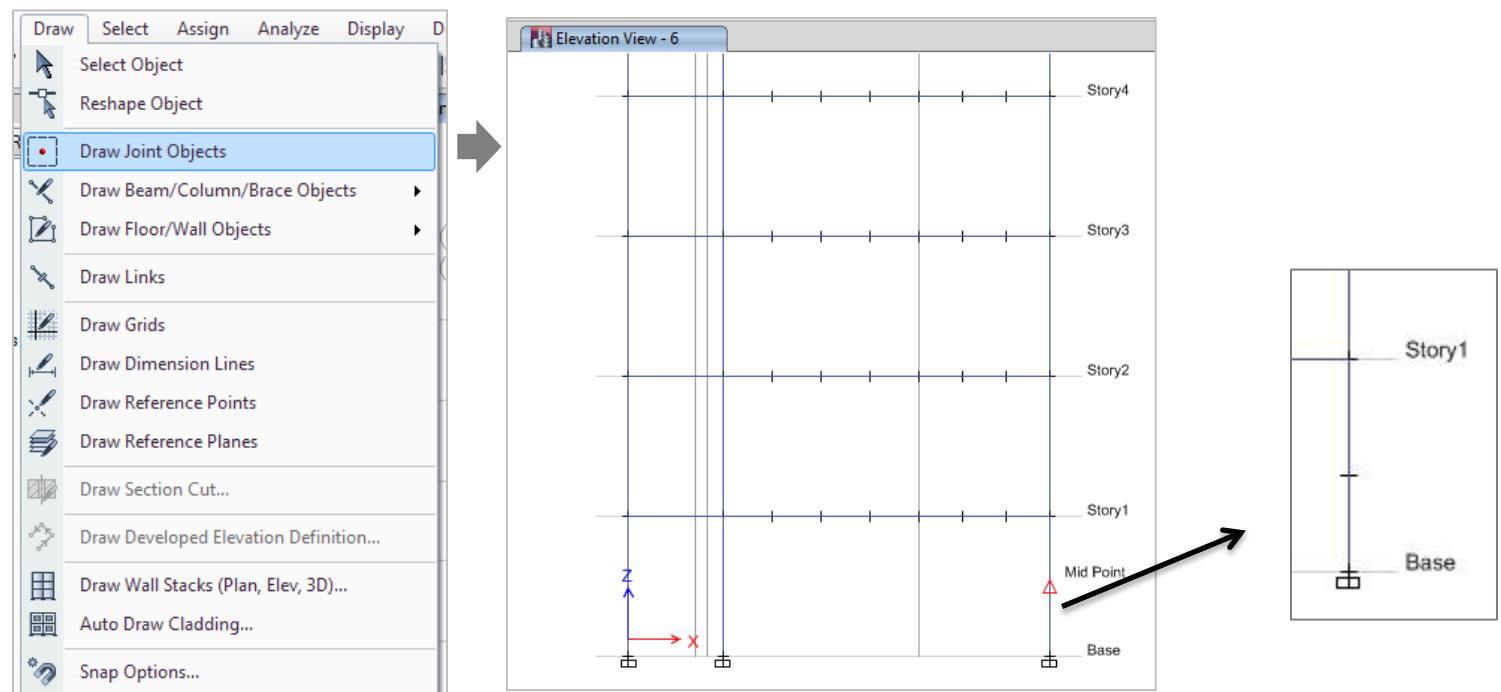
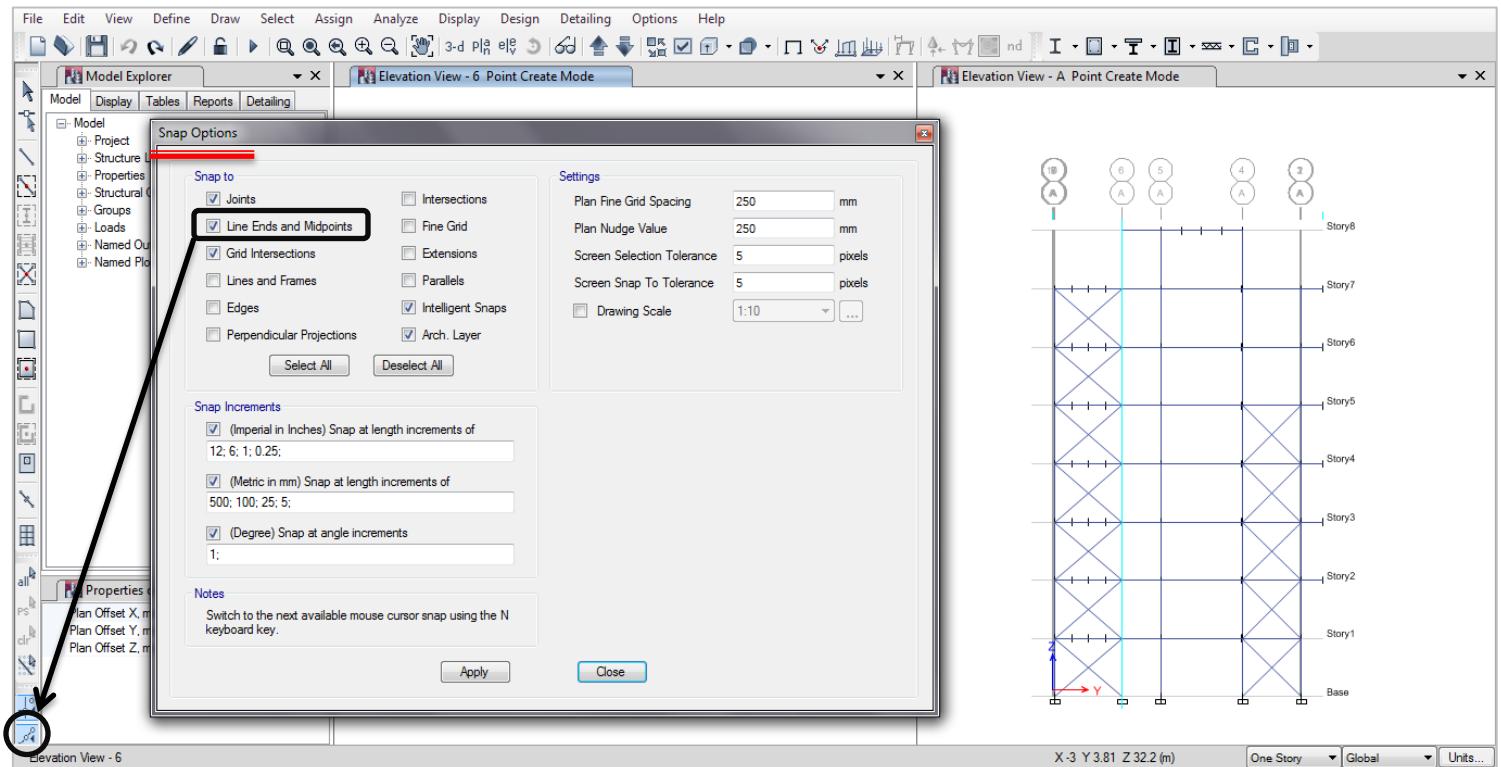
To properly capture the P- $\delta$  effect in a finite element analysis, each element, especially column elements, must be broken into multiple finite elements. Although a single element per member can capture the P- $\delta$  effect to some extent, the program considers that inadequate. For practical reasons, the software internally divides the column elements into two members. The user must provide additional subdivisions where a column is expected to have multiple inflection points.

In general, steel frame design requires consideration of P-Delta effects in the analysis before the check/design is performed. Although two elements per line object are generally adequate to capture the P- $\Delta$  effect, it is recommended to use more than two elements per line object for the cases where both P- $\Delta$  and P- $\delta$  effects are to be considered for a member having multiple points of inflection. However, explicit manual breaking of the member into elements has other consequences related to member end moments and unbraced segment end moment. It is recommended that the members be broken internally by the program. In this way, the member is recognized as one unit, end of the members are identified properly, and P- $\Delta$  and P- $\delta$  effects are captured better.

مطابق توضیحات راهنمای نرم افزار، برای لحاظ پی دلتا کوچک لازم است هر المان از سازه را حداقل به دو المان جزئی تر تقسیم کرد تا نرم افزار بتواند میزان تغییر شکل جزئی وارد به قسمت های میان دو سر هر عضو را تشخیص دهد. (این قسمت برای ستون ها اجباری و برای تیرها اختیاری است). البته با توجه به اینکه در ابتدا و انتهای هر ستون گره تعریف شده، اثر تغییر مکان دو گره انتهایی نسبت به یکدیگر (اثر پی دلتای بزرگ) در نظر گرفته می شود.

### تقسیم بندی ستون ها:

ابتدا در گوش سمت چپ برنامه ایتبز snap مربوط به نقطه وسط را فعال می کنیم یا دستور Draw > Snap Options را اجرا کرده و تیک گزینه Line Ends and Midpoints را می زنیم. سپس دستور Draw>Draw Joint Objects را اجرا نموده و در نقاط وسط ستون ها کلیک می کنیم:



- در کنترل خیز در تیرها بر اساس مبحث دهم خیز ناشی از کل بارهای مرده و زنده به یک دویست و چهلم دهانه محدود می‌شود. برای بقیه حالات بارگذاری نیازی به کنترل خیز نیست. تنظیمات این مساله در گزینه های شماره 28 تا 33 فایل ضمیمه در صفحه مذکور قابل مشاهده است. ( قسمت Consider Deflection و 5 گزینه زیر آن را مشاهده کنید).
  - قسمت Pattern Live Load در شکل بالا برای لحاظ کردن اثر بارگذاری زنده به صورت بدترین حالت بارگذاری می‌باشد که پیش فرض آن عدد 0.75 است. انجام این تنظیم در شرایطی خاص در آیین نامه ما می‌باشد و قبول عدد فوق در جهت اطمینان است. این عدد ممکن تاثیراتی روی طراحی تیرهای گیردار داشته باشد برای بقیه تیرها تاثیری در محاسبات ندارد. در صورتی که می‌خواهید غیرفعال شود برای آن عدد 0 وارد نمایید. انجام این عمل برای قسمتهایی که بار زنده 500 دارند ضروری است و برای بقیه قسمتها ضرورتی ندارد. این تنظیم تاثیر قابل ملاحظه ای روی فرآیند طراحی ندارد.
  - در قسمت Demand/Capacity Ratio Limit حداکثر نسبت بار وارده به ظرفیت وارد می‌شود که به صورت منطقی عدد 1 برای آن قابل قبول است.
  - در قسمت Seismic Design Category برای ساختمان‌هایی که ضریب رفتار نهایی آنها از 3 کمتر است می‌توان A یا B یا C را انتخاب کرد و برای حالاتی که ضریب مذکور بیشتر از 3 باشد می‌توان D یا E یا F را برگزید.
- \* علاوه بر تنظیمات بالا که توضیح داده شد برای تیرها، ستون‌ها و بادبندها هر کدام به صورت جداگانه باید تنظیمات دیگری در صفحه Design>Steel Frame Design>View Revise Overwrites باید انجام گیرد. در این مورد توجه به نکات زیر ضروری است:

- برای بادبندهای ضربدری برای گزینه‌های Unbraced Length Ratio (Minor) و Unbraced Length Ratio (major) به ترتیب اعداد 0.5 و 0.7 را وارد می‌کنیم.
- برای تیرها در قسمت Unbraced Length Ratio (LTB) یک عدد کوچک مثلاً 0.01 را وارد می‌کنیم این مساله به معنی وجود مهار جانبی سراسری در بال فشاری تیر برای جلوگیری از کمانش جانبی - پیچشی است و در محاسبه لنگر مقاوم اسمی مقطع تاثیرگذار است. اگر تیری مثلاً به دلیل قرارگیری در کنار داکت فاقد شرایط فوق است نباید تنظیم فوق برای آن ارایه شود.
- در قسمت Expected to specified Fy Ratio , Ry نسبت تنش تسليیم محتمل به تنش تسليیم را برای مقطوع مختلف به صورت جداگانه بر اساس مبحث دهم وارد می‌کنیم. این مقدار برای مقطوع تیرورقی برابر 1.25 و برای مقطوع I شکل نورد شده 1.2 وارد می‌شود. البته اگر چون مقطع در ابتدا نامشخص است باید اول آن را بر اساس حدس وارد نمود و در مرحله آخر اصلاح نمود. به دلایل فشردگی لرزه‌ای در این پروژه چون سیستم OMF لحاظ کرده‌ایم اساساً به این گزینه نیازی نیست. این گزینه برای سیستمهای با حد شکلپذیری متوسط و ویژه لازم است. به طور مثال برای محاسبات مربوط به ضوابط ستون قوی تیر ضعیف یا محاسبات چشمی اتصال در ستونهای قاب خمشی و یا محاسبات سخت کننده‌های پیوستگی در اتصال گیردار تیر به ستون.

**نکته** طبق بررسی انجام شده حداقل در ورژن 13.1.3 برای ستونهای باکس با فرض سیستم سازه ای به صورت IMF چنین محاسباتی انجام نمی‌شود و کنترل‌ها در هر شرایطی باید به صورت دستی انجام شود. به نظر می‌رسد که این کنترل فقط برای ستون‌هایی که به صورت I Wide Flange مدل شده‌اند انجام می‌گیرد.

در قسمت Demand/Capacity ratio Limit مبنای قضاوت مهندسی برای هر سری از اعضا عدد مناسب وارد شود. معمولاً در پروژه‌ها این نسبت عدد 1 در نظر گرفته می‌شود ولی می‌توان برای برخی از اعضا اعداد بزرگتر نیز اختیار شود. مثلاً برای تیرهای سمت قاب خمی با توجه به اینکه ناحیه گیرداری دو انتهای آنها (فاصله بین لبه ستون و مفصل پلاستیک) که سختی اضافه بر مدل کامپیوتری دارند) دیده نشده است عملاً می‌شود مقدار فوق را بیشتر مثلاً در حدود 1.1 در نظر گرفت. یا در مورد بادبندها با توجه به وجود ناحیه گیرداری دو انتهای (فاصله بین آکس تال به واقعی اتصال و همچنین مقداری نیز به دلیل ورقهای اتصال در دو انتهای) مقداری بیشتری در نظر گرفت (مثلاً عددی در حد 1.05 تا 1.1).

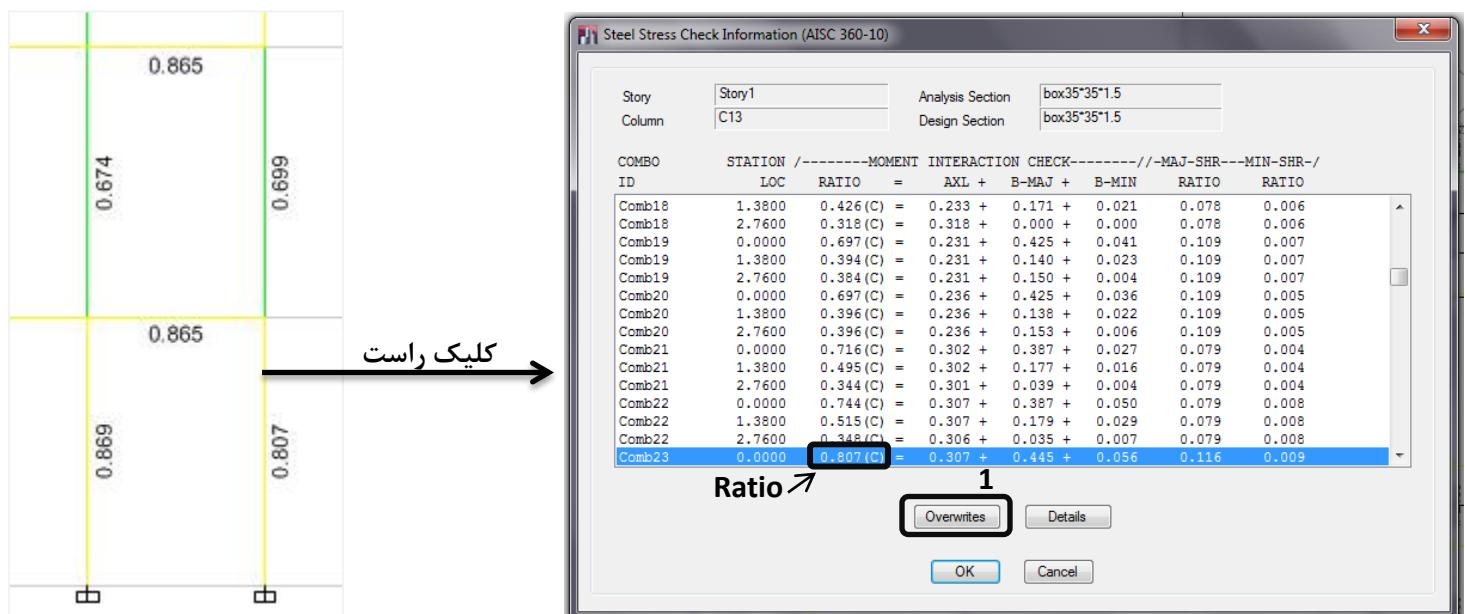
## 21-انتخاب ترکیب بار طراحی:

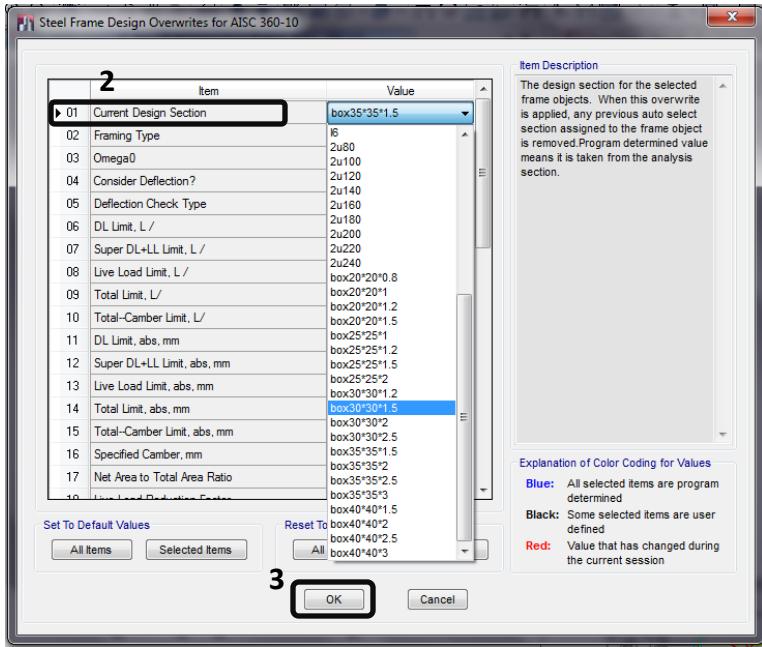
در طراحی اعضا ابتدا باید ترکیب بارها را از طریق منوی Design>steel frame design> Select design combination به نرمافزار معرفی شوند. توجه نمایید که دو سری ترکیب بار باید معرفی شود یکی در تب Strength و دیگری در تب Deflection. ترکیب بارهای حالت Strength قبلاً در قسمت Define > Load Combinations معرفی شده‌اند. برای قسمت Deflection نیز دو ترکیب بار یکی فقط شامل بارهای مرده و دیگری شامل کل بارهای مرده و زنده و همگی با ضرایب یک باید ساخته شده و به نرمافزار معرفی شوند.

## 22-طراحی اسکلت فولادی:

برای شروع به طراحی اسکلت فولادی از منوی Steel Frame Design گزینه Design را انتخاب می‌کنیم تا عمل طراحی سازه آغاز گردد. بعد از چند بار تحلیل و طراحی (تعداد سعی و خطا برای انجام تحلیل و طراحی) طراحی اسکلت فولادی انجام می‌شود. نتایج طراحی بر روی عناصر خطی نمایش داده می‌شود. نسبت تنش موجود به تنش مجاز که حداقل آن را در تنظیمات آیین‌نامه وارد کردہ‌ایم با رنگ اعضا گزارش می‌دهد. در این مرحله باید مقاطعی که برنامه انتخاب کرده است را نگاه کلی انداخت تا آگه عضوی جوابگو نباشد یا غیر اقتصادی انتخاب شده باشد را باید به مقاطع مناسب تغییر داد.

✓ برای تغییر دادن و عوض کردن عضوی ابتدا بر روی عضو مورد نظر کلیک راست کرده و در پنجره جدید ظاهر شده بر روی گزینه Overwrites کلیک می‌کنیم. با کلیک بر روی گزینه، یک پنجره جدید که مربوط به تنظیمان عضو مورد نظر است باز می‌شود که در قسمت Current Design Section می‌توانیم مقطع موردنظر را انتخاب کرده و بر روی دکمه Ok کلیک نمائیم. دوباره به صفحه اول باز می‌گردیم که در قسمت Ratio نسبت تنشهای موجود به تنشهای مجاز را نشان می‌دهد که در صورتی که مقطعی را تعویض کردیم می‌توان با مشاهده به این ضریب از جوابگو بودن یا نبودن مقطع جدید پی بردن.





Steel Stress Check Information (AISC 360-10)

Story	Story1	Analysis Section	box35*35*1.5
Column	C13	Design Section	box35*35*1.5
COMBO STATION /-----MOMENT INTERACTION CHECK-----// -MAJ-SHR---MIN-SHR- /			
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO
Comb18	1.3800	0.536 (C) = 0.274 + 0.233 + 0.029	0.093 0.007
Comb18	2.7600	0.373 (C) = 0.373 + 0.000 + 0.000	0.093 0.007
Comb19	0.0000	0.906 (C) = 0.271 + 0.579 + 0.056	0.129 0.008
Comb19	1.3800	0.493 (C) = 0.271 + 0.191 + 0.031	0.129 0.008
Comb19	2.7600	0.480 (C) = 0.271 + 0.204 + 0.005	0.129 0.008
Comb20	0.0000	0.904 (C) = 0.277 + 0.578 + 0.049	0.129 0.006
Comb20	1.3800	0.495 (C) = 0.277 + 0.186 + 0.029	0.129 0.006
Comb20	2.7600	0.494 (C) = 0.277 + 0.209 + 0.009	0.129 0.006
Comb21	0.0000	0.918 (C) = 0.354 + 0.526 + 0.037	0.094 0.005
Comb21	1.3800	0.617 (C) = 0.354 + 0.241 + 0.022	0.094 0.005
Comb21	2.7600	0.412 (C) = 0.354 + 0.052 + 0.005	0.094 0.005
Comb22	0.0000	0.955 (C) = 0.360 + 0.527 + 0.068	0.093 0.009
Comb22	1.3800	0.643 (C) = 0.360 + 0.244 + 0.039	0.093 0.009
Comb22	2.7600	0.417 (C) = 0.360 + 0.048 + 0.009	0.093 0.009
Comb23	0.0000	1.042 (C) = 0.360 + 0.606 + 0.076	0.137 0.010

Ratio →

Overwrites Details  
OK Cancel

بعد از نهایی شدن مقاطع برای اینکه مقاطع توسط برنامه بعد از تحلیل و طراحی دوباره تغییر نکنند، می‌بایست اعضا را از حالت اتو سلکت خارج کنیم. برای این کار تمامی اعضا را انتخاب کرده و از منوی Design به زیر منوی Steel Frame Design رفته برای غیر فعال کردن اتو سلکت بر روی گزینه ... Make Auto Select Section Null... کلیک کرده و در پیغام نشان داده شده گزینه Ok را می‌زنیم تا مقاطع از حالت اتو سلکت خارج شوند.

### 1-23-1 کنترل تغییر مکان جانبی

### 2-23-2 کنترل واژگونی

### 23-3 کنترل های سازه:

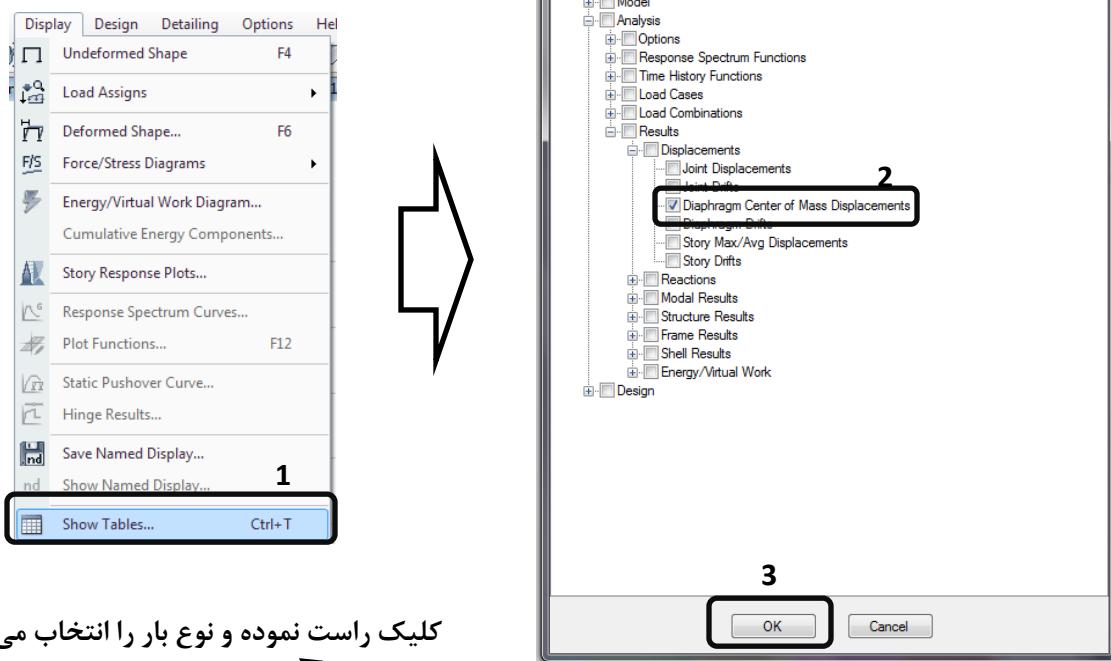
#### 3-23-3 کنترل زمان تناوب تجربی با زمان تناوب تحلیلی

#### 4-23-4 کنترل بروز از مرکزیت اتفاقی و تشدید بروز از مرکزیت اتفاقی (ضرایب بزرگنمایی پیچشی)

### 1-23 کنترل تغییر مکان جانبی (کنترل دریفت):

زمانیکه تمامی مقاطع نهایی شدند و سختی کل سازه مشخص شد حال باید تغییر شکل ماکزیمم در دو جهت X و Y سازه را کنترل کنیم. کنترل که باید انجام گیرد کنترل دریفت است. دریفت در هر طبقه نسبت جایه جایی نسبی طبقه به ارتفاع همان طبقه است. ضوابط آن در پیش نویس نهایی آینه نامه 2800 ویرایش 4 در بند 3-5 ذکر شده است. مطابق بند 3-5-2 مقادیر تغییر مکانهای استخراج شده از نرم افزار در یک ضریب Cd ضرب شود این ضریب از جدول 3-5 بر اساس سیستم سازه‌ای استخراج می‌شود. مقدار مجاز دریفت مطابق بند 3-5-3 بستگی به تعداد طبقات دارد. مثلاً برای سازه‌های بیش از 5 طبقه مقدار مجاز برابر 0.02 است. مقدار دریفت مطابق بند 3-5-2 باید برای مرکز جرم طبقات محاسبه و کنترل شود. به همین جهت باید از جدول Diaphragm center of mass کمک بگیریم. توجه کنید که مقادیر فوق مقادیر مطلق تغییر شکل است که باید ابتدا به مقادیر نسبی و سپس به دریفت تبدیل شود. چون هر طبقه در هر دو جهت دارای جایی است برای کنترل برآیند تغییر شکلهای دو جهت معیار کنترل قرار گرفته است. **نکته مهم:** اگر در بند 8 این جزو، در معرفی ضریب زلزله مثلاً برای جهت قاب خمشی مقدار ضریب زلزله را در نرم افزار در ضریب 1.5 ضرب کردیم (دلیل آن قبلًا ذکر شده است). برای اینکه این ضریب مشکلی ایجاد ننماید، مقادیر تغییر مکان‌ها را در ضریب دو سوم ضرب می‌کنیم که اثر ضریب 1.5 که قبلًا اعمال شده است از بین رود:

مثال:



4

	Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ
				mm	mm	mm
►	Story8	D1	ENX			
	Story8	D1	ENY			
	Story8	D1	EPX			
	Story8	D1	EPY			
	Story7	D1	ENX			
	Story7	D1	ENY			
	Story7	D1	EPX			
	Story7	D1	EPY			

5

	Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	UY mm	UZ mm
►	Story8	D1	ENX	211.4	-6.6	0
	Story8	D1	ENY	-2.1	84.6	0
	Story8	D1	EPX	210	9.7	0
	Story8	D1	EPY	-1.2	75.2	0
	Story7	D1	ENX	193.7	-2	0
	Story7	D1	ENY	0.2	60.1	0
	Story7	D1	EPX	193.6	3.2	0
	Story7	D1	EPY	0.2	57.1	0

تغییر مکان نسبی طبقه

ضریب اصلاح با توجه به نکته

$$\text{مقدار دریفت} = \frac{(211.4 - 193.7) * 4 * 0.67}{3200} = 0.0148 \quad , \quad \text{دریفت مجاز} = 0.02 \Rightarrow 0.0148 < 0.02 \quad ok$$

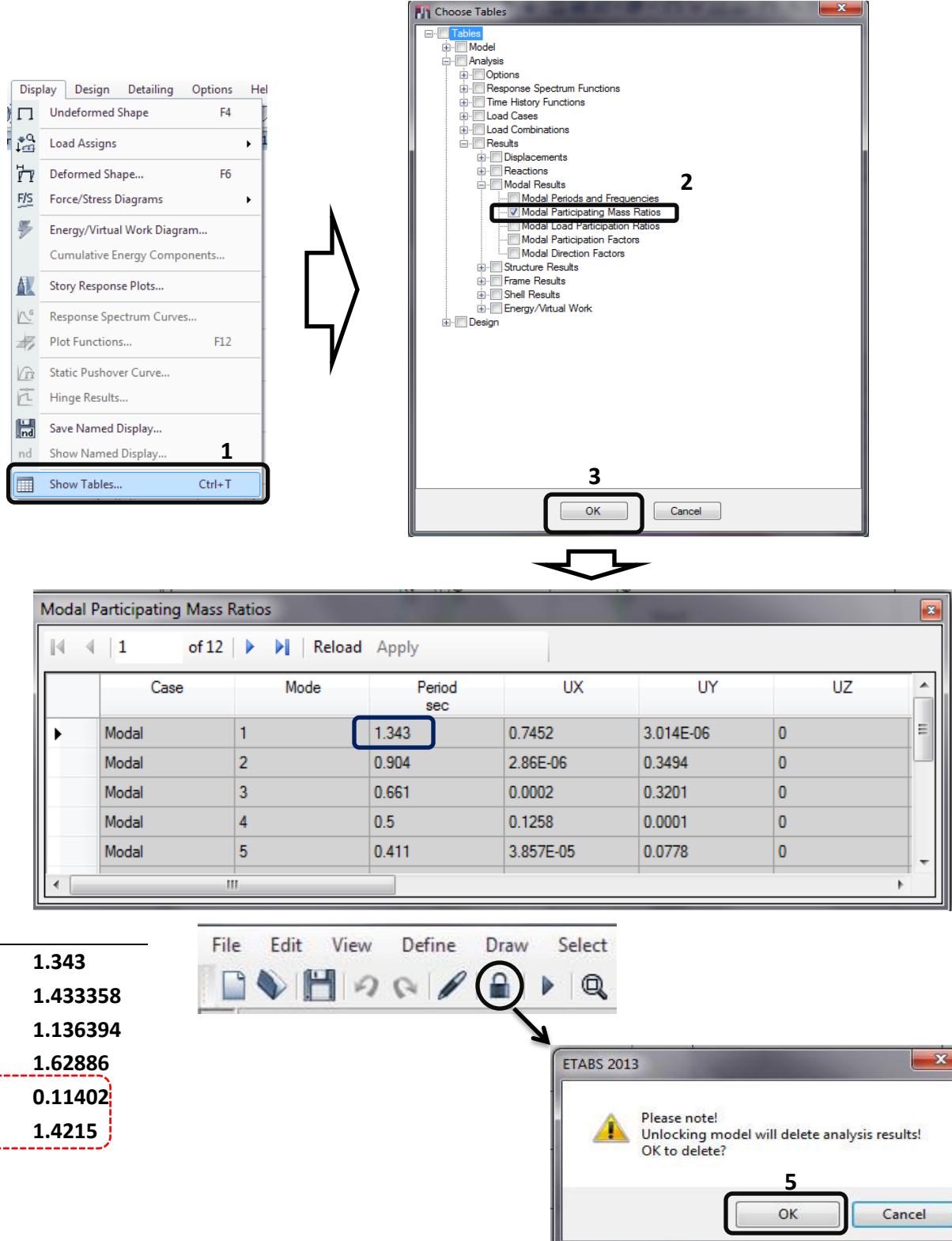
ارتفاع

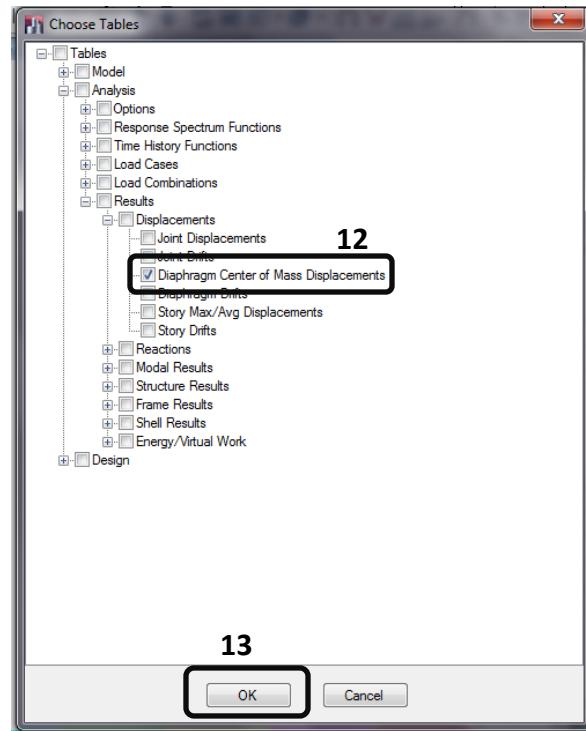
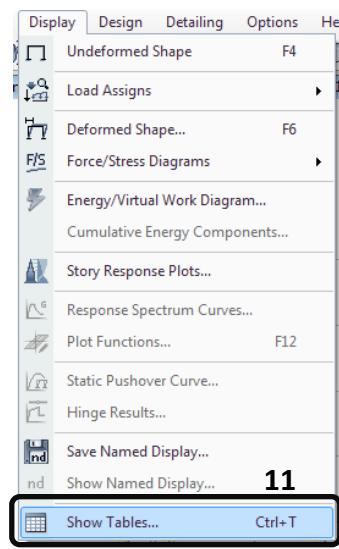
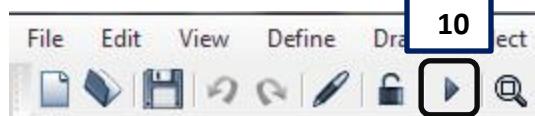
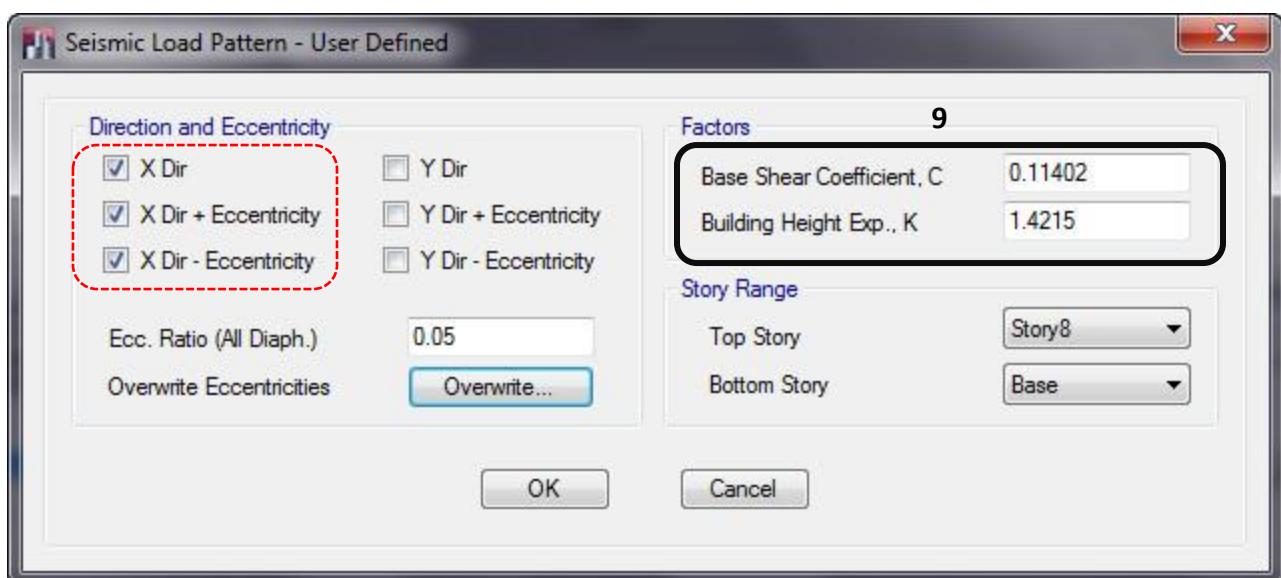
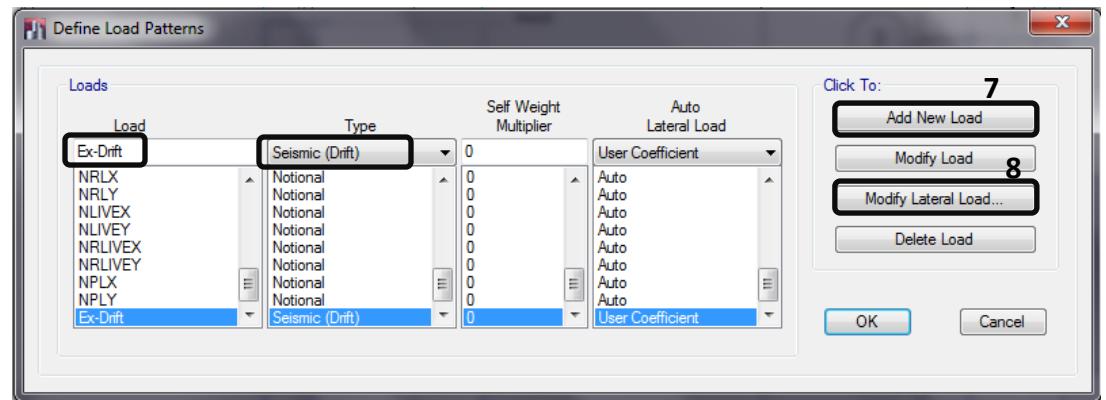
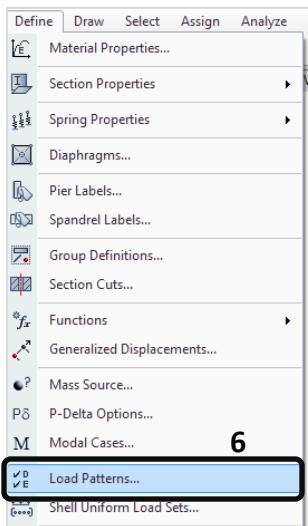
Cd ضریب قاب

برای سازه بیش از 5 طبقه

اگر در برخی طبقات دریفت بیش از حد مجاز شود، در این مورد به سراغ تبصره 1 بند 3-5-3 می‌رویم. مطابق این بند در صورتی که به روش فوق دریفت جوابگو نبود می‌توانیم ضریب زلزله را بر اساس زمان تناوب تحلیلی به دست آورده و بر اساس این ضریب فقط کنترل دریفت را تکرار نماییم. مقادیر زمانهای تناوب تحلیلی از قسمت Modal participating ratios نشان داده می‌شود. بر اساس این زمانهای تناوب تحلیلی ضریب زلزله را برای آن جهتی که جواب نداد دوباره محاسبه می‌کنیم. این مقدار را در فایل ETABS در یک حالت بار جدید مثلاً تحت عنوان Ex-Drift وارد می‌کنیم و نوع بار آن را Seismic Drift معرفی می‌کنیم. فایل را دوباره آنالیز کرده و مقادیر دریفت را در مرکز جرم دوباره استخراج کرده و با مقدار مجاز مقایسه می‌کنیم:

مثال:



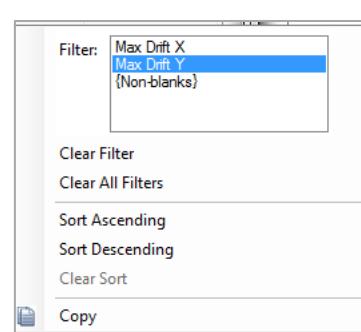
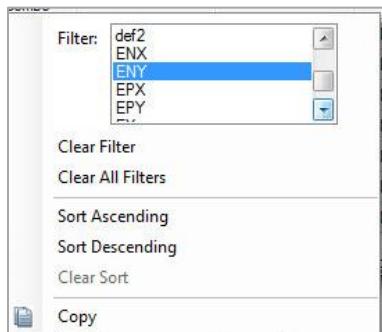
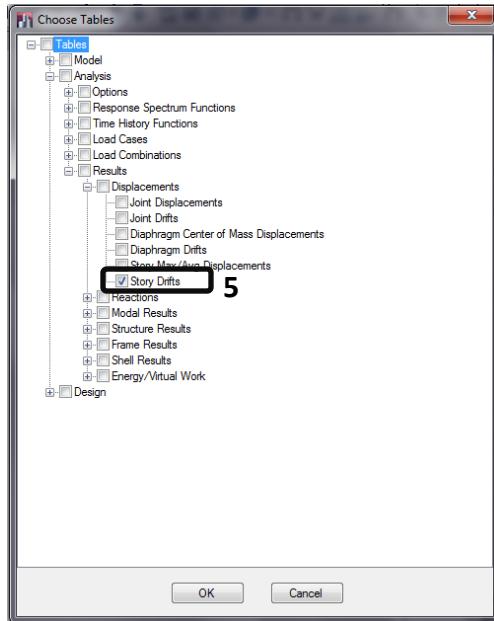
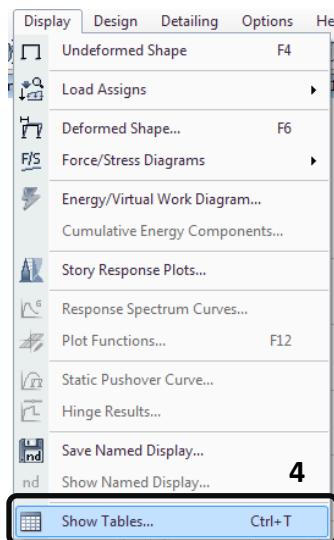


	Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	UY mm	UZ mm	
▶ Story8	D1	Ex-Drift 1	112.1	0.8	0	0	
Story8	D1	Ex-Drift 2	111.6	4.7	0	0	
Story8	D1	Ex-Drift 3	112.6	-3.1	0	0	
Story7	D1	Ex-Drift 1	95.9	0.2	0	0	
Story7	D1	Ex-Drift 2	95.9	1.5	0	0	
Story7	D1	Ex-Drift 3	95.9	-1	0	0	

نکته مهم: مطابق تبصره 2 بند 3-3 اگر سازه دارای نامنظمی پیچشی باشد، معیار کنترل دریفت دیگر مرکز جرم نمی-باشد و بلکه محور کناری سازه است که دارای تغییر شکل ماکزیمم است. برای کنترل سازه برای نامنظمی پیچشی ضریب  $\Delta A$  را بدست آورده و اگر برای هر بار این ضریب از مقدار 1.2 بیشتر باشد سازه دارای نامنظمی پیچشی است و برای این نوع بار بایستی تغییر مکان ماکزیمم در نظر گرفته شود. برای این کنترل به جدول story max/avg displacement مراجعه می‌کنیم و کنترل دریفت برای این حالت بار باید بر اساس ماکزیمم دریفت طبقه دوباره انجام شود. برای این منظور به سراغ جدول story drift یا diaphragm drift می‌رویم. مقادیر دریفت درج شده در این جداول، مقادیر ماکزیمم در هر طبقه است که باید در ضریب Cd ضرب و با مقدار مجاز مقایسه شود:

The 'Story Max/Avg Displacements' table shows the following data:

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story8	ENY	Y	90.8	86.1	1.054907
Story7	ENY	Y	75.3	58.4	1.289438
Story6	ENY	Y	60	46.7	1.283902
Story5	ENY	Y	44.9	35.1	1.281506



Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift
Story8	ENY	11	Max Drift Y	0.004695
Story7	ENY	53	Max Drift Y	0.004794
Story6	ENY	53	Max Drift Y	0.004695
Story5	ENY	53	Max Drift Y	0.003845
Story4	ENY	53	Max Drift Y	0.003415
Story3	ENY	53	Max Drift Y	0.002897
Story2	ENY	53	Max Drift Y	0.002365

$$\text{مقدار دریفت} = 0.004695 * 3.5 = 0.0164 \quad \text{دریفت مجاز} = 0.02 \quad \Rightarrow \quad 0.0164 < 0.02 \quad ok$$

ضریب

برای کلیه طبقات باید بررسی شود حتی اگر ضریب AJ آن طبقه طبق بار مذکور کمتر از 1.2 باشد.

## چند نکته در مورد کنترل دریفت:

- 1- در مورد سازه‌های قاب خمشی که ضریب نامعینی آنها برابر یک نیست مطابق تبصره 3 بند 3-5-3 در صورتی که سازه در منطقه با خطر زلزله زیاد یا خیلی زیاد واقع شده باشد باید مقدار مجاز دریفت ( $0.025$  یا  $0.02$ ) بر ضریب نامعینی تقسیم شود.
- 2- در صورت عدم جوابگویی سازه در برابر دریفت باید سختی سازه به شکلی افزایش یابد. برای این منظور باید به صورت سعی و خطأ با افزایش مقاطع تیرها و ستون‌ها به دریفت مناسب دست یافت. برای این کار می‌توان از گزینه **Display/Energy/Virtual work diagram** نیز کمک گرفت و تشخیص داد که برای هر حالت بار زلزله کدام اعضا ظرفیت جذب انرژی بیشتر یا کمتری دارند و تقویت آنها نقش بیشتری در ایجاد سختی بالاتر در سازه دارد. اعضا‌ی که برای آنها مقدار نسبی گزارش شده برای انرژی بالاتر است برای تقویت جهت افزایش سختی سازه و کاهش مقدار دریفت در اولویت هستند.

### \*کنترل کفایت درز انقطاع:

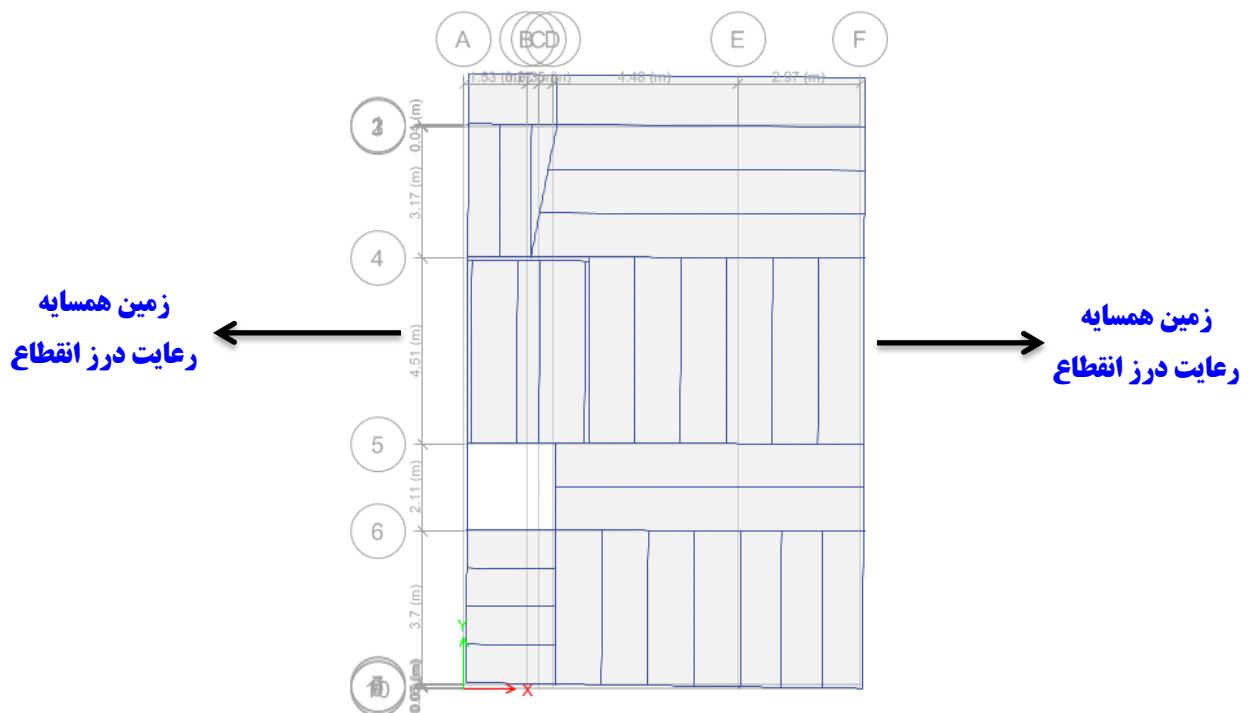
طبق ضابطه بند 14-11-6 مبحث ششم است که بر اساس آن برای ساختمان‌های بیش از ۵ طبقه صرفنظر از نوع کاربری لازم است که درز انقطاع علاوه بر رعایت میزان یک درصد فاصله از ساختمان مجاور بر اساس میزان **تغییر مکان جانبی سازه** در مجاورت سازه مجاور نیز تعیین گردد:

### ۱۴-۱۱-۶ درز انقطاع

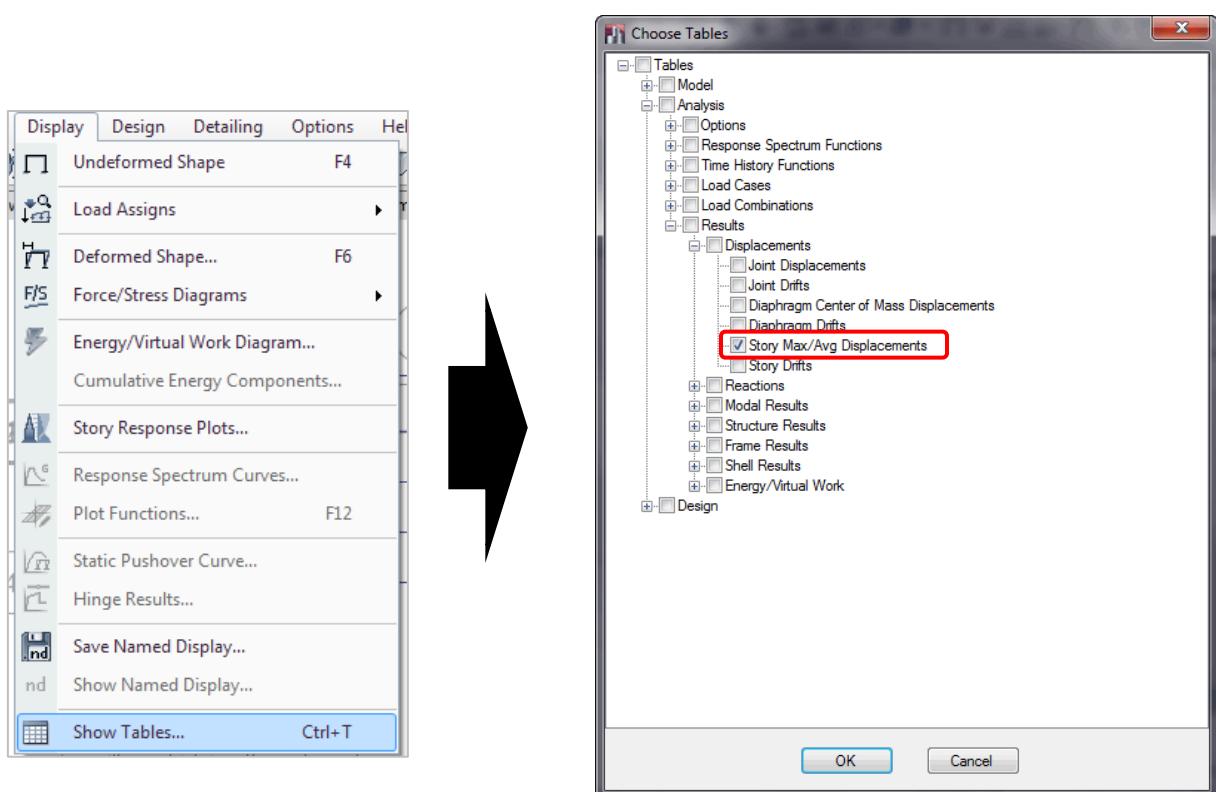
در ساختمان‌های با پنج طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با گروه خطرپذیری یک و دو با هر تعداد طبقه و در ساختمان‌های با بیشتر از پنج طبقه، عرض فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور نباید کمتر از تغییرمکان جانبی طرح آن طبقه، تغییرمکان غیر ارجاعی ناشی از زلزله طرح با اعمال ضریب بزرگنمایی  $C_d$  و لحاظ اثر  $P-\Delta$  مندرج در استاندارد ۲۸۰۰، باشد. اگر زمین مجاور معتبر عمومی باشد، رعایت فاصله مزبور ضروری نیست. اگر درز انقطاع از داخل یک ساختمان واقع در یک ملک عبور نماید می‌توان از جذر مجموع مربعات تغییرمکان‌های جانبی طرح دو ساختمان برای تعیین عرض درز انقطاع استفاده کرد و یا اینکه فاصله هر سازه از مرز مشترک دو قسمت را به هفتاد درصد مقدار تغییرمکان جانبی طرح آن کاهش داد.

این تغییر مکان جانبی باید بر اساس تغییر مکان حالت طرح محاسبه شود. برای محاسبه این تغییر مکان باید تغییر مکان گزارش شده توسط نرم افزار در ضریب  $C_d$  ضرب شود. برای تعیین درز انقطاع باید تغییر مکان جانبی طرح سازه مجاور نیز مشخص باشد و این دو تغییر مکان به روش SRSS (جذر مجموع مربعات) با هم ترکیب شوند. با توجه به اینکه در اکثر موارد وضعیت سازه مجاور نامشخص است می‌توان مقدار درز انقطاع نسبت به مرز زمین را به اندازه 70 درصد تغییر مکان جانبی طرح سازه تحت بررسی تعیین کرد.

**مثال: محاسبه مقدار لازم درز انقطاع در پلان شکل زیر با توجه به اینکه در راستای محور X در دو راستای شرقی و غربی خود مجاور ساختمان همسایه است؟ (سیستم جهت X قاب خمشی)**



چون این سازه در دو راستای شرقی و غربی خود مجاور ساختمان همسایه است و در دو جهت دیگر مجاور ساختمان دیگر نیست. بر این اساس کنترل درز انقطاع فقط برای زلزله جهت X که باعث جابه‌جایی ساختمان به سمت دو ساختمان مجاور می‌شود کفایت می‌کند. در اینجا تغییر مکان جانبی محاسبه شده باید بر اساس مقدار ماکریزیم آن و در حالت مطلق و نه نسبی برداشت شود:



ستون مربوط به ماکزیمم تغییر مکان مطلق سازه

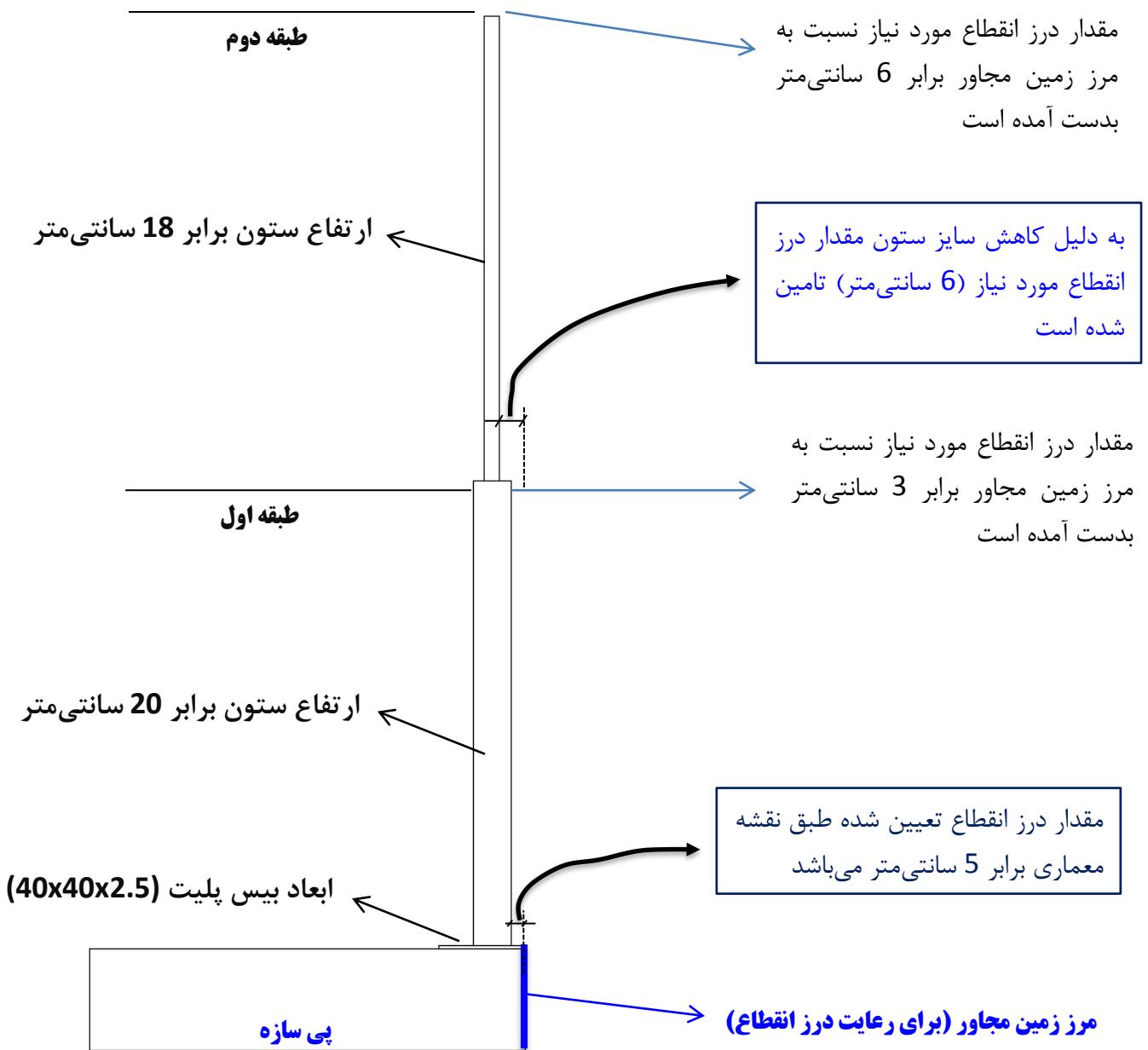
	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
▶	Story8	EX	X	63.8	63.3	1.009084
	Story7	EX	X	58.1	58.1	1.000506
	Story6	EX	X	50.6	50.3	1.006312
	Story5	EX	X	41.9	41.3	1.016077
	Story4	EX	X	32.3	31.5	1.025481
	Story3	EX	X	22.1	21.2	1.042442
	Story2	EX	X	13.4	12.8	1.047901
	Story1	EX	X	5.1	4.9	1.057538
	Base	EX	Y	0	0	
	Story8	ENX	X	214.6	211.1	1.016553
	Story7	ENX	X	204.1	194.3	1.050307
	Story6	ENX	X	177.5	168.3	1.05463
	Story5	ENX	X	146.8	138.2	1.061794
	Story4	ENX	X	113.2	105.8	1.070275
	Story3	ENX	X	77.4	71.1	1.088378
	Story2	ENX	X	47.1	43	1.093659
	Story1	ENX	X	18.1	16.4	1.107558
	Base	ENX	Y	0	0	
	Story8	EPX	X	218	210.7	1.034776
	Story7	EPX	X	202.9	192.9	1.051689
	Story6	EPX	X	174	166.9	1.042396
	Story5	EPX	X	141	136.9	1.03008
	Story4	EPX	X	106.6	104.5	1.019848
	Story3	EPX	X	70.3	70	1.004237
	Story2	EPX	X	42.3	42.3	1.001349
	Story1	EPX	X	16.2	16.1	1.006508
	Base	EPX	Y	0	0	

مقدار تغییر ماکسیمم طبقه تحت زلزله‌های جهت X برابر 21.8 سانتی‌متر است. چون ضریب زلزله را قبلاً در جهت X (قاب خمشی) برابر کردہ‌ایم (به خاطر تنظیم بارهای تشدید یافته)، این مقدار را بر ضریب 1.5 تقسیم می‌نمائیم و سپس جهت تبدیل آن به تغییر مکان طرح در ضریب Cd ضرب می‌کنیم. این ضریب برای جهت قاب خمشی طبق جدول 3-5 پیش‌نویس نهایی آیین‌نامه 2800 برابر 4 است. در آخر نیز باید طبق ضابطه بند 14-11-6 مبحث ششم ضریب 0.7 را اعمال کنیم:

$$21.8 * 4 * \frac{0.7}{1.5} = 41 \text{ cm}$$

**نکته:** اگر مقدار درز انقطاع مورد نیاز نسبت به مرز زمین مجاور از مقدار مشخص شده طبق نقشه‌های معماری بیشتر باشد، می‌توان از راه حل‌های زیر استفاده نمود:

1- از کاهش سایز ستون‌ها در ارتفاع کمک گرفت و در ارتفاع به تدریج درز انقطاع را مطابق با مقدار مورد نیاز در هر تراز افزایش داد. اگر در پروژه‌ای، ستون‌های لبه که مجاور ساختمان کناری هستند سایزشان کم نشده باشد عملًا این راه حل حداقل برای این ستون‌ها امکان‌پذیر نیست. مثال:



2- سازه را سختتر نموده به گونه‌ای که تغییر مکانهای جانبی به حد مجاز مورد نیاز کاهش یابند. در صورتی که مقدار درز انقطاع بدست آمده با مقدار درز انقطع موجود (نقشه معماری) اختلاف زیادی داشته باشد، این روش عملًا صرفه اقتصادی ندارد، مگر اینکه اساساً (برای تحمل بار زلزله و یا کنترل دریفت) برای این جهت از یک سیستم سخت مثل قاب با مهاربند هم محور یا دیوار برشی استفاده شود.

3- درز انقطاع را به اندازه مورد نیاز افزایش دهیم. این مساله باعث می‌شود که از هر سمت نسبت به ساختمان مجاور مجبور شویم که عرض سازه را کاهش دهیم که این مساله باعث می‌شود مقدار قابل توجهی از زیربنای مفید سازه کاهش یابد.

## 2-23 کنترل واژگونی:

محاسبه کنترل واژگونی بر اساس بند 3-3-8 پیش نویس نهایی ویرایش 4 آیین نامه 2800 انجام می‌گیرد. در ویرایش قبلی ضریب اطمینان برای کنترل واژگونی 1.75 بود ولی در این ویرایش چیزی در مورد ضریب اطمینان در این زمینه بیان نشده است. البته باید توجه شود که در ویرایش جدید نیروهای زلزله در حالت حدی محاسبه می‌شوند که حدود 1.4 برابر ویرایش قبلی آیین نامه هستند. با توجه به اینکه همین نیرو ایجاد لنگر واژگونی را می‌نماید اقلایاً یک ضریب 1.4 به عنوان ضریب اطمینان در این کنترل دیده می‌شود. به هر ضریب اطمینان را عدد یک در نظر می‌گیریم و سازه را در برابر واژگونی کنترل می‌نمائیم. در این کنترل باید به نکات زیر توجه نمود:

1- لنگر واژگونی باید نسبت به تراز زیر پی محاسبه شود. این تراز وقتی معلوم است که ارتفاع پی را داشته باشیم که در این مرحله هنوز این ارتفاع مشخص نیست. برای این ارتفاع با توجه به تعداد طبقات ساختمان یک ارتفاع عددی را حدس بزنید. در جهت اطمینان برای افزایش لنگر واژگونی عدد بالاتری را در نظر بگیرید مثلًاً برای سازه‌های تا 5 طبقه عدد 1 متر و از 5 طبقه تا 10 طبقه عدد 1.5 متر در نظر بگیرید (کمی اختلاف در عدد فرض شده با مقدار نهایی تاثیر چندانی در محاسبات نخواهد داشت).

2- محاسبه باید نسبت به گوشه‌های پی ساختمان انجام گیرد که موقعیت گوشه‌های پی نیز بستگی به عرض پی دارد. در جهت اطمینان این محاسبه را نسبت به لبه خارجی ساختمان در نظر بگیرید (کاهش لنگر مقاوم) و از بیرون زدگی پی صرفنظر کنید.

3- چون در قسمت محاسبه ارتفاع پی تقریباً حالت حدی را در نظر گرفتیم بهتر است از لنگر مقاوم ناشی از وزن پی و خاک روی آن در جهت اطمینان صرفنظر کنیم.

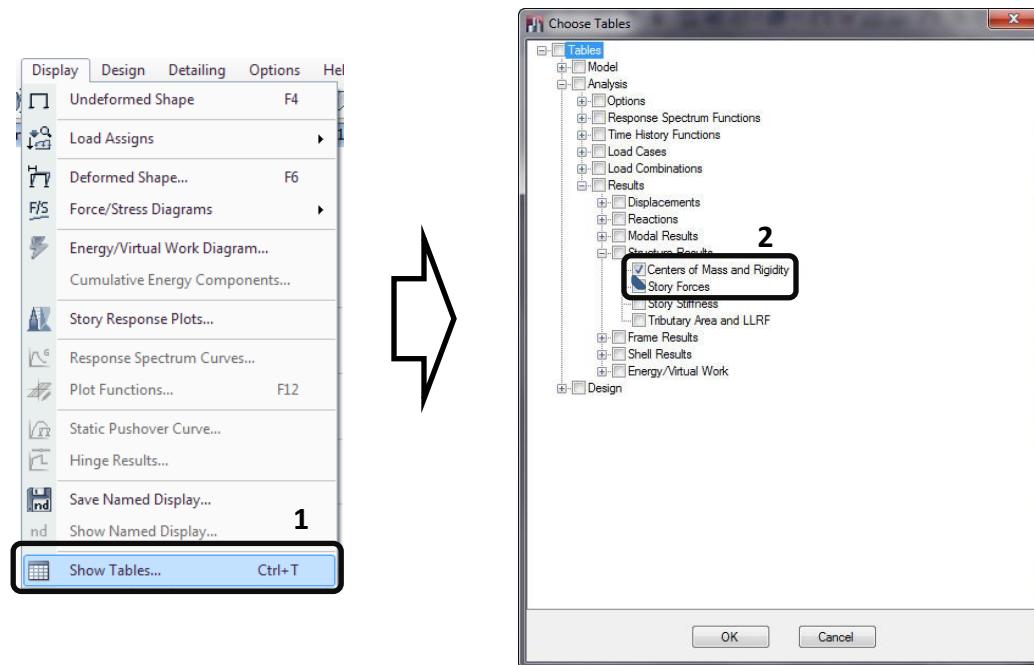
4- لنگر مقاوم باید بر اساس جرم موثر سازه یعنی تمام بار مرده به اضافه درصد موثر بار زنده که در محاسبه بار زلزله به کار رفته است محاسبه شود.

5- لنگر ناشی از بارهای جانبی نسبت به تراز روی پی از نرم افزار به صورت مستقیم قابل استخراج است. این لنگر را باید به تراز زیر پی منتقل نماییم. برای این منظور کافیست که لنگر به دست آمده را با حاصلضرب برش پایه در ارتفاع فرض شده برای پی جمع کنیم.

6- محاسبه لنگر واژگونی و مقاوم برای هر یکی از دو جهت اصلی سازه باید جداگانه انجام گیرد. برای جهت X فرض می‌کنیم که لنگر واژگونی ناشی از بارهای زلزله جهت X است. لنگر مقاوم نیز از ضرب جرم موثر سازه در فاصله مرکز جرم سازه در لبه سازه در جهت X به دست می‌آید. برای جهت 2 همین روند انجام می‌گیرد جز اینکه از نیروهای زلزله جهت 2 استفاده می‌کنیم و جرم سازه را در فاصله مرکز جرم تا لبه ساختمان در چپ و راست یا بالا و پایین آن متفاوت باشد (در زمانی که مرکز جرم دقیقاً وسط پلان ساختمان نباشد) که در این حالت طول کوتاهتر معیار محاسبه است. به این نکته هم توجه شود که نیروی زلزله جهت X ایجاد لنگر در جهت 2 و بالعکس می‌کند.

7- در استخراج جرم سازه و موقعیت مرکز جرم کل سازه از جدول **Center of mass and rigidity** استفاده می‌کنیم. مقادیر Xccm و Yccm در طبقه اول نشانگر مرکز جرم کل سازه و مقادیر X و Cumulative Y در طبقه اول نشانگر جرم موثر کل سازه است. از جدول Story Shears هم در ستون MX و MY لنگرهای واژگونی نسبت به تراز روی پی استخراج می‌شود.

**نکته مهم:** اگر در بند 8 این جزو، در معرفی ضریب زلزله مثلاً برای جهت قاب خمشی مقادیر ضریب زلزله را در نرم افزار در ضریب 1.5 ضرب کردیم (دلیل آن قبلًا ذکر شده است). برای اینکه این ضریب مشکلی ایجاد ننماید، مقادیر نگر واژگونی و برش پایه استخراجی از نرم افزار را در ضریب دو سوم ضرب می‌کنیم که اثر ضریب 1.5 که قبلًا اعمال شده است از بین رود:



	Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m	Cumulative X kg	Cumulative Y kg	XCCM m	YCCM m
▶	Story8	D1	17457.94	17457.94	1.4104	6.8244	17457.94	17457.94	1.4104	6.8244
	Story7	D1	142275.97	142275.97	4.3202	7.2937	159733.91	159733.91	4.0022	7.2424
	Story6	D1	132774.13	132774.13	4.6075	7.3108	292508.04	292508.04	4.277	7.2734
	Story5	D1	133058.58	133058.58	4.6082	7.3109	425566.61	425566.61	4.3805	7.2851
	Story4	D1	133164.7	133164.7	4.6087	7.3141	558731.31	558731.31	4.4349	7.292
	Story3	D1	133613.36	133613.36	4.5993	7.321	692344.67	692344.67	4.4666	7.2976
	Story2	D1	134005.33	134005.33	4.5876	7.328	826349.99	826349.99	4.4863	7.3026
	Story1	D1	125952.72	125952.72	4.5613	6.8168	952302.71	952302.71	4.4962	7.2383

	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T kgf-m	MX kgf-m	MY kgf-m
▶	Story1	EPX	Top	0	-236.5625	0	1900313	1218.8965	-3258542
▶	Story1	EPX	Bottom	0	-236.5625	0	1900318	1247.8534	-4036241
	Story1	EPY	Top	0	0	-200.0568	-1001457	2649358	-244.0085
	Story1	EPY	Bottom	0	0	-200.0568	-1001456	3294880	-281.5085

**مثال:** بعد ساختمان در جهت  $x$  و  $y$  به ترتیب برابر 9.8 و 13.8 متر می‌باشد. ارتفاع پی را برابر 1.2 در نظر می‌گیریم. نیروی زلزله در جهت  $x$  در ضریب 1.5 ضرب گردیده است. محاسبه ضرایب اطمینان در جهت  $x$  و  $y$ ؟

حجم سازه بر حسب کیلوگرم		واحد
M=	952303	kg
موقعیت مرکز جرم سازه		
Xccm=	4.4962	m
Yccm=	7.2383	m
ابعاد ساختمان		
X=	9.8	m
Y=	13.8	m
ارتفاع فرض شده برای پی		
h=	1.2	m

خروجی ایتبز < مقادیر Cumulative X و Cumulative Y

خروجی ایتبز < جدول Center of mass and rigidity

کنترل واژگونی در جهت X		واحد
لنگر واژگونی نسبت به روی پی		
M'E=	2690667	Kgf-m
برش پایه		
Vx=	157708.3	kgf
لنگر واژگونی نسبت به زیر پی		
ME=	2879917	Kgf-m
لنگر مقاوم		
MR=	4281745	
ضریب اطمینان		
FS=MR/ME=	1.48676	ok

خروجی ایتبز < جدول Story Forces

$$M'E = \frac{MY}{1.5} = \frac{4036241}{1.5} = 2690 \text{ ton.m}$$

$$Vx = \frac{236.5625}{1.5} = 157.708 \text{ ton}$$

$$ME = M'E + Vx * 1.2 = 2879 \text{ ton.m}$$

$$MR = M * \min(Xccm, X - Xccm) \\ = 952.3 * \min(4.49, 9.8 - 4.49) \\ = 4281 \text{ ton.m}$$

کنترل واژگونی در جهت Y		واحد
لنگر واژگونی نسبت به روی پی		
M'E=	3296000	Kgf-m
برش پایه		
Vy=	200056	kgf
لنگر واژگونی نسبت به زیر پی		
ME=	3536067	Kgf-m
لنگر مقاوم		
MR=	6248727	
ضریب اطمینان		
FS=MR/ME=	1.76714	ok

خروجی ایتبز < جدول Story Forces

$$M'E = MX = 3296 \text{ ton.m}$$

$$Vy = 200.056 \text{ ton}$$

$$ME = M'E + Vy * 1.2 = 3536 \text{ ton.m}$$

$$MR = M * \min(Yccm, Y - Yccm) \\ = 952.3 * \min(7.24, 13.8 - 7.24) \\ = 6248 \text{ ton.m}$$

### 3-23 کنترل زمان تناوب تجربی با زمان تناوب تحلیلی:

اگر در زمان محاسبه زمان تناوب تجربی جهت محاسبه زمان تناوب تحلیلی، مقدار تجربی را در ضریب 1.25 ضرب کرده باشیم، باید کنترل کنیم که این افزایش انجام شده باعث نمی‌شود که زمان تجربی بیش از مقدار تحلیلی گردد. مقدار زمانهای تناوب تحلیلی برای دو جهت  $X$  و  $Y$  از جدول Modal participating ratios بدست می‌آید. توجه گردد که زمان تناوب تحلیلی لزوماً مربوط به مود اول نیست و برای دو جهت  $X$  و  $Y$  با هم متفاوت است. در هر مود نوسانی یک زمان تناوب داریم. هر مود نوسانی با فرض صلبیت سقف‌ها ترکیبی از نوسانات در راستاهای  $X$  و  $Y$  و دوران حول محور  $Z$  است که آخری مود پیچشی است. ولی بین این سه تا معمولاً یکی اثر بیشتری در آن مود دارد که بر اساس آن تصمیم گرفته می‌شود که این مود مربوط به کدامیک از این سه حالت است. برای تصمیم‌گیری در این موضوع باید در جدول مذکور جرم مودی نسبی برای هر یک از این سه جهت را در ستون‌های  $UX$  و  $UY$  و  $RZ$  مشاهده کنیم. در این بزرگتر نشان دهنده اینست که در جهت مذکور در آن مود اثر بیشتری وجود دارد. بر این اساس مود اول یک مود نوسانی در جهت  $X$  و مود دوم در جهت  $Y$  و مود سوم یک مود نوسانی پیچشی خواهد بود. زمان‌های تناوب را استخراج و با زمان‌های تناوب تجربی مقایسه می‌کنیم. گر این ضابطه ارضا نشود باید بازگشته و به جای زمان تناوب تجربی افزایش یافته، زمان تناوب تحلیلی استخراج شده را جایگزین نماییم و دوباره فرآیند طراحی را تکرار کنیم.

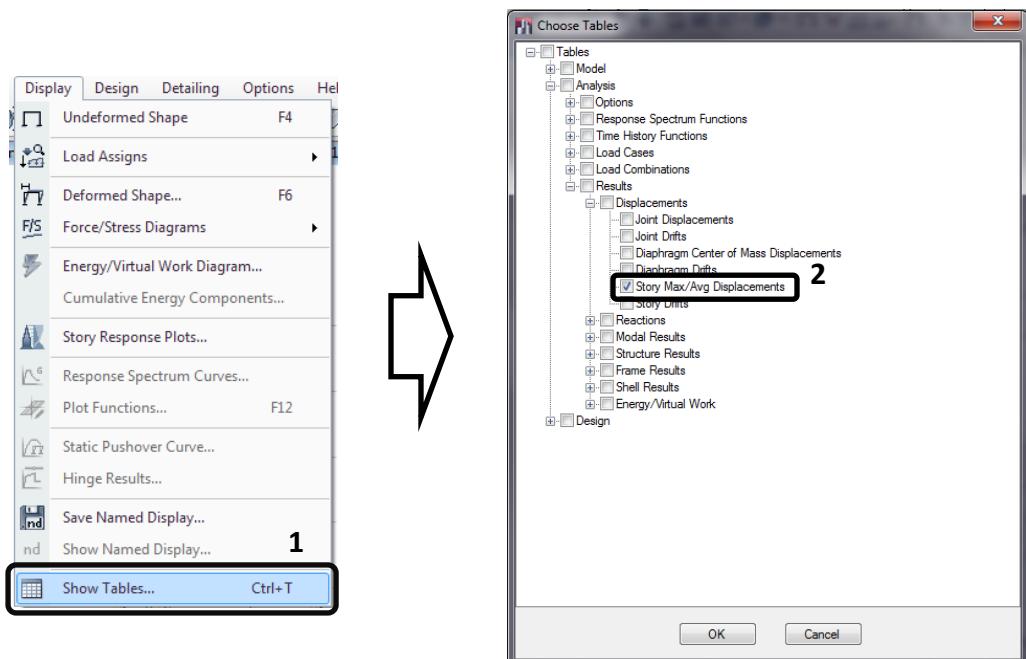
**نکته: پس از پایان هر فرآیند آنالیز و طراحی اگر مقاطع سازه تغییر کند این کنترل را دوباره باید انجام گیرد.**

The figure shows the SAP2000 software interface with two main windows. On the left is the 'Display' menu bar with various options like 'Undeformed Shape', 'Load Assigns', and 'Show Tables...'. A large black arrow points from the 'Show Tables...' button to the right window. The right window is a 'Choose Tables' dialog box with a tree view of available tables. Under 'Results', the 'Modal Results' node is expanded, and the 'Modal Participating Mass Ratios' table is selected, indicated by a red box and the number '2'. Below the tree is an 'OK' button. The bottom window is a detailed table titled 'Modal Participating Mass Ratios' showing data for 12 cases. The columns are 'Case', 'Mode', 'Period sec', 'UX', and 'UY'. The 'Mode' column contains values 'جهت X' (Mode X) and 'جهت Y' (Mode Y). The 'Period sec' column has values like 1.343, 0.904, 0.661, etc. The 'UX' and 'UY' columns show small numerical values. Red dashed arrows point from the circled '1.343' and '0.904' in the table back to the circled '1.343' and '0.904' in the 'Choose Tables' dialog's tree view, indicating the selection of the specific table.

Case	Mode	Period sec	UX	UY
Modal 1	X جهت X	1.343	0.7452	3.014E-06
Modal 2	Y جهت Y	0.904	2.88E-06	0.3494
Modal 3		0.661	0.0002	0.3201
Modal 4		0.5	0.1258	0.0001
Modal 5		0.411	3.857E-05	0.0778
Modal 6		0.332	0.0293	0.0004

## 23-4 کنترل برونو از مرکزیت اتفاقی و تشدید برونو از مرکزیت اتفاقی (ضرایب بزرگنمائی پیچشی)

ضابطه این موضوع در بند 3-3-7-3 از پیش‌نویس نهایی آیین نامه 2800 ویرایش 4 ذکر شده است. طبق این بند اگر نسبت تغییر مکان جانبی ماکرزمیم به تغییر مکان جانبی میانگین در هر طبقه با احتساب برونو از مرکزیت اتفاقی بیش از 1.2 شود لازم است که این برونو از مرکزیت که در حالت عادی 5 درصد لحاظ می‌شود در هر طبقه با ضریب  $Aj$  که طبق رابطه 3-8 از پیش‌نویس نهایی محاسبه می‌شود تشدید شود. برای این کنترل به جدول story max/avg displacement مراجعه می‌کنیم. در ستون ratio اگر مقادیر کمتر از 1.2 باشد مشکلی نیست و گرنه سازه دارای نامنظمی از نوع پیچشی است. اگر برخی از این مقادیر بیش از 1.4 باشد سازه دارای نامنظمی پیچشی شدید خواهد بود. اگر برای حالت باری مثلاً EPX این مقدار بیش از 1.2 باشد، باید برای این حالت بار EPX تشدید انجام گیرد. ضریب  $Aj$  که طبق رابطه  $Aj = \left( \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave} * 1.2} \right)^2$  بدست می‌آید باید در عدد 0.05 ضرب شود. این افزایش باید طبقه به طبقه انجام گیرد ولی در جهت اطمینان می‌توان کل طبقات را با همین مقدار تشدید کرد و برای این حالت بار کل طبقات با برونو از مرکزیت ( $Aj * 0.05$ ) درصد مورد آنالیز قرار داد. در صورت ایجاد تغییر قابل ملاحظه در مقاطع باید کنترلهای قبلی که وابسته به سختی سازه است دوباره انجام گیرد (مانند کنترل زمان تناوب تحلیلی، کنترل دریفت و کنترل واژگونی که با تغییر اعضا و به تبع آن تغییر در سختی سازه و وزن سازه دچار تغییر می‌شود):



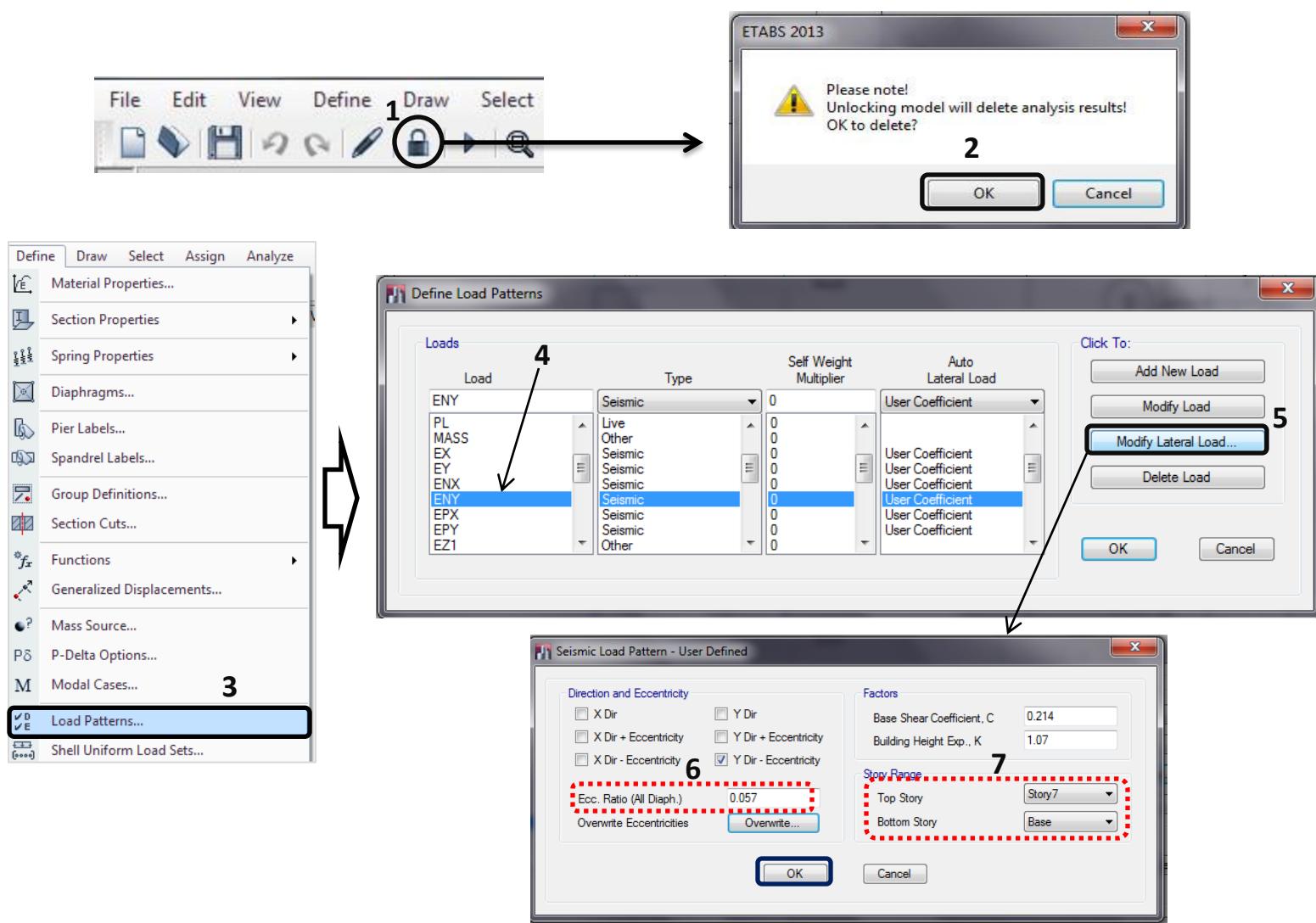
	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Base	ENX	Y		0	0	
Story8	ENY	Y		90.8	86.1	1.054907
Story7	ENY	Y		75.3	58.4	1.289438
Story6	ENY	Y		60	46.7	1.283902
Story5	ENY	Y		44.9	35.1	1.281506
Story4	ENY	Y		32.6	25.8	1.265591
Story3	ENY	Y		21.7	17.6	1.233716
Story2	ENY	Y		12.4	10.2	1.219583
Story1	ENY	Y		4.9	4.2	1.173075
Base	ENY	Y		0	0	

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio	ok or not good?	ضریب تشدید برون از مرکزیت Aj
Story8	ENY	Y	90	85.4	1.053783	ok	1
Story7	ENY	Y	74.6	58.3	1.28119	not good	1.139894
Story6	ENY	Y	59.4	46.6	1.27531	not good	1.129455
Story5	ENY	Y	44.5	35	1.272508	not good	1.124498
Story4	ENY	Y	32.3	25.7	1.256275	not good	1.095991
Story3	ENY	Y	21.5	17.6	1.224081	not good	1.040538
Story2	ENY	Y	12.3	10.2	1.20941	not good	1.015745
Story1	ENY	Y	4.8	4.2	1.162434	ok	1
Base	ENY	Y	0	0		ok	1

$$Aj = \left( \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave} * 1.2} \right)^2 = \left( \frac{74.6}{58.3 * 1.2} \right)^2 = 1.13$$

طبق نمونه مثال بالا برای طبقه هفتم مقدار Aj برابر است با:

در این مثال برای حالت بار ENY برون از مرکزیت اتفاقی بین حدود 1 تا 14 درصد باید افزایش یابد. این افزایش باید طبقه به طبقه انجام گیرد ولی می‌توان در جهت اطمینان کل طبقات را با همین مقدار تشدید کرد و برای این حالت بار کل طبقات با برون از مرکزیت 5.7 درصد (Aj \* 5 = 1.13 \* 5 = 5.7%) مورد آنالیز قرار دهیم:



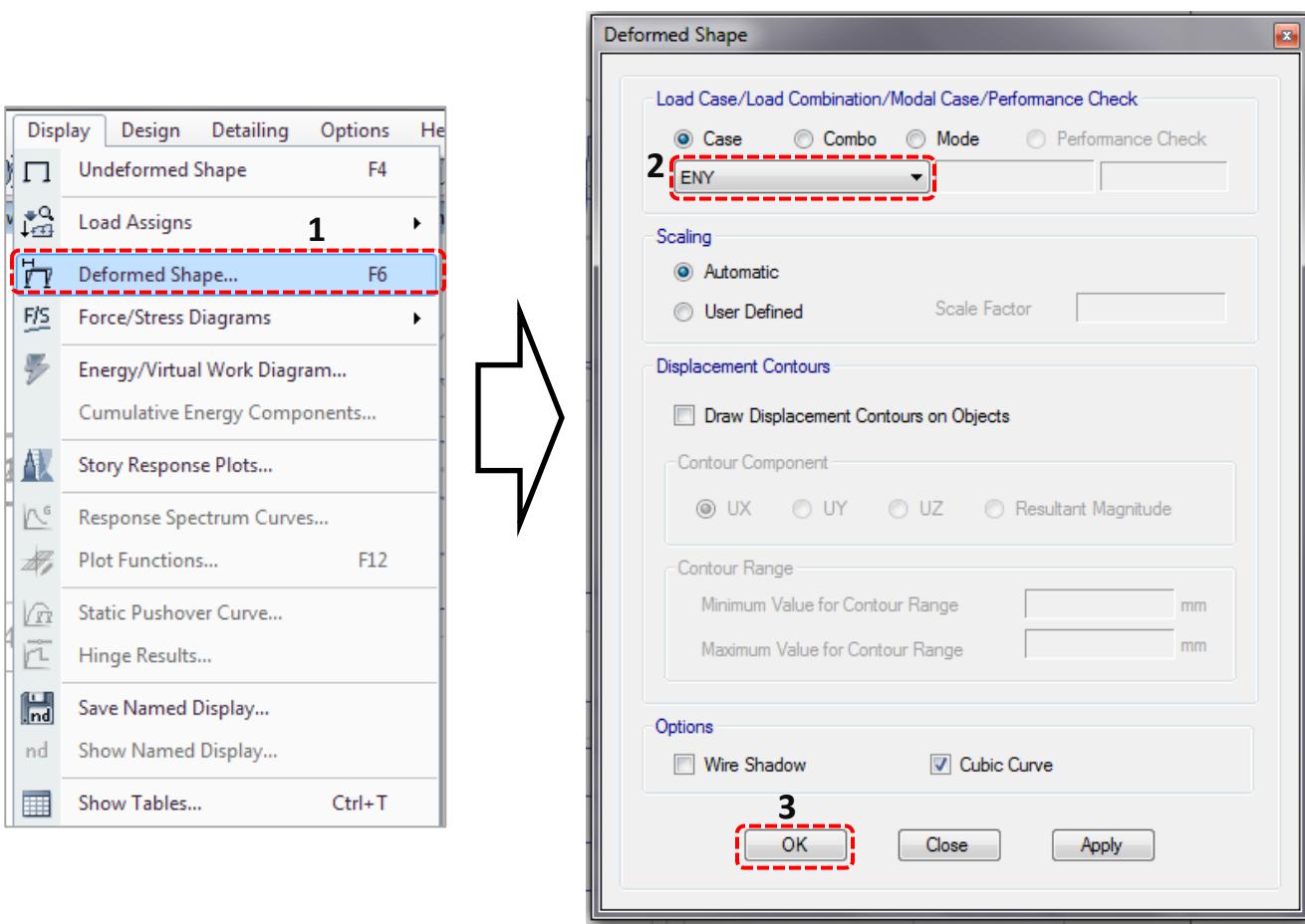
## بررسی نامنظمی پیچشی در سازه:

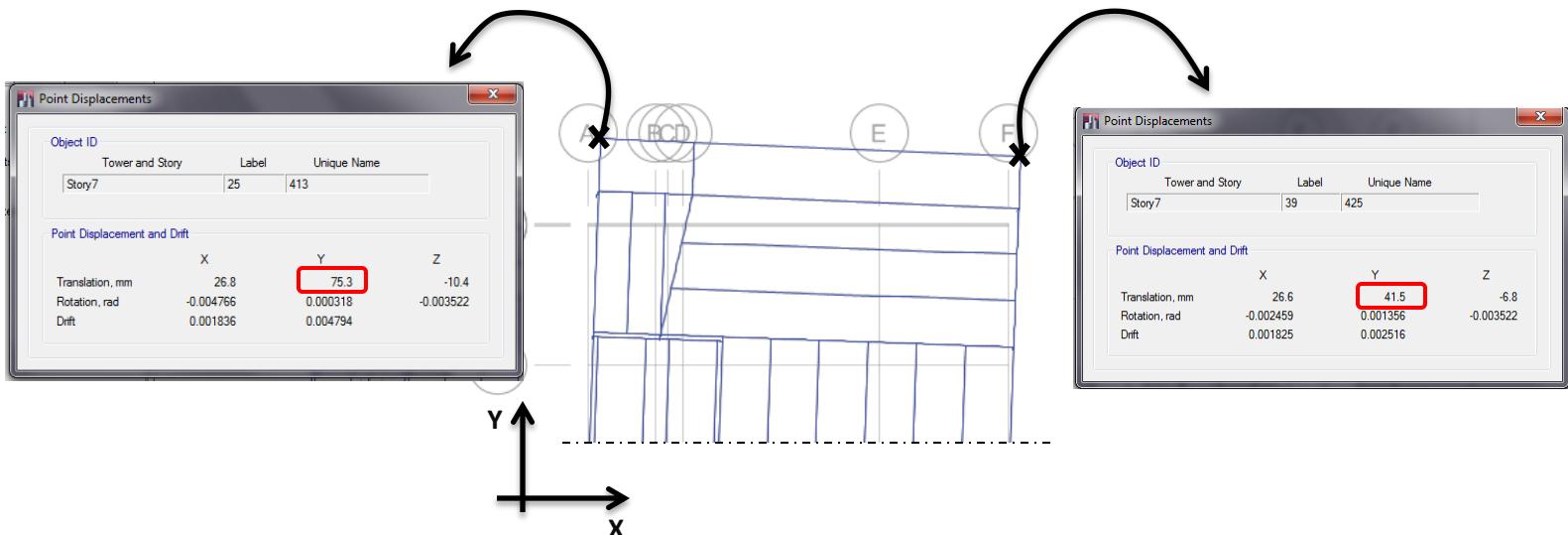
برخی از کنترل‌ها در مورد منظمی سازه وابسته به نتایج آنالیز است. یکی از این موارد بحث مریبوط به ضوابط منظمی یا نامنظمی پیچشی است. این بحث از این جهت دارای اهمیت است که اگر طبق جدول 1-3 پیش‌نویس نهایی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۴ سازه را با فرض عدم نامنظمی پیچشی علاوه بر برخی نامنظمی‌های دیگر (نامنظمی جرمی، طبقه نرم، طبقه خیلی نرم، و نامنظمی هندسی در ارتفاع) تحلیل استاتیکی کردید (این موارد جز نامنظمی پیچشی در سازه همان ابتدا قابل بررسی بود)، حال بایستی بررسی نمود که نامنظمی پیچشی باید نسبت تغییر مکان میانگین در هر طبقه با لحاظ کردن اثر بروون از مرکزیت اتفاقی کمتر از ۱.۲ باشد. این نسبت از جدول Story Max/Avg Displacement قابل مشاهده است. اگر این نسبت طبق جدول برای سازه طراحی شده برای هر بار بیش از ۱.۲ باشد، بر این اساس سازه دارای نامنظمی پیچشی است که یا باید به شکلی این نامنظمی را از بین برد و یا اینکه تحلیل دینامیکی را برای سازه جایگزین نمود و فرآیند آنالیز و طراحی را به این روش دوباره تکرار نمود.

یکی از راه‌ها برای از بین بردن نامنظمی پیچشی و یا کاهش آن این است که در سمتی از سازه که تغییر شکل‌ها زیاد است سختی را افزایش (برای کاهش تغییر مکان میانگین) و در سمت مقابل سختی را کاهش دهیم (اندکی باعث کاهش نسبت تغییر شکل میانگین به مقدار میانگین می‌شود).

**نکته:** با تغییر مقاطع باید فرآیند آنالیز و طراحی سازه دوباره انجام گیرد؛ علاوه بر آن کنترل‌های قبلی از جمله کنترل دریفت نیز دوباره انجام شود.

**مثال:**

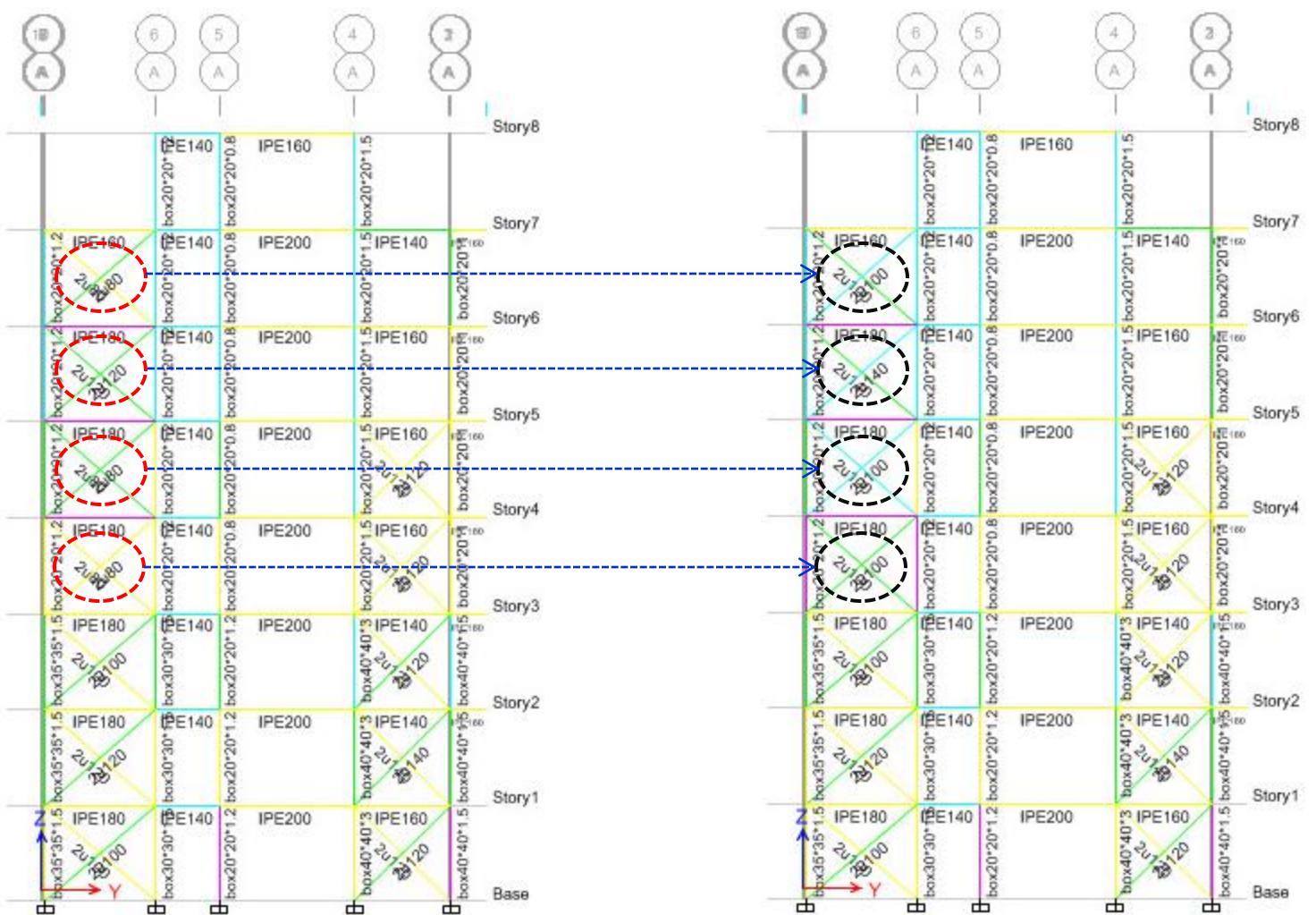


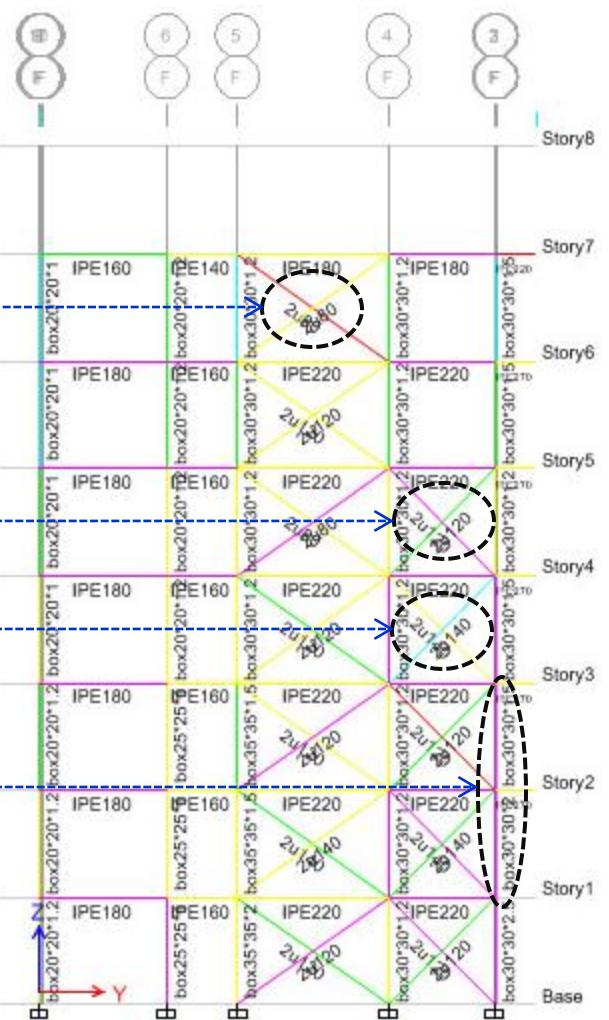


با توجه به شکل اثر بار ENY تحت اثر قاب A تغییر مکان ماکریم  $\Delta max = 75.3\text{mm}$  و قاب F تغییر مکان مینیمم

$$Ratio = \frac{\Delta max}{\frac{\Delta max + \Delta min}{2}} = \frac{75.3}{\frac{75.3 + 41.5}{2}} = 1.289$$

می باشد. بنابراین نسبت تغییر مکان ماکریم به متوسط برابر  $\Delta min = 41.5\text{mm}$  است که باید به شکلی این نامنظمی را از بین برد. برای این منظور در این سازه با افزایش سایز بادبندها و ستون های کنار بادبند در محور A سختی قاب در این محور را اندکی افزایش می دهیم و بر خلاف آن در محور F تا حد امکان این سایز را کاهش می دهیم. البته این کاهش سایز تا حدی خواهد بود که باعث عدم جوابگویی مقاطع نشود:





کاهش سختی در قاب F (کاهش نسبت تغییر شکل ماقزیم به مقدار میانگین)

مراحل بالا اندکی باعث کاهش نسبت تغییر شکل ماقزیم به مقدار میانگین شده است و این نسبت را به حدود 1.25 در حالت بار Y کاهش داده است. این مقدار البته هنوز هم مجاز نیست که البته می‌توان از آن اغماس کرد و ادامه طراحی را با همان نتایج آنالیز استاتیکی انجام داد:

با توجه به اصلاح سختی قاب A تحت اثر بار Y دارای تغییر مکان ماقزیم  $\Delta_{max} = 75.4\text{mm}$  و قاب F دارای تغییر مکان مینیمم  $Ratio = \frac{\Delta_{max}}{\frac{\Delta_{max}+\Delta_{min}}{2}} = \frac{75.4}{\frac{75.4+44.7}{2}} = 1.25$  می‌باشد. بنابراین نسبت تغییر مکان ماقزیم به متوسط برابر  $\Delta_{min} = 44.7\text{mm}$

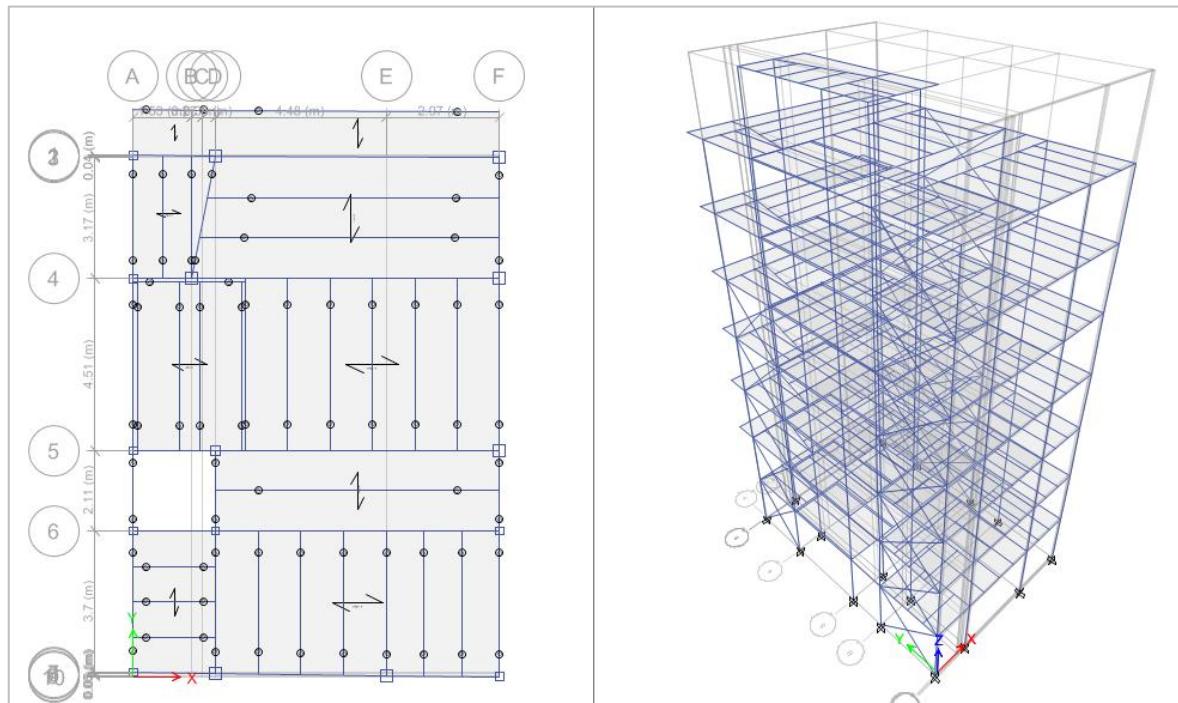
می‌باشد.

## کنترل صلبیت دیافراگم سقف‌ها:

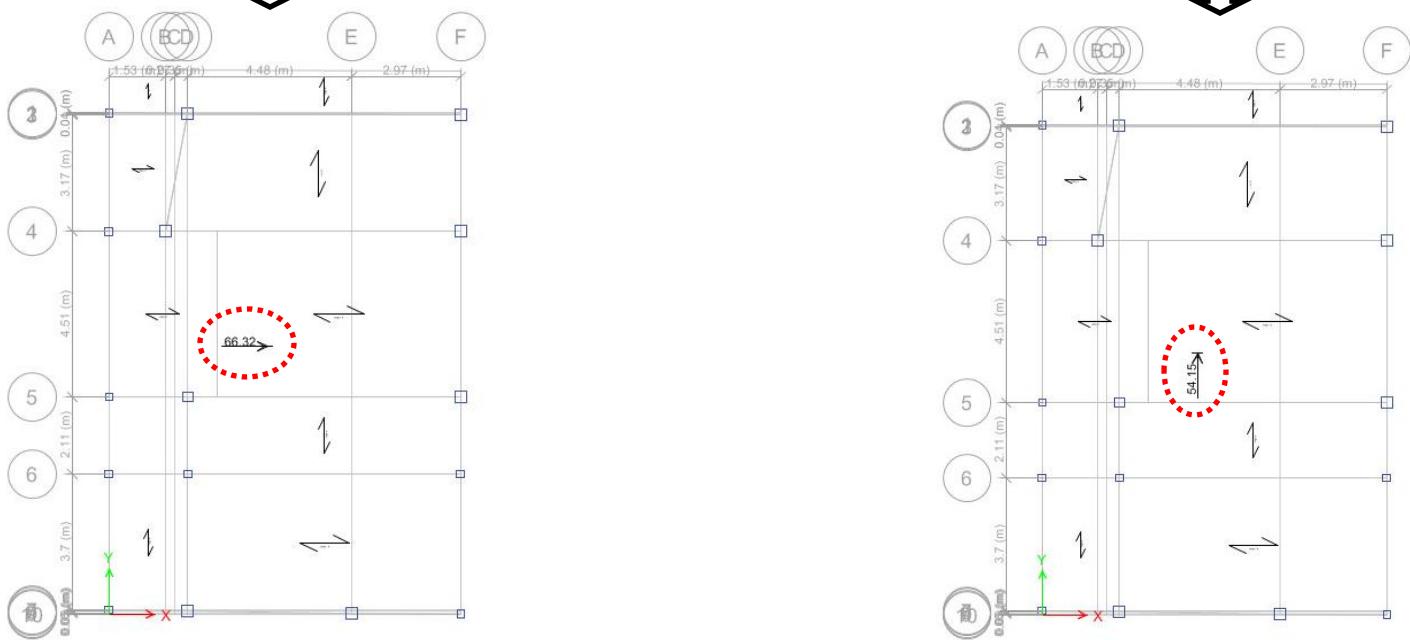
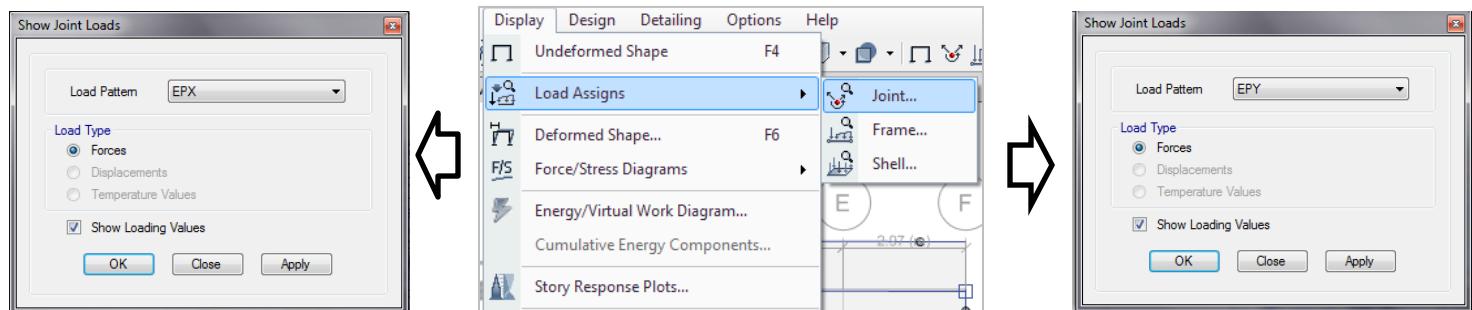
اگر در مرحله مدل‌سازی سازه با فرض صلبیت سقف‌ها، بر این اساس المان‌های سطحی سقف به عنوان دیافراگم صلب تعریف کردیم. حال باید کنترل کنیم که این فرض صحیح بوده است یا خیر. مطابق بند 3-8 پیش‌نویس نهایی ویرایش 4 آیینه 2800 سقف‌ها به سه دسته انعطاف‌پذیر، صلب و نیمه صلب تقسیم می‌شوند. اگر فرض ما صلبیت سقف بوده است، برای اینکه سقف این فرض را ارضاء نماید باید تغییر شکل‌های داخلی سقف تحت نیروهای زلزله وارد بر هر طبقه (نیروی جانبی همان طبقه و نه برش طبقه) از نصف تغییر شکل‌های جانبی نسبی همان طبقه تحت همان نیروها کمتر باشد. در غیر این صورت سازه نیمه صلب یا انعطاف‌پذیر خواهد بود. در حالت انعطاف‌پذیر این نسبت بزرگتر از 2 است. در سقف انعطاف‌پذیر توزیع نیروها بر اساس توزیع جرم خواهد بود و عملاً مرکز جرم و سختی روی هم خواهد افتاد و سازه تحت پیچش نخواهد بود (جز پیچش تصادفی). در مورد سقف‌های نیمه صلب نباید عناصر سقف به صورت دیافراگم صلب تعریف شوند ولی باید المان‌های سقف تا حد امکان واقعی مدل شده تا توزیع نیرو بر اساس سختی واقعی المانها بین عناصر مقاوم جانبی انجام گیرد. **برای این کنترل به شرح زیر عمل می‌کنیم:**

- 1- یا باید این کنترل برای تمام سقف‌ها و هر دو جهت اصلی انجام شود و یا حالت بحرانی را انتخاب می‌کنیم. (معمولًاً با توجه به تیپ بودن طبقات، حالت بحرانی طبقه بام خواهد بود که بیشترین نیروی جانبی را دارد).
  - 2- عناصر طبقه بام (به جز ستون و بادبندها) را انتخاب کرده و از آنها از منوی File > Export > Partial Etabs.edb file یک خروجی به صورت فایل ETABS با پسوند edb می‌گیریم. فایل جدید را باز می‌کنیم و در فایل جدید صلبیت سقف را حذف می‌کنیم.
  - 3- در محل‌هایی که قاب مقاوم جانبی وجود دارد در یکی از دو انتهای قاب یک تکیه گاه مفصلی خارجی تعریف می‌کنیم. تکیه گاه هر سه حرکت این نقاط را می‌بندد. قاب‌های مقاوم می‌توانند شامل قابهای خمشی یا قابهای دارای مهاربند باشند. قاب‌های مفصلی فاقد مهاربند شامل این مساله نمی‌شوند.
  - 4- از فایل اول مقدار بار جانبی طبقه مورد نظر (معمولًاً بام) را استخراج می‌کنیم. این مقدار برای سازه مورد نظر در جهت X و جهت Y استخراج می‌کنیم و مقادیر این بارها را بر طول سازه عمود بر جهت نیرو تقسیم می‌کنیم.
  - 5- مقادیر مرحله قبل را باید به صورت بارهای گسترده به المان‌های سطحی سقف در جهت اعمال زلزله وارد کنیم. برای این منظور کافیست که مقادیر مرحله قبل را بر طول المان‌های سقف به موازات نیروی زلزله تقسیم کنیم. توجه کنید که لازم نیست این نیرو به تمام المان‌های سقف اعمال شود. در عرض سازه (عمود بر جهت اعمال زلزله) در هر قسمت به یکی از المانها اعمال کنیم این مساله کافیست. نیروی اعمال شده به صورت بار گسترده سطحی باید به گونه‌ای باشد که بعد از ضرب این نیرو در طول المان سقف به موازات نیروی زلزله، با مقدار محاسبه شده در مرحله قبل یکسان شود.
- \* بهتر است که برای عدم تداخل این بارها با بقیه بارهای سازه که قبلاً اعمال شده است این بارها در دو حالت بار جدید به صورت جداگانه انجام گیرد. می‌توان دو حالت Diaphragm-x و Diaphragm-Y تعریف نمود و نیروهای زلزله هر یک از دو جهت را در آن وارد کرد.
- 6- پس از انجام مراحل فوق سازه را فقط در همان دو حالت بار تعریف شده آنالیز کرده و مقادیر جابه‌جایی‌های نسبی سقف را در هر یک از این دو حالت مشاهده کرده و مقادیر ماکریم برای بارهای زلزله جهات X و Y را استخراج می‌کنیم.
  - 7- به فایل سازه اصلی برگشته و مقادیر تغییر شکل‌های جانبی نسبی سازه در طبقه مورد نظر را تحت دو بار زلزله X و Y در محل مرکز جرم استخراج می‌کنیم.
  - 8- مقادیر مرحله 6 را با نصف مقادیر استخراج شده در مرحله 7 مقایسه می‌کنیم.

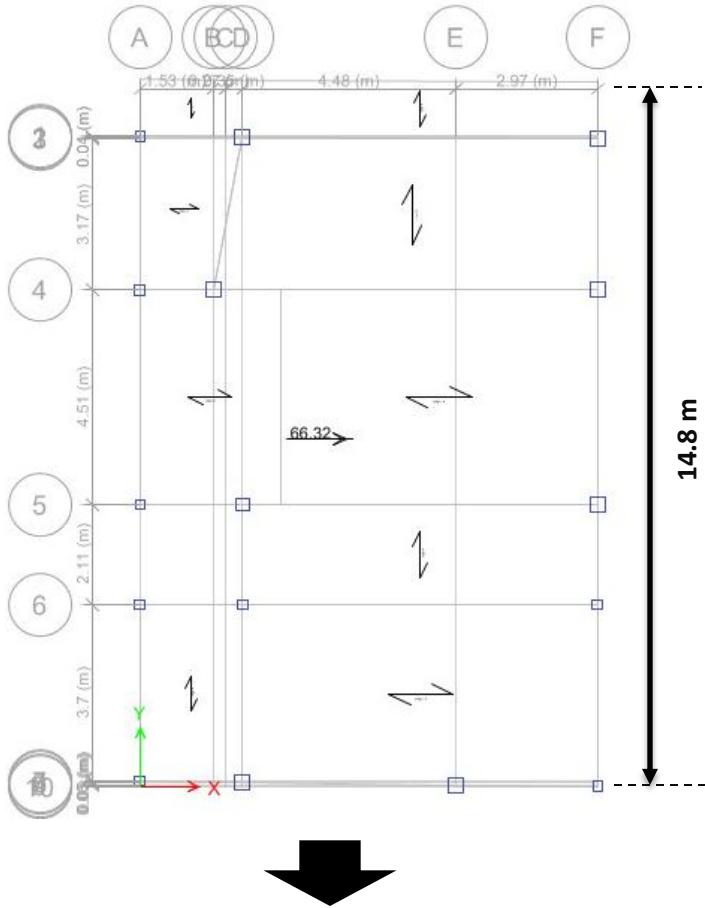
## مثال: کنترل صلیبیت سقف پلان شکل زیر؟



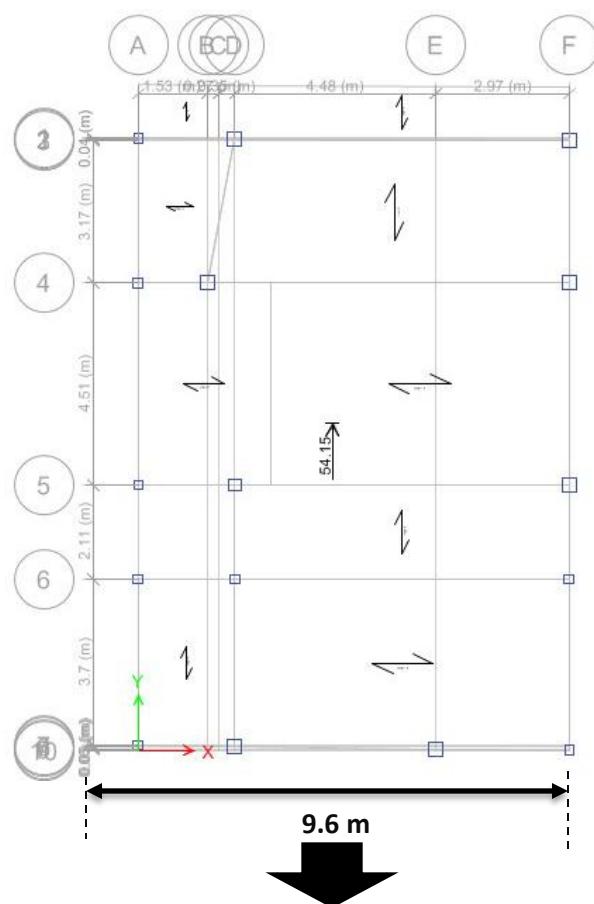
**حل:** کنترل صلیبیت برای تمام سقف‌ها و هر دو جهت اصلی باید انجام شود و یا حالت بحرانی را انتخاب کنیم. با توجه به تیپ بودن طبقات در اینجا حالت بحرانی طبقه بام را انتخاب می‌کنیم چون دارای بیشترین نیروی جانبی می‌باشد. ابتدا مقدار بار جانبی طبقه بام را استخراج می‌کنیم. این مقدار برای بام سازه مورد نظر در جهت X برابر 66.32 و برای جهت Y برابر 54.15 تن است:



مقادیر بارهای فوق را بر طول سازه عمود بر جهت نیرو تقسیم می‌کنیم. این مقادیر برای جهات X و Y بعد از تقسیم به طول برابر به ترتیب 4.48 و 5.64 تن بر متر خواهد بود:

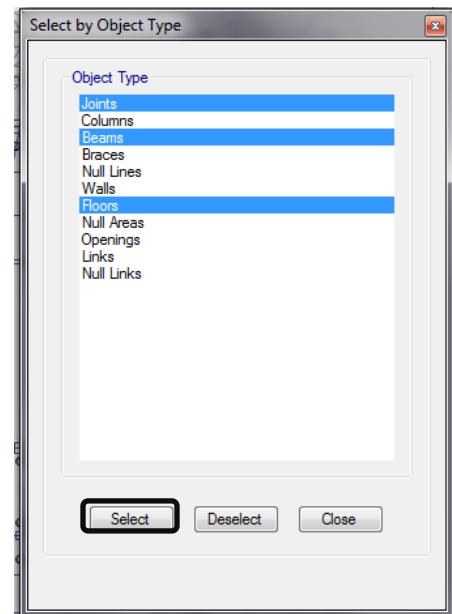
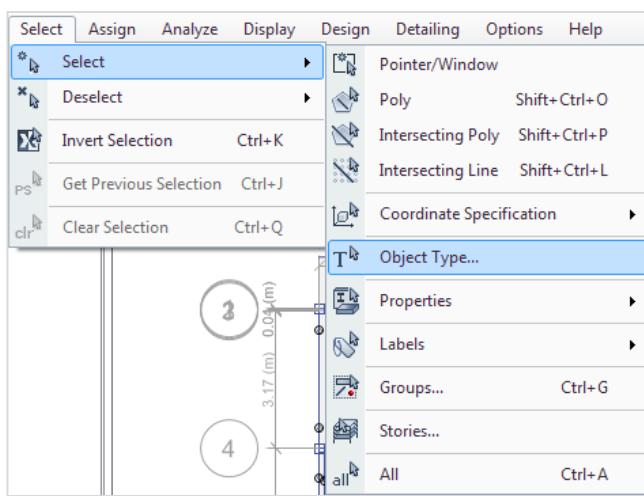


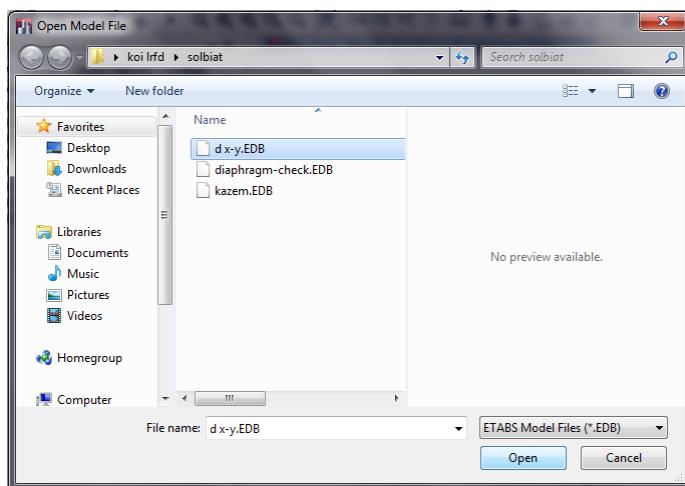
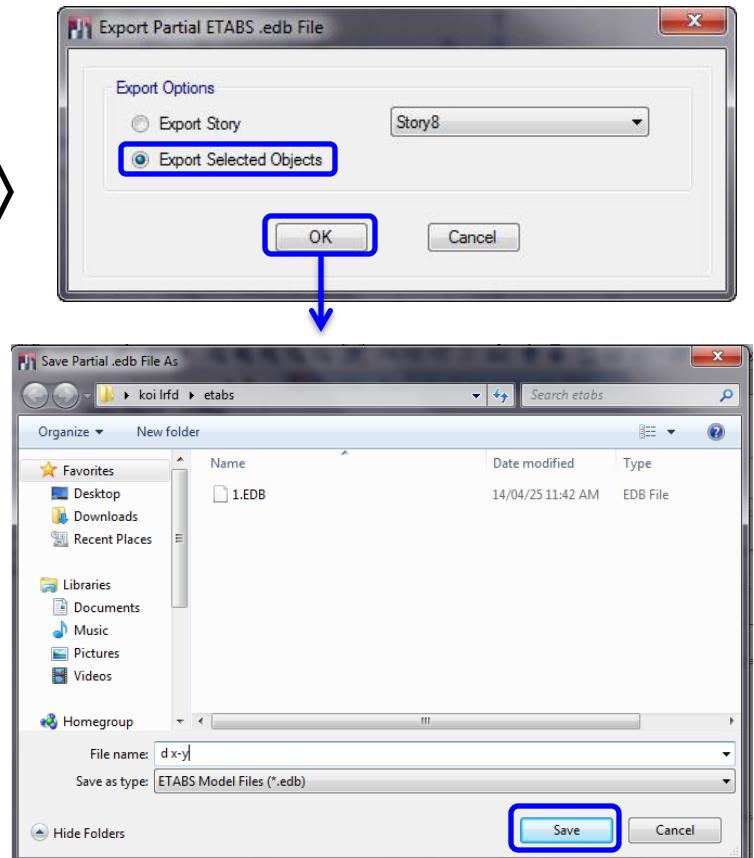
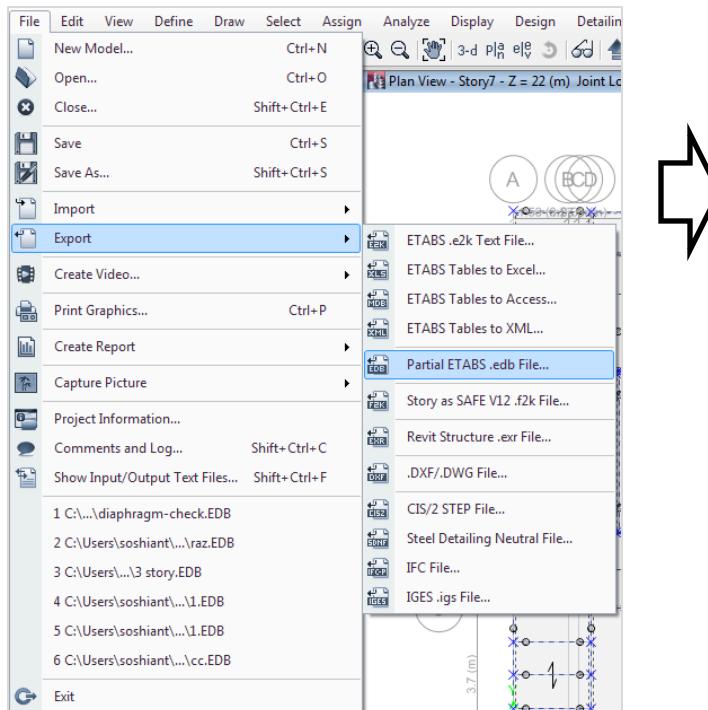
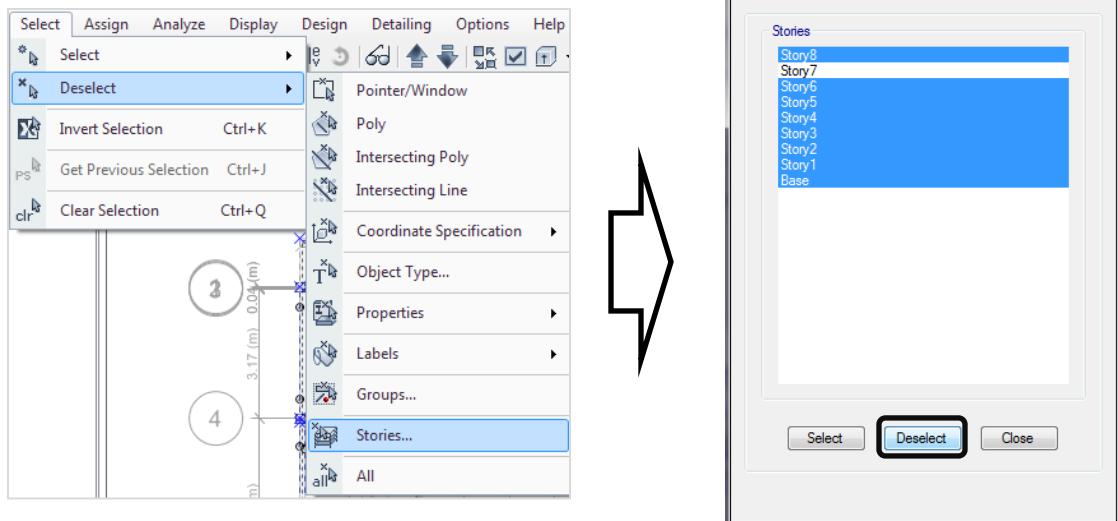
$$\frac{66.32}{14.8} = 4.48 \text{ ton/m}$$



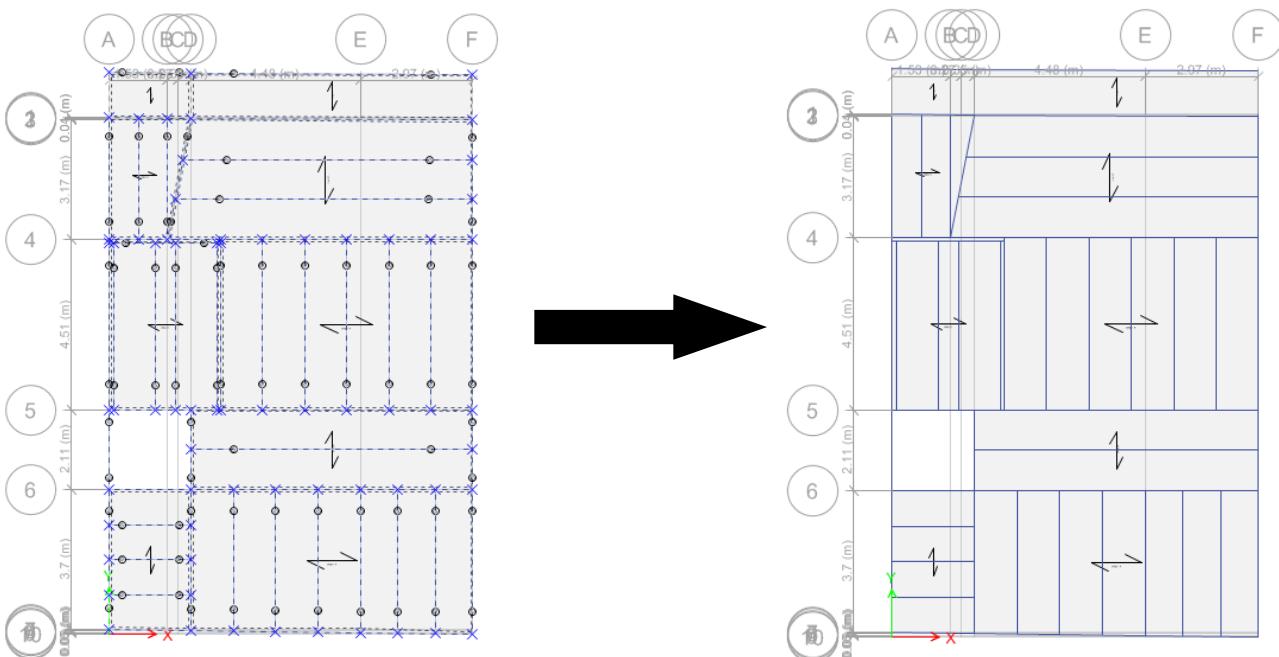
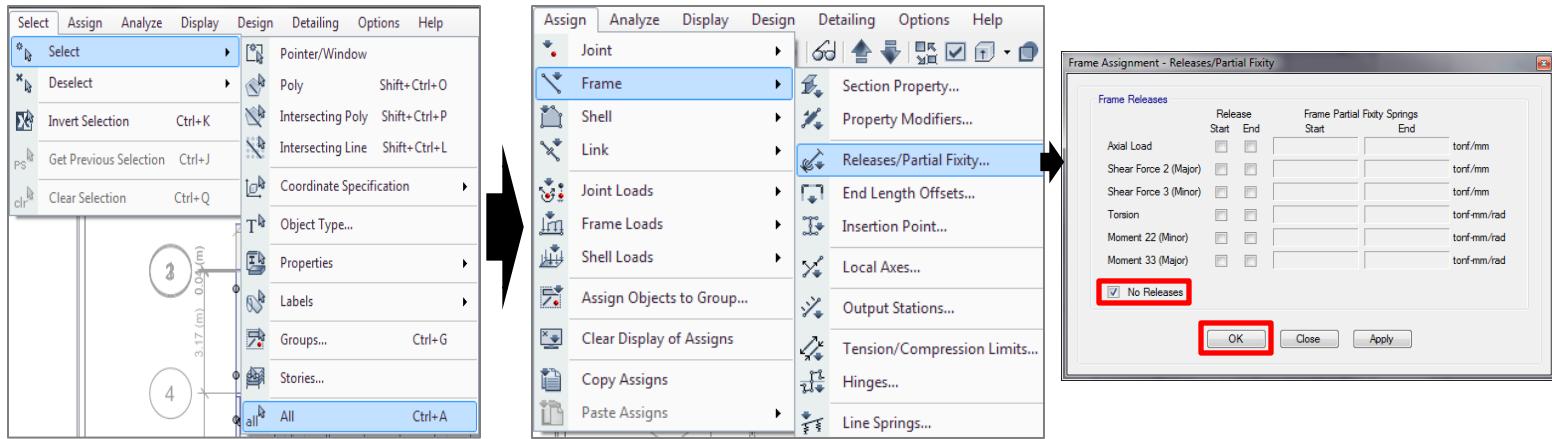
$$\frac{54.15}{9.6} = 5.64 \text{ ton/m}$$

حال عناصر طبقه بام (به جز ستون و بادبندها) را انتخاب کرده و از آنها از منوی *File > Export > Partial Etabs.edb file* یک خروجی به صورت فایل ETABS با پسوند *.edb* می‌گیریم:

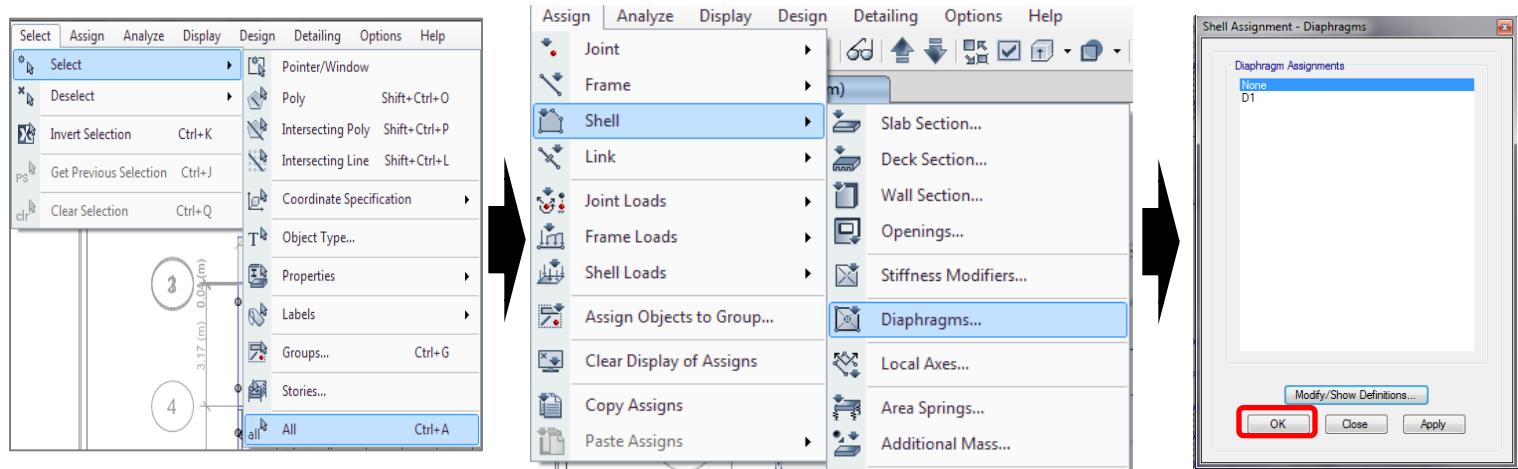




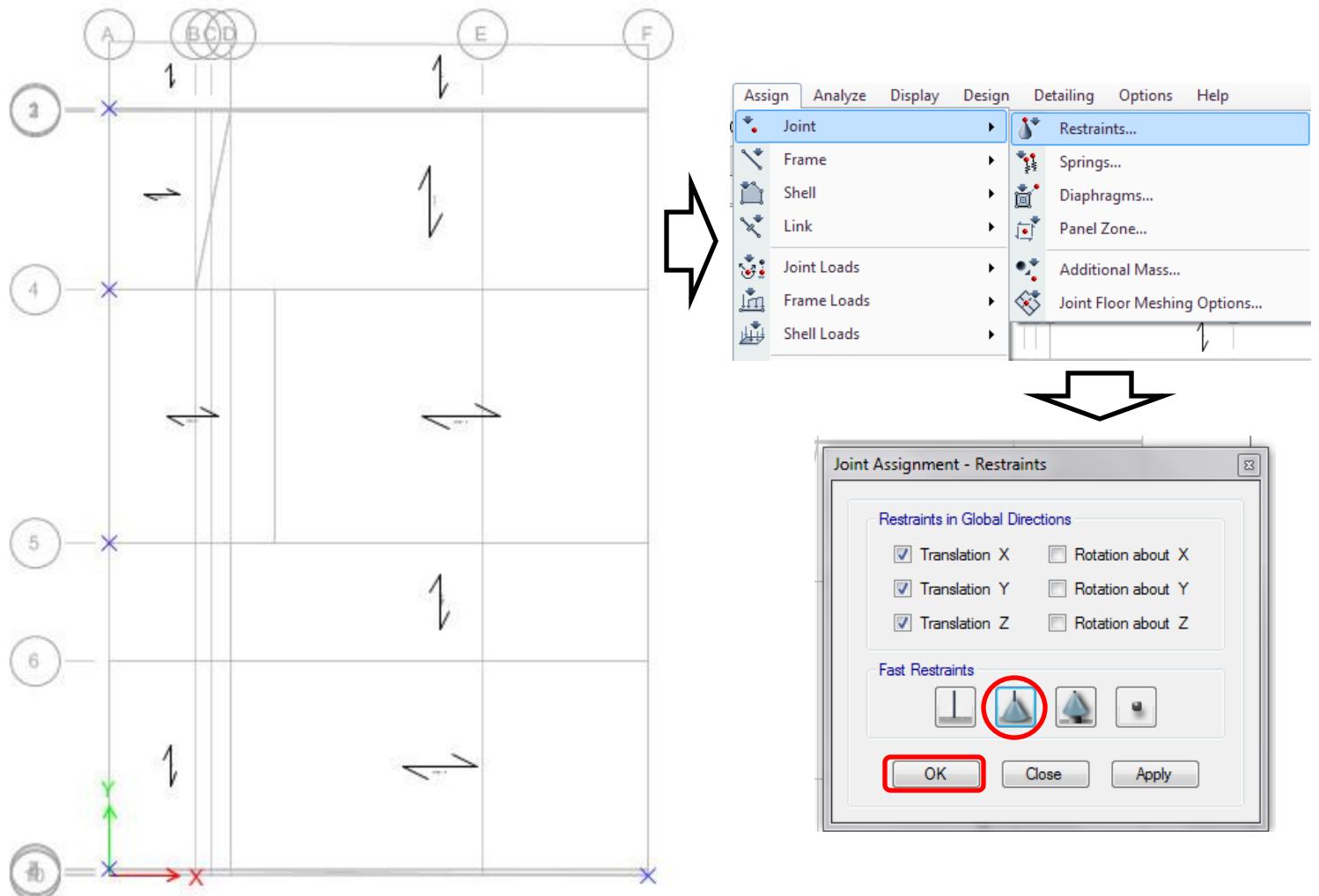
حال فایل جدید را باز نموده و در فایل جدید  
صلبیت سقف را حذف می کنیم:



حذف دیافراگم:



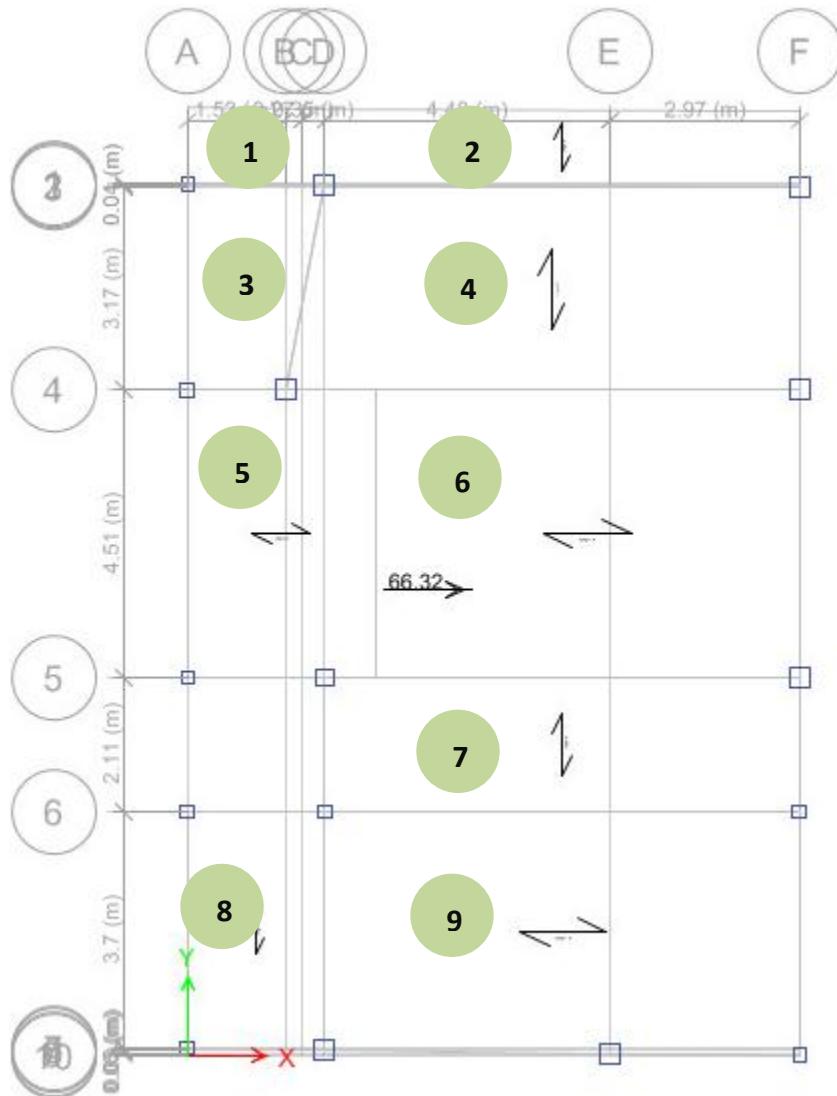
حال در محلهایی که قاب مقاوم جانبی وجود دارد در یکی از دو انتهای قاب یک تکیه گاه مفصلی خارجی تعریف می‌کنیم. تکیه گاه هر سه حرکت این نقاط را می‌بندد. قابهای مقاوم می‌توانند شامل **قابهای خمشی** یا **قابهای دارای مهاربند** باشند. قابهای مفصلی فاقد مهاربند شامل این مساله نمی‌شوند. سازه پلان شکل بالا در جهت X دارای قاب خمشی و در جهت Y دارای مهاربند می‌باشد. بنابراین برای قابهای خمشی نقاط تقاطع محورهای 1-A, 4-A, 5-A, 6-A, 7-A و برای قابهای مهاربندی شده چون فقط محورهای A و F دارای مهاربند می‌باشد، و محور A با انتخاب نقاط تقاطع قاب خمشی جهت X انتخاب شد، نقطه تقاطع 10-F را انتخاب می‌کنیم و سپس حرکات انتقالی این نقاط را می‌بندیم:



مقادیر نیروی زلزله بر واحد طول (برای جهات X و Y بعد از تقسیم به طول برابر به ترتیب 4.48 و 5.64 تن بر متر) را باید به صورت بارهای گسترده به المان‌های سطحی سقف در جهت اعمال زلزله وارد کنیم. برای این منظور کافیست که مقادیر 4.48 و 5.64 تن بر متر را بر طول المان‌های سقف به موازات نیروی زلزله تقسیم کنیم. توجه کنید که لازم نیست این نیرو به تمام المان‌های سقف اعمال شود. در عرض سازه (عمود بر جهت اعمال زلزله) در هر قسمت به یکی از المانها اعمال کنیم این مساله کافیست. نیروی اعمال شده به صورت بار گسترده سطحی باید به گونه‌ای باشد که بعد از ضرب این نیرو در طول المان سقف به موازات نیروی زلزله، با مقدار محاسبه شده در مرحله قبل یکسان شود.

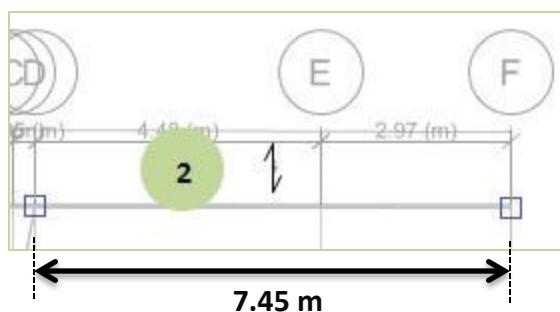
\* بهتر است که برای عدم تداخل این بارها با بقیه بارهای سازه که قبل اعمال شده است این بارها در دو حالت بار جدید به صورت جداگانه انجام گیرد. می‌توان دو حالت Diaphragm-x و Diaphragm-Y تعريف نمود و نیروهای زلزله هر یک از دو جهت را در آن وارد کرد:

برای زلزله جهت X و Y دارای 9 المان سقف می‌باشد که نیروی زلزله بر واحد طول در جهت X را به 5 المان (المان‌های شماره 2, 4, 6, 7 و 9) و نیروی زلزله بر واحد طول در جهت Y را به 2 المان (المان‌های شماره 8 و 9) وارد می‌کنیم. برای زلزله جهت X از بین المان 1 و 2 یکی مثلث شماره 2 و همچنین از بین المان 3 و 4 یکی مثلث شماره 4 و همچنین از بین المان 5 و 6 یکی مثلث شماره 6 و همچنین از بین المان 8 و 9 یکی مثلث شماره 9 را چون در یک جهت هستند انتخاب می‌کنیم. برای زلزله جهت Y از بین المان 1 و 3 و 5 و 8 یکی مثلث شماره 8 و همچنین از بین المان 2 و 4 و 6 و 7 و 9 یکی مثلث شماره 9 را چون در یک جهت هستند انتخاب می‌کنیم:



مقدار بارهای گسترده سطحی در جهت X از تقسیم نیروی زلزله بر واحد طول  $4.48 \frac{ton}{m} = 4480 \frac{kg}{m}$  برای المان‌ها برابر است با:

$$= \text{مقدار بار گسترده سطحی المان شماره 2} = \frac{4480}{7.45} = 600 \text{ kg/m}^2$$



$$4 \text{ مقدار بار گسترده سطحی المان شماره } = \frac{4480}{7.75} = 580 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

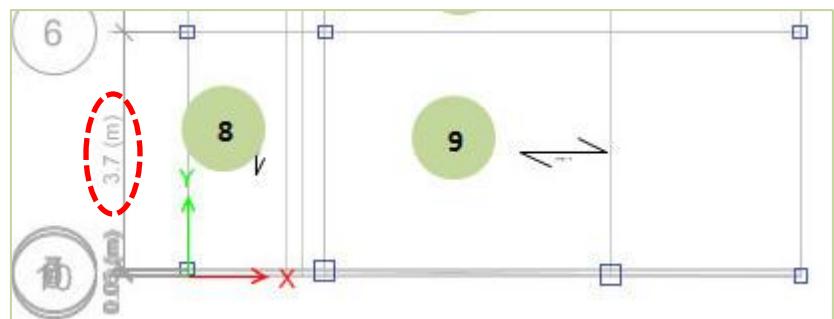
$$6 \text{ مقدار بار گسترده سطحی المان شماره } = \frac{4480}{6.66} = 670 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$7 \text{ مقدار بار گسترده سطحی المان شماره } = \frac{4480}{7.45} = 600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

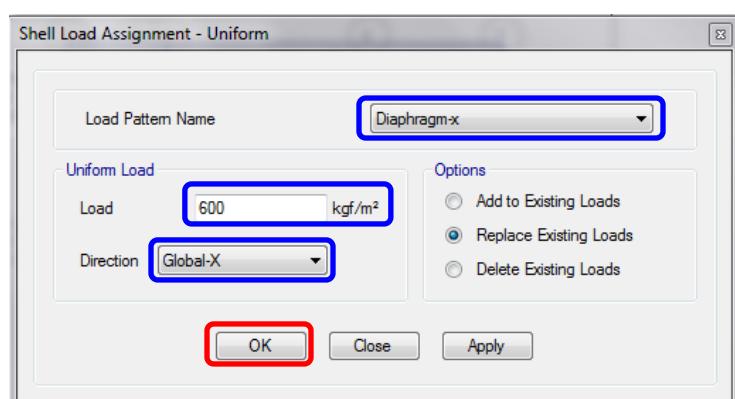
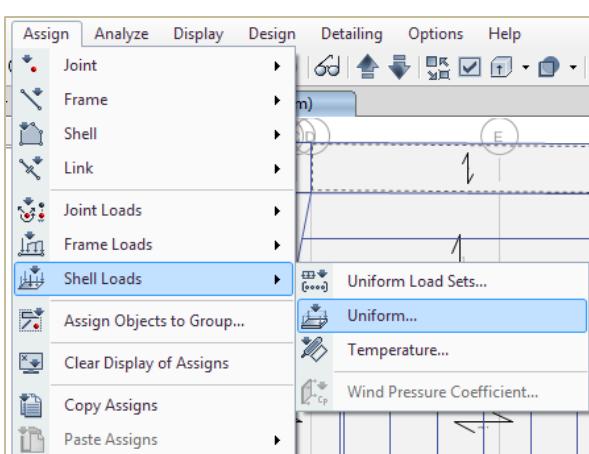
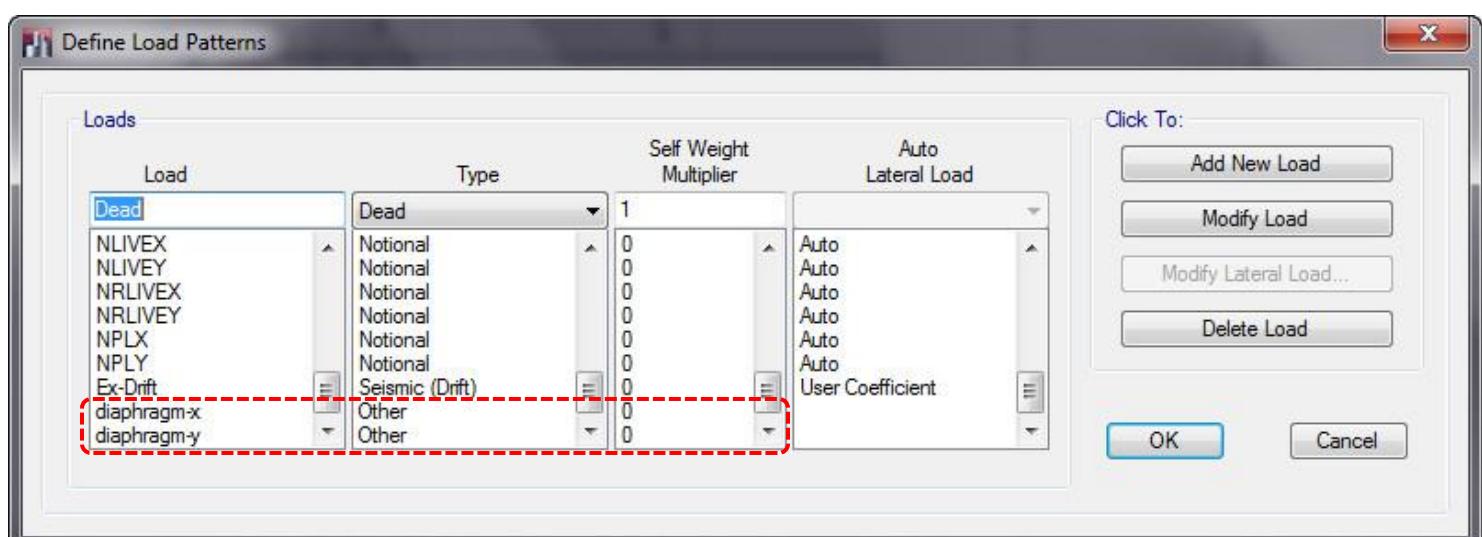
$$9 \text{ مقدار بار گسترده سطحی المان شماره } = \frac{4480}{7.45} = 600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

مقدار بارهای گسترده سطحی در جهت ۷ از تقسیم نیروی زلزله بر واحد طول  $5.64 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 5640 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$  برای المان‌ها برابر است با:

$$8 \text{ و } 9 \text{ مقدار بار گسترده سطحی المان شماره } = \frac{5640}{3.7} = 1520 \text{ kg/m}^2$$

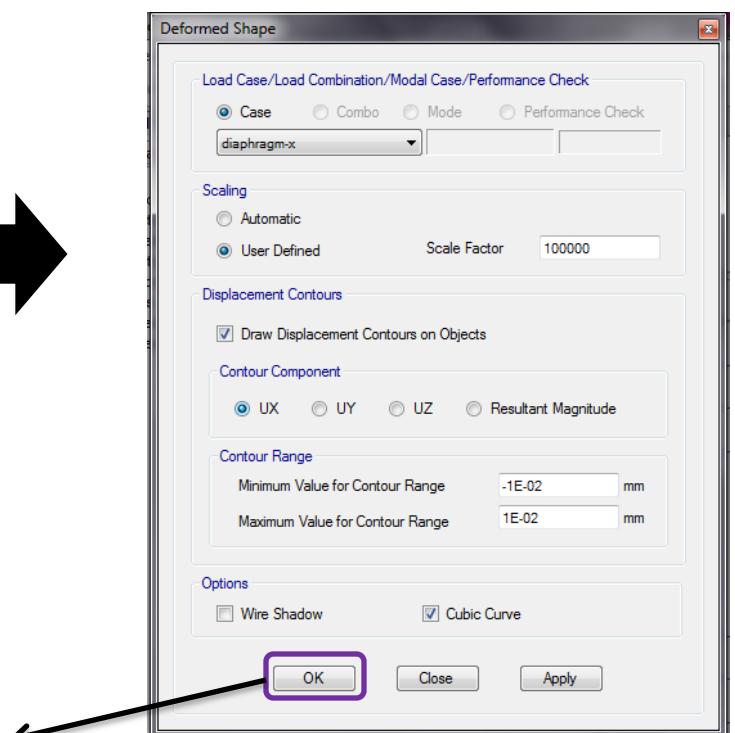
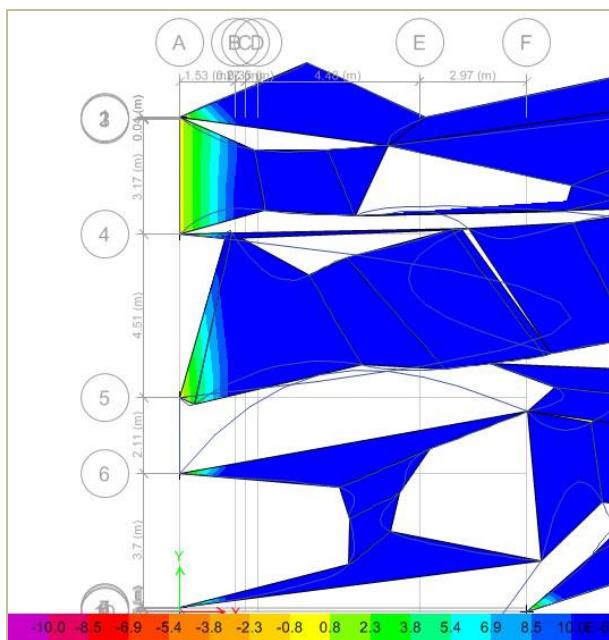
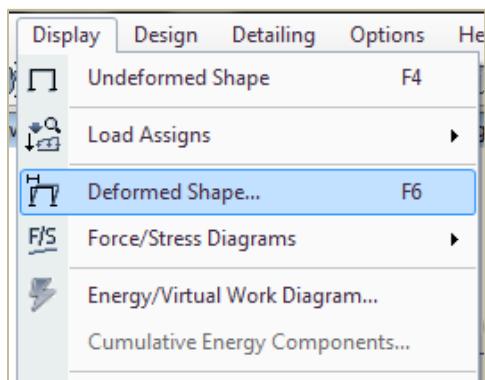
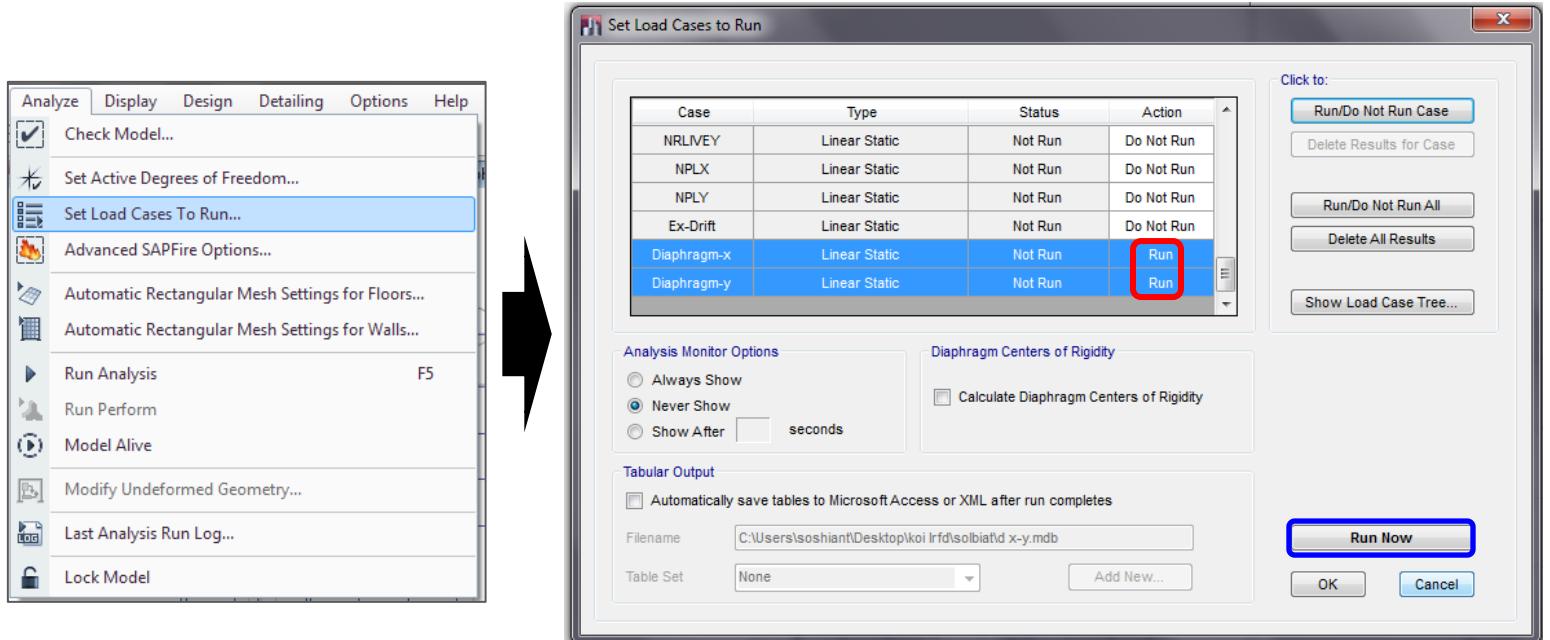


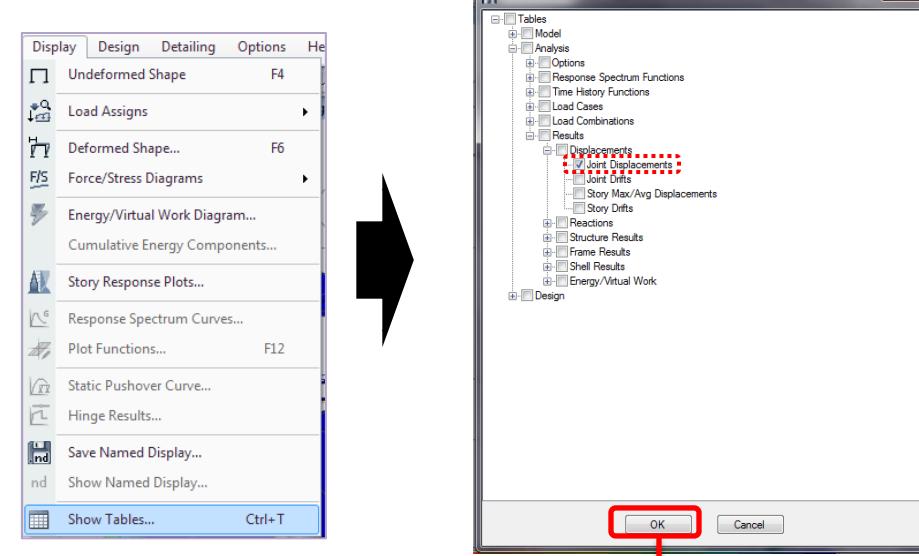
همچنین برای عدم تداخل این بارها با بقیه بارهای سازه که قبلاً اعمال شده است این بارها در دو حالت بار جدید به صورت جداگانه دو حالت X تعريف می‌کنیم و نیروهای زلزله هر یک از دو جهت را در آن وارد می‌نماییم:



المان‌های شماره ۲ و ۷ و ۹ را انتخاب نموده و سپس:

و به همین ترتیب مقدار بارهای سطحی برای دیگر المان‌ها در جهت X و Y را وارد می‌کنیم. حال سازه را فقط در همان دو حالت بار تعريف شده آنالیز کرده و مقادیر ماکریم جابه‌جایی‌های سقف را در هر یک از این دو حالت برای بارهای زلزله جهات X و Y استخراج می‌کنیم. در اینجا مقادیر ماکریم برای بارهای زلزله جهات X و Y به ترتیب 0.1 و 0.3 میلی‌متر شده است:

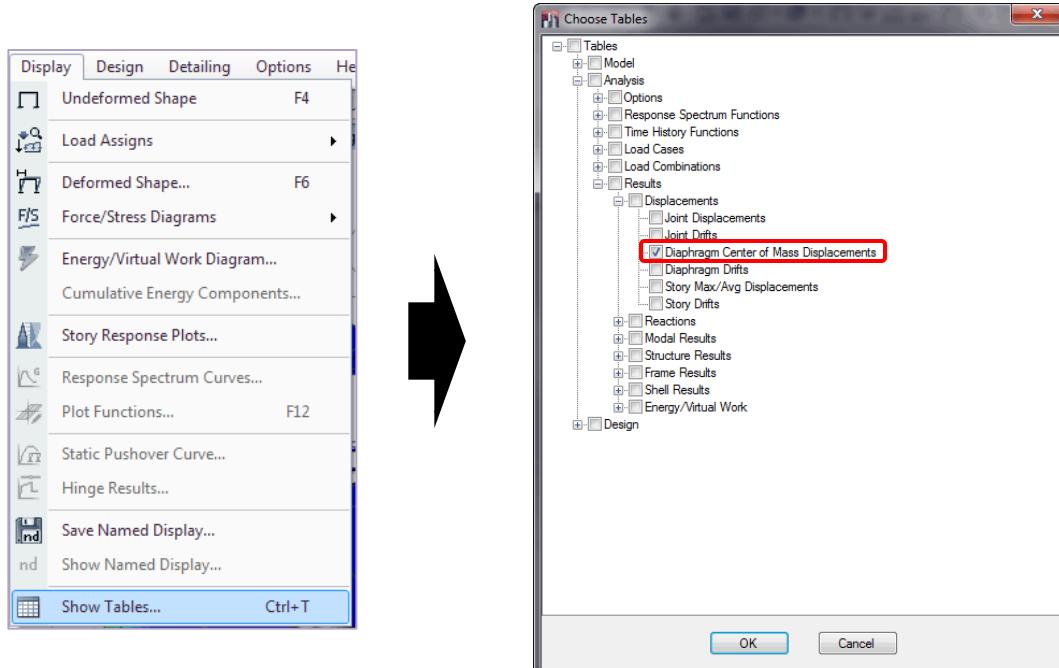




**Joint Displacements**

	Story	Label	Load Case/Combo	UX mm	UY mm
	Story7	12	diaphragm-x	0.1	0.0172
	Story7	12	diaphragm-y	-0.01235	0.1
	Story7	14	diaphragm-x	0	0
	Story7	14	diaphragm-y	0	0
	Story7	15	diaphragm-x	0.1	0.01304
	Story7	15	diaphragm-y	0.1	0.2
	Story7	16	diaphragm-x	0.1	0.03281
	Story7	16	diaphragm-y	0.03526	0.3

به فایل سازه اصلی برمی‌گردیم و مقادیر تغییر شکل‌های جانبی نسبی سازه در طبقه بام را تحت دو بار زلزله X و Y در محل مرکز جرم استخراج می‌کنیم. این دو مقدار به ترتیب 26.1 و 12.9 میلی‌متر می‌باشند:



Diaphragm Center of Mass Displacements

	Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	UY mm	
▶	Story7	D1	ENX	193.7	-2	0
	Story7	D1	ENY	0.2	60.1	0
	Story7	D1	EPX	193.6	3.2	0
	Story7	D1	EPY	0.2	57.1	0
	Story6	D1	ENX	167.6	-1.6	0
	Story6	D1	ENY	0.1	47.2	0
	Story6	D1	EPX	167.4	1.8	0
	Story6	D1	EPY	0.2	45.3	0

$$x \left\{ \begin{array}{l} \text{تغییر شکل نسبی در جهت } Ux = 193.7 - 167.6 = 26.1 \text{ mm} \\ \text{تغییر شکل نسبی در جهت } Uy = 60.1 - 47.2 = 12.9 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$y$$

فرض ما صلبیت سقف بوده است، برای اینکه سقف این فرض را ارضاء نماید باید تغییر شکل‌های داخلی سقف تحت نیروهای زلزله وارد بر هر طبقه (نیروی جانبی همان طبقه و نه برش طبقه) از نصف تغییر شکل‌های جانبی نسبی همان طبقه تحت همان نیروها کمتر باشد. تغییر شکل‌های داخلی سقف تحت نیروهای زلزله وارد بر هر طبقه برای بارهای زلزله جهات X و Y به ترتیب 0.1 و 0.3 میلی‌متر بدست آمده است و از نصف تغییر شکل‌های جانبی نسبی همان طبقه تحت همان نیروها که برای دو بار زلزله X و Y در محل مرکز جرم برابر 26.1 و 12.9 میلی‌متر (مقدار نصف برابر 13.05 و 6.45) کمتر می‌باشد و در نتیجه فرض صلبیت سقف تایید می‌شود.

**با تشکر ویژه از استاد گرامی جناب مهندس جعفری**

تهیه کننده: کاظم بهادرنژاد ولاشדי

کارشناسی ارشد عمران

ناظر و محاسب پایه 3 دفتر نمایندگی شهرستان نکا (استان مازندران)