

# سازه آنلاین

پیشرو در ارائه خدمات نوین

مهندس عمران

## باز گام به گام راه نقشه‌نگاری

ارائه برترین کتابها و جزوات رایگان مهندسی عمران

ارائه کامل ترین آموزشات تصویری دروس دانشگاهی

ارائه آموزشات تصویری نرم افزارهای تخصصی مهندسی عمران

دانلود بهترین و برترین کتابخانه‌های الکترونیکی

دانلود جدیدترین مقالات تخصصی با زبانهای فارسی و لاتین

ارسال جدیدترین خبرنامه ها ویژه مهندسين عمران

ارسال جدیدترین اخبار استخدامی‌های سراسر کشور

انجام محاسبات و ترسیم دیتایل های اجرایی انواع پروژه های دانشجویی

انجام محاسبات انواع سازه‌ها قابل ارائه به سازمان نظام مهندسی

**جزوه ETABS2015**

**جلد اول**

**دکتر مسعود حسین زاده اصل**

**عضو هیات علمی دانشگاه تبریز**

**ویرایش چهارم**

**بهار ۱۳۹۴**

## فهرست مطالب

|    |                                                         |
|----|---------------------------------------------------------|
| ۲  | ۱- ایجاد مدل جدید                                       |
| ۶  | ۲- تعریف مشخصات مصالح                                   |
| ۹  | ۳- تعریف مقاطع تیرها، ستونها و اعضای سازه ای (FRAME)    |
| ۱۶ | ۳-۱- مقطع ستون مستطیلی بتنی                             |
| ۲۱ | ۳-۲- مقطع تیر بتنی                                      |
| ۲۲ | ۳-۳- مقطع ستون دایره ای بتنی                            |
| ۲۴ | ۳-۴- مقطع general                                       |
| ۲۵ | ۳-۵- مقطع بتنی در Section designer                      |
| ۲۸ | ۳-۶- مقطع متغیر                                         |
| ۲۸ | ۳-۷- مقطع Auto Selection                                |
| ۲۹ | ۳-۸- مقاطع جدول اشتایل                                  |
| ۳۰ | ۳-۹- استفاده از Section Designer برای ساخت مقاطع فولادی |
| ۳۲ | ۳-۱۰- مقاطع لانه زنبوری و نکات مربوط به سقف کامپوزیت    |
| ۳۳ | ۴- انواع سقف ها                                         |
| ۳۳ | ۴-۱- سقف تیرچه بلوک                                     |
| ۳۵ | ۴-۲- سقف کرومیت                                         |
| ۳۵ | ۴-۳- سقف کامپوزیت                                       |
| ۳۷ | ۴-۴- سقف عرشه فولادی                                    |
| ۳۸ | ۴-۵- دال بتنی                                           |
| ۴۰ | ۴-۶- دیوار                                              |
| ۴۱ | ۵- سیستم های باربر جانبی                                |
| ۴۱ | ۵-۱- قاب خمشی فولادی و بتنی                             |
| ۴۴ | ۵-۲- قاب ساده بادی بندی شده                             |
| ۴۵ | ۵-۳- قاب خمشی بتنی + دیوار برشی بتنی (سیستم دو گانه)    |
| ۴۵ | ۵-۴- ترکیب دو سیستم در دو جهت و انتخاب سیستم مناسب      |
| ۴۶ | ۶- مدلسازی                                              |
| ۴۶ | ۶-۱- ترسیم اعضا                                         |
| ۴۹ | ۶-۲- ترسیم سطوح                                         |
| ۵۱ | ۶-۳- تنظیم پارامترهای نمایشی                            |
| ۵۲ | ۶-۴- بررسی منوی Select                                  |
| ۵۳ | ۶-۵- اختصاص تکیه گاه                                    |
| ۵۴ | ۶-۶- بررسی منوی Edit                                    |
| ۵۴ | ۶-۶-۱- ویرایش تعداد طبقات                               |
| ۵۹ | ۷- تعریف بار مرده و زنده                                |
| ۶۰ | ۷-۱- کاهش بارهای زنده طبق ویرایش ۹۲ مبحث ششم            |
| ۶۳ | ۷-۲- اعمال بارهای مرده بر سازه                          |
| ۶۶ | ۷-۳- اعمال بار زنده و برف                               |
| ۶۸ | ۷-۴- اعمال بارهای خطی                                   |

- ۶۹-۵-مشاهده و بررسی بارهای وارد شده.....
- ۶۹-۶-Notional Load.....
- ۷۱-۷-نیروی زلزله استاتیکی.....
- ۷۱-۷-۱-ضوابط آیین نامه ای محاسبه نیروی زلزله.....
- ۷۲-۷-۲-تعیین شتاب مبنای طرح (A).....
- ۷۳-۷-۳-تعیین ضریب بازتاب ساختمان (B).....
- ۷۵-۷-۴-تعیین ضریب رفتار سازه (Ru).....
- ۷۷-۷-۵-نیروی شلاقی.....
- ۷۸-۷-۶-استفاده از User Load.....
- ۷۸-۷-۷-استفاده از User Coefficient.....
- ۸۰-۸-بار Wall.....
- ۸۱-۹-وزن لرزه ای (Mass Source).....
- ۸۷-۱۱-بار حرارتی و بار مربوط به فشار خاک.....
- ۸۸-۱۲-اعمال بارهای گرهی.....
- ۸۸-۱۲-۱-بار آسانسور.....
- ۹۱-۱۴-بررسی منوی Assign – frame/Line.....
- ۹۱-۱۴-۱-تغییر مقطع عضو.....
- ۹۱-۱۴-۲-اعمال ضرایب ترک خوردگی.....
- ۹۴-۱۴-۳-تعریف مفصل در انتهای عضو.....
- ۹۴-۱۴-۴-اصلاح اتصال انتهایی اعضا.....
- ۹۵-۱۴-۵-تغییر موقعیت قرار گیری اعضا نسبت به آکس آنها.....
- ۹۵-۱۴-۶-مختصات محلی عضو.....
- ۹۵-۱۴-۷-تعیین تعداد ایستگاههای خروجی در اعضا.....
- ۹۶-۱۴-۸-تعیین نوع اتصال در قاب های خمشی فولادی.....
- ۹۶-۱۵-بررسی منوی Assign – shell.....
- ۹۷-۱۵-۱-اختصاص ضرایب ترک خوردگی المان های سطحی.....
- ۹۹-۸-تنظیم پارامترهای تحلیل سازه.....
- ۱۰۰-۸-۱-اثر  $P-\Delta$ .....
- ۱۰۱-۸-۲-تحلیل سازه و بررسی نتایج تحلیل.....
- ۱۰۱-۸-۲-۱-بررسی پایداری سازه و خطاهای آنالیز.....
- ۱۰۱-۸-۲-۲-مشاهده تغییر شکل سازه.....
- ۱۰۲-۸-۲-۳-مشاهده عکس العملهای تکیه گاهی.....
- ۱۰۲-۸-۲-۴-مشاهده نمودار نیروهای داخلی اعضا.....
- ۱۰۳-۸-۲-۵-مشاهده انرژی اعضا.....
- ۱۰۳-۸-۳-استخراج نتایج تحلیل به صورت جدول.....
- ۱۰۴-۹-بار خرپشته.....
- ۱۰۵-۱۰-نامنظمی.....
- ۱۰۷-۱۱-ترکیب بارهای ویژه لرزه ای.....
- ۱۰۸-۱۲-نیروی قائم زلزله.....

|     |                                                                 |
|-----|-----------------------------------------------------------------|
| ۱۱۱ | ۱۳- منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد                             |
| ۱۱۳ | ۱۴- ضریب نامعینی $\rho$                                         |
| ۱۱۶ | ۱۵- طراحی سازه های بتنی                                         |
| ۱۱۶ | ۱-۱۵- انتخاب آیین نامه بتن                                      |
| ۱۱۷ | ۲-۱۵- ترکیب بارهای سازه بتنی                                    |
| ۱۱۹ | ۳-۱۵- تعیین شکل پذیری سازه های بتنی                             |
| ۱۱۹ | ۴-۱۵- انتخاب ترکیب بارها                                        |
| ۱۲۰ | ۱۶- طراحی سازه های بتنی                                         |
| ۱۲۰ | ۱-۱۶- نمایش اطلاعات طراحی                                       |
| ۱۲۲ | ۱-۱-۱۶- تیر ضعیف ستون قوی                                       |
| ۱۲۳ | ۲-۱-۱۶- کنترل برش در ناحیه اتصال                                |
| ۱۲۴ | ۳-۱-۱۶- نمایش خلاصه نتایج طراحی                                 |
| ۱۲۵ | ۲-۱۶- بررسی جزئیات طراحی اجزا                                   |
| ۱۲۶ | ۱-۲-۱۶- جزئیات طرح خمشی                                         |
| ۱۲۷ | ۲-۲-۱۶- جزئیات طرح برشی                                         |
| ۱۲۹ | ۳-۱۶- جزئیات طرح پیچشی و اصلاح ضریب ترک خوردگی پیچشی            |
| ۱۳۲ | ۴-۱۶- بررسی منوی design                                         |
| ۱۳۳ | ۱۷- طراحی سازه های فولادی                                       |
| ۱۳۳ | ۱-۱۷- انتخاب آیین نامه                                          |
| ۱۳۳ | ۲-۱۷- طراحی بر اساس AISC360-10                                  |
| ۱۳۴ | ۱-۲-۱۷- تنظیم پارامترهای لرزه ای در سازه های فولادی در روش LRFD |
| ۱۴۰ | ۲-۲-۱۷- تعریف ترکیب بارهای طراحی بر اساس AISC360-10             |
| ۱۴۲ | ۳-۱۷- منوی Overwrite در اعضای فولادی                            |
| ۱۴۶ | ۴-۱۷- طراحی سازه فولادی و مشاهده نتایج                          |
| ۱۴۸ | ۱-۴-۱۷- کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر                      |
| ۱۵۰ | ۵-۱۷- برش طراحی لرزه ای                                         |
| ۱۵۱ | ۶-۱۷- نیروی محوری بادبند جهت طراحی اتصال                        |
| ۱۵۲ | ۷-۱۷- نمایش خلاصه محاسبات طراحی                                 |
| ۱۵۳ | ۱۸- تعیین دوره تناوب حاصل از تحلیل سازه                         |
| ۱۵۴ | ۱۹- کنترل جابجایی نسبی طبقات                                    |
| ۱۵۹ | ۲۰- درز انقطاع                                                  |

ضمن آروزی موفقیت برای تمامی مهندسين گرامی، جزوه حاضر مراحل طراحی سازه های بتنی و فولادی را به صورت تصویری تشریح می کند. در رابطه با مطالب آن موارد زیر قابل ذکر است:

- ۱- جزوه بر اساس **ویرایش ۹۲ مبحث ششم، نهم و دهم** می باشد.
- ۲- تمامی محاسبات بر اساس **ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰** می باشد.
- ۳- جزوه بر اساس **ETABS 2015** نوشته شده است.
- ۴- در این جزوه تحلیل دینامیکی طیفی، نیز طراحی دیوار برشی، طراحی سقف کامپوزیت، طراحی دالها و پی ها گنجانده نشده است.
- ۵- طراحی بر اساس آیین نامه های **ACI 2014** و **AISC 2010** می باشد و در طرح سازه های فولادی از روش **Direct Analysis Method** استفاده شده است. در رابطه با طراحی فولاد توجه شود که در ویرایش جدید مبحث ۱۰ ایران روش **ASD** حذف شده است و عملاً تمامی سازه ها می بایست به روش **LRFD** طراحی شوند.
- ۶- جزوه حاضر جهت تدریس سر کلاس تهیه شده است و بنابراین توضیحات آن کافی نمی باشد و مطالعه آن تنها برای افرادی توصیه می شود که مطالعات قبلی در رابطه با طراحی با نرم افزار **ETABS** را دارند. به ویژه برای کسانی که قبلاً از آیین نامه های **ACI 318-99** و **AISC ASD89** استفاده کرده اند و تمایل به یادگیری نکات جدید مربوط به آیین نامه های جدید را دارند، توصیه می شود قسمت های مربوط به تعیین پارامترهای طراحی فولاد و بتن را مطالعه نمایند.
- ۷- از هر گونه نظر و یا انتقاد از مطالب داخل جزوه استقبال می کنم. نظرات خود را می توانید از طریق سایت [www.hoseinzadeh.net](http://www.hoseinzadeh.net) و یا ایمیل [hoseinzadeh.m@gmail.com](mailto:hoseinzadeh.m@gmail.com) و [hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir](mailto:hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir) ارسال نمایید.
- ۸- به امید خدا جزوه با گذر زمان به روز خواهد شد. تاریخ آخرین ویرایش جزوه در بالای صفحات مشخص شده است.

۱۳۹۳/۳/۱۱

حسین زاده اصل

عضو هیات علمی دانشگاه تبریز

## ۱- ایجاد مدل جدید

گزینه اول: یک فایل کامل (شامل تعاریف اولیه) را با نام default.edb در پوشه زیر کپی کنید:

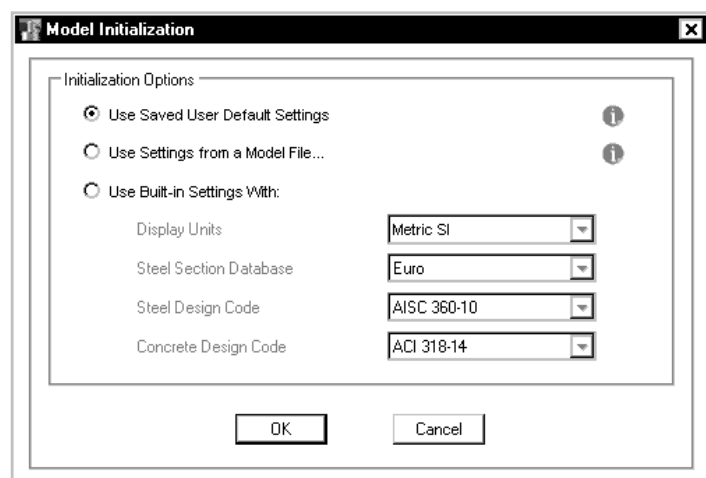
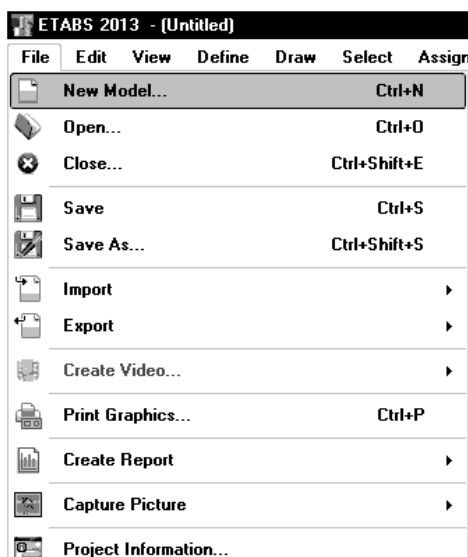
C:\Program Files\Computers and Structures\ETABS 2015\default.edb

در این صورت با انتخاب گزینه اول، مدل جدید دارای همان تعاریف و پیش فرضهای فایل default.edb خواهد بود.

گزینه دوم: فایل پیش فرض اولیه توسط کاربر انتخاب می شود.

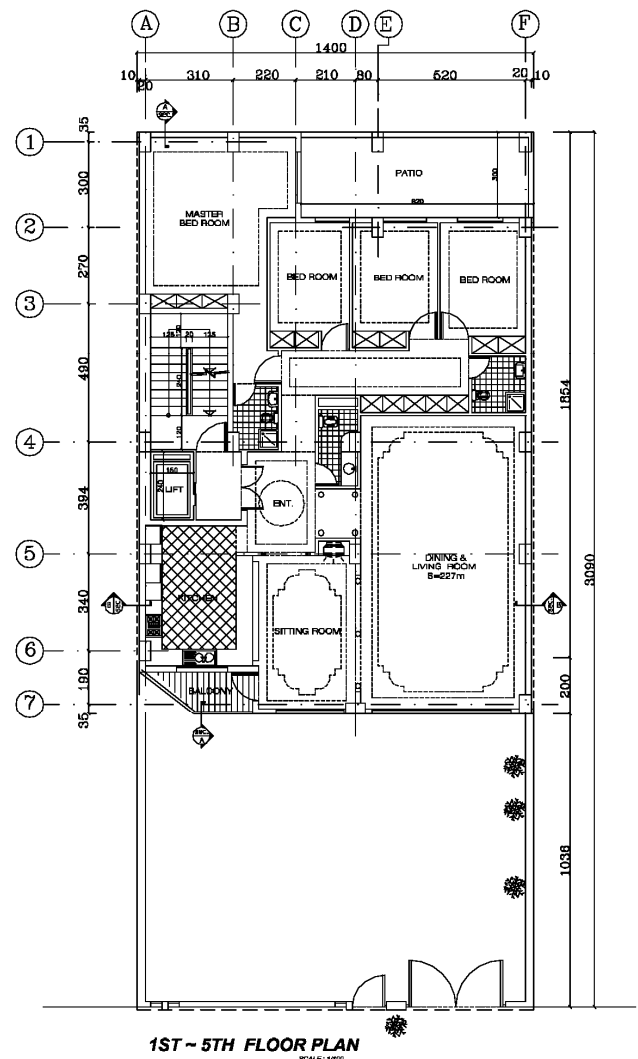
گزینه سوم: هیچ تنظیم و یا تعریف اولیه ای نخواهد بود و کاربر تمامی تعاریف را از ابتدا تنظیم می کند.

- در قسمت Steel Section Database جدول اشتایل انتخاب می شود که مقاطع فولاد ایرانی همگی برگرفته از Euro می باشند
- آیین نامه فولاد ایران (مبحث ۱۰) برگرفته از آیین نامه فولاد آمریکا سال ۲۰۱۰ می باشد و باید AISC 360-10 انتخاب شود
- گرچه آیین نامه بتن ایران (مبحث نهم) مشابهتی با آیین نامه بتن آمریکا (ACI) ندارد، منتها بنا به عرف رایج بین مهندسين ایرانی، برای طراحی بتن از ACI استفاده می شود.



خطوط راهنما (Grid Lines):

این خطوط در حکم همان آکس ها در نقشه ها می باشند که عموماً برای نشان دادن محل قرار گیری ستونها استفاده می شود.



**New Model Quick Templates**

**Grid Dimensions (Plan)**

☒ Uniform Grid Spacing

Number of Grid Lines in X Direction:

Number of Grid Lines in Y Direction:

Spacing of Grids in X Direction:  m

Spacing of Grids in Y Direction:  m

Specify Grid Labeling Options:

☐ Custom Grid Spacing

Specify Data for Grid Lines:

**Story Dimensions**

☒ Simple Story Data

Number of Stories:

Typical Story Height:  m

Bottom Story Height:  m

☐ Custom Story Data

Specify Custom Story Data:

**Add Structural Objects**

Blank
 Grid Only
 Steel Deck
 Staggered Truss
 Flat Slab
 Flat Slab with Perimeter Beams
 Waffle Slab
 Two Way or Ribbed Slab



**New Model Quick Templates**

**Grid Dimensions (Plan)**

☐ Uniform Grid Spacing

Number of Grid Lines in X Direction:

Number of Grid Lines in Y Direction:

Spacing of Grids in X Direction:

Spacing of Grids in Y Direction:

Specify Grid Labeling Options:

☒ Custom Grid Spacing

Specify Data for Grid Lines:

**Story Dimensions**

☒ Simple Story Data

Number of Stories:

Typical Story Height:  m

Bottom Story Height:  m

☐ Custom Story Data

Specify Custom Story Data:

**Add Structural Objects**

Blank Grid Only Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab



**Grid System Data**

**Grid System Name:**

**System Origin:**  
 Global X:  m  
 Global Y:  m  
 Rotation:  deg

**Story Range Option:**  
☐ Default  
☐ User Specified  
 Top Story:   
 Bottom Story:

**Click to Modify/Show:**

**Options:**  
 Bubble Size:  mm  
 Grid Color:

**Rectangular Grids**

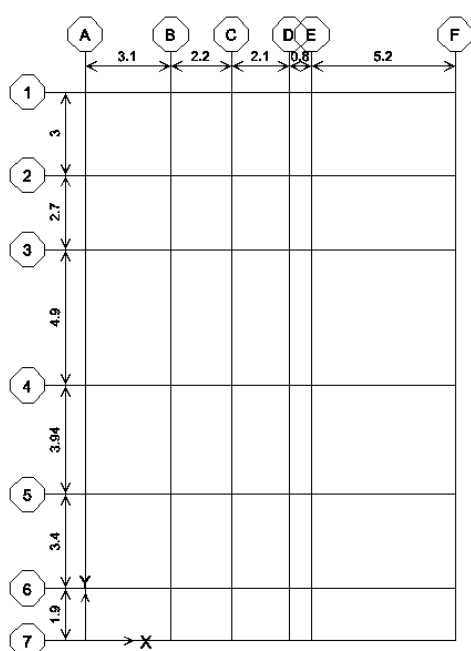
☐ Display Grid Data as Ordinates ☒ Display Grid Data as Spacing

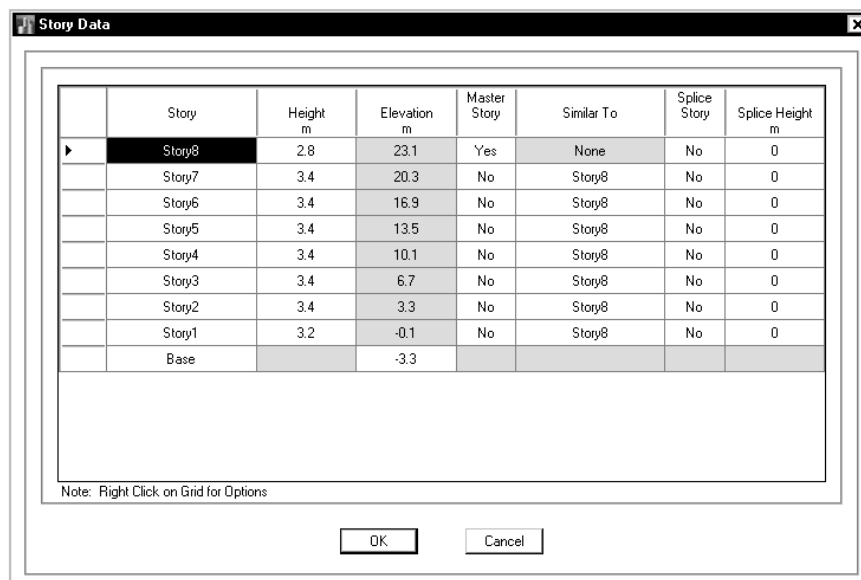
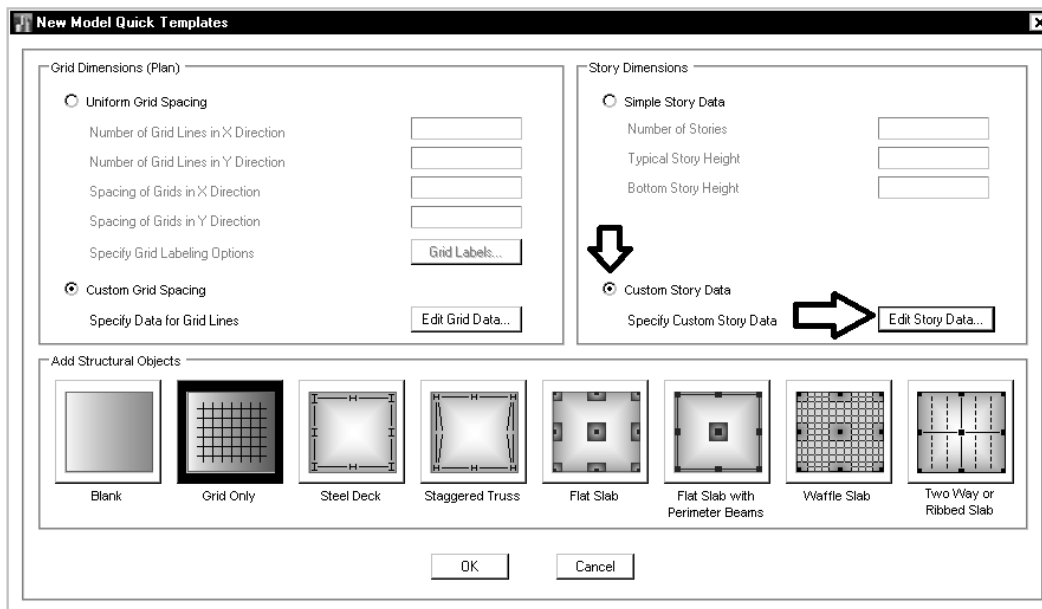
**X Grid Data**

| Grid ID | X Spacing (m) | Visible | Bubble Loc |
|---------|---------------|---------|------------|
| A       | 3.1           | Yes     | End        |
| B       | 2.2           | Yes     | End        |
| C       | 2.1           | Yes     | End        |
| D       | 0.8           | Yes     | End        |
| E       | 5.2           | Yes     | End        |
| F       | 0             | Yes     | End        |

**Y Grid Data**

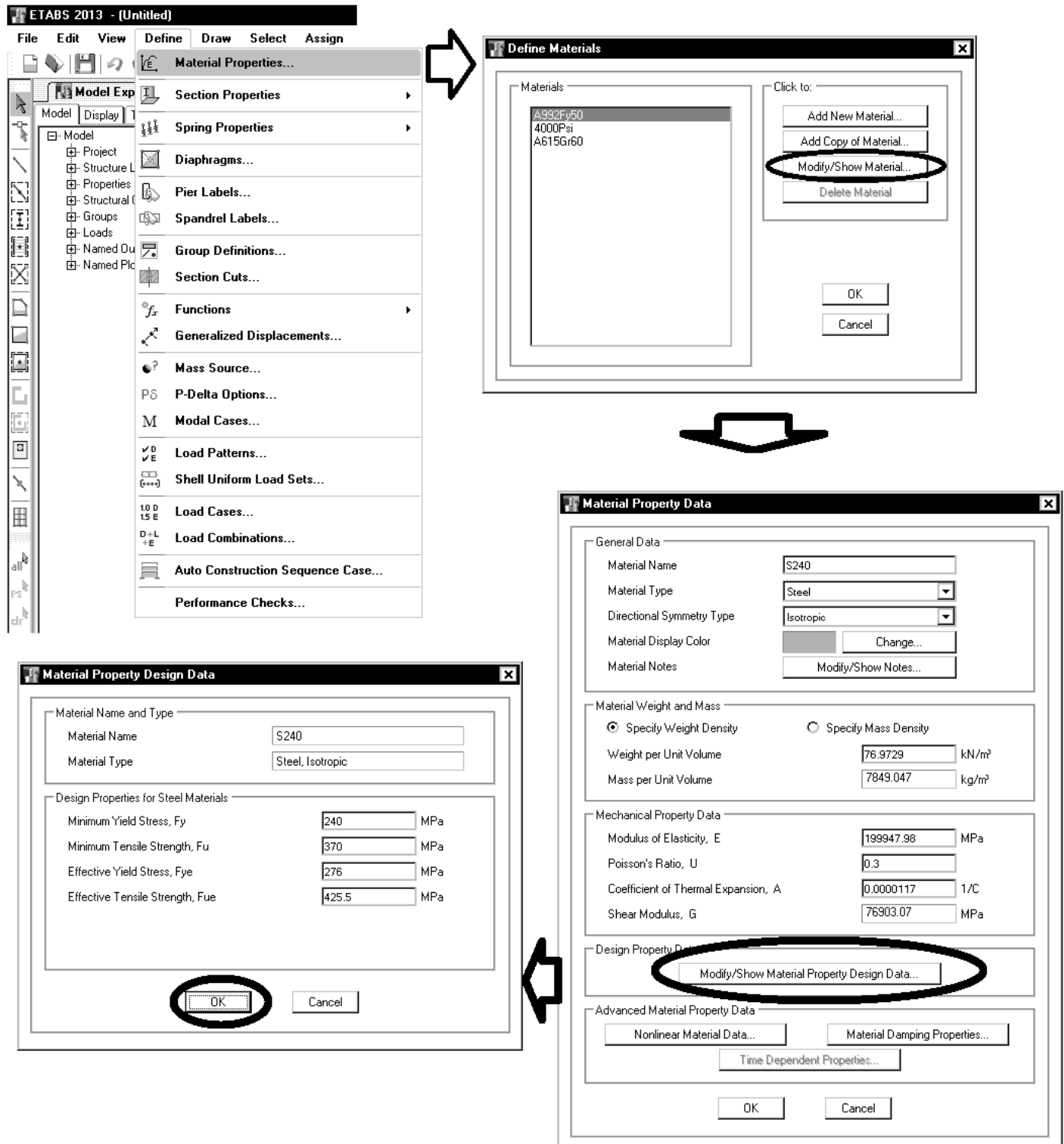
| Grid ID | Y Spacing (m) | Visible | Bubble Loc |
|---------|---------------|---------|------------|
| 1       | 3             | Yes     | Start      |
| 2       | 2.7           | Yes     | Start      |
| 3       | 4.9           | Yes     | Start      |
| 4       | 3.94          | Yes     | Start      |
| 5       | 3.5           | Yes     | Start      |
| 6       | 1.9           | Yes     | Start      |





## ۲- تعریف مشخصات مصالح

در شکل زیر A992Fy50 فولاد رایج در آمریکا می باشد و 4000Psi بتن با مقاومت 28MPa می باشد. A615Gr60 نیز میلگرد طولی سازه های بتنی می باشد. به جای تعریف مواد جدیدتر است material موجود در لیست را ویرایش کنیم. فولاد ساختمانی رایج در ایران S240 می باشد که مشخصات آن باید به صورت زیر وارد شود:



### ۱۰-۲-۳ ضریب $R_y$ تولیدات فولاد

ضریب  $R_y$  اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب  $R_y$  باید به شرح جدول ۱۰-۲-۳ در نظر گرفته شود.

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

| $R_y$ | نوع محصول                                                        |
|-------|------------------------------------------------------------------|
| ۱/۲۵  | مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده                                 |
| ۱/۲۰  | سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری |
| ۱/۱۵  | مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها                         |

طبق تعریف، ضریب  $R_y$  عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شده، که به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز باید در محاسبات مدنظر قرار گیرد. کاربرد ضریب  $R_y$  در محاسبات لرزه‌ای سازه‌های با شکل‌پذیری مختلف در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. مقدار ضریب  $R_y$  از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \quad (10-2-3)$$

که در آن:

$F_y$  = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

$F_{ye}$  = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

## 8.5 — Modulus of elasticity

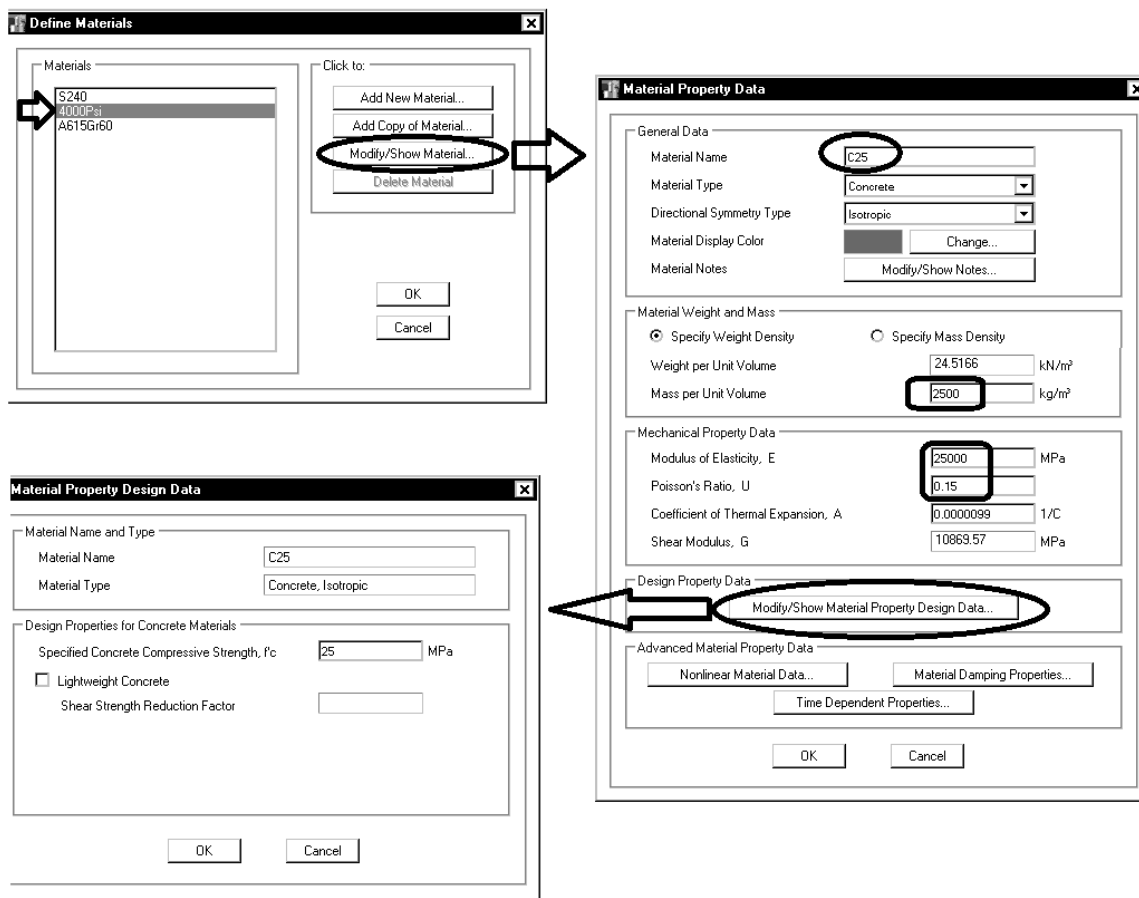
**8.5.1 — Modulus of elasticity,  $E_c$ ,** for concrete shall be permitted to be taken as  $w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$  (in MPa) for values of  $w_c$  between 1440 and 2560 kg/m<sup>3</sup>. For normalweight concrete,  $E_c$  shall be permitted to be taken as  $4700 \sqrt{f'_c}$ .

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

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

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

$$\nu = 0.15$$



اهمیت مدول الاستیسیته و تاثیر آن بر دوره تناوب، نیروی زلزله و دررفت سازه:

تعریف مشخصات میگردها:

۹-۲۳-۲-۱-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل

لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض  $f_s = 1/25 f_y$

$$\phi_c = \phi_s = 1 \quad (f_s \text{ مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد}).$$

$M_{pr}$  = probable flexural strength of members, with or without axial load, determined using the properties of the member at the joint faces assuming a tensile stress in the longitudinal bars of at least  $1.25f_y$  and a strength reduction factor,  $\phi$ , of 1.0, N-mm, Chapter 21

۹-۲۳-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستونها در قابها برای برش باید براساس رابطه

۲-۱۵-۹) صورت گیرد. مقادیر  $V_r$  و  $V_u$  در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۲-۱۴-۴-۲۳-۹ و ۳-۱۴-۴-۲۳-۹ تعیین شوند.

۹-۲۳-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال،  $V_u$ ، باید بر اساس تنش کششی برابر

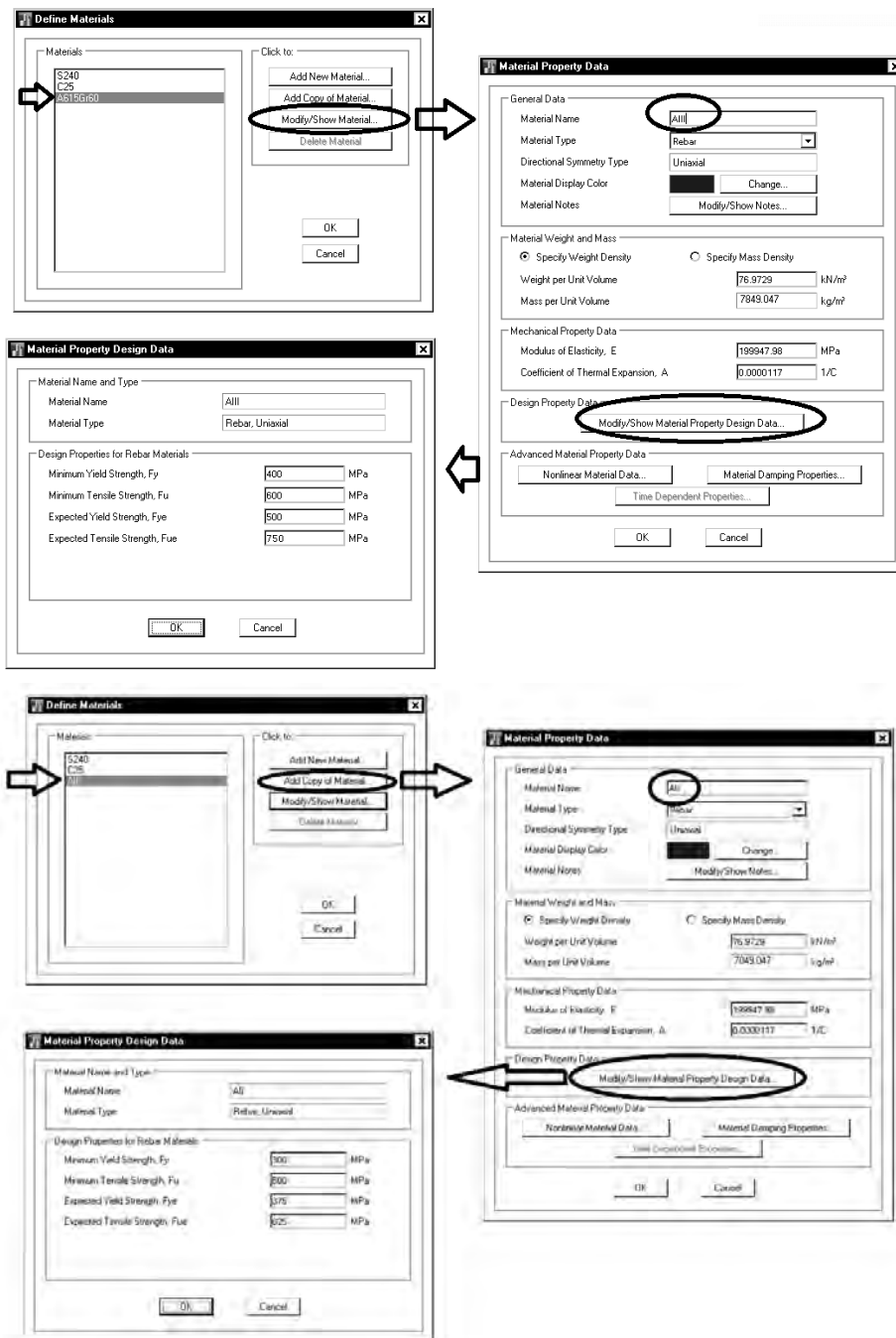
$$5 \left[ 1 / F_y f_{yd} \right] = 1.47 * 0.85 F_y = 1.25 * F_y$$

ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در

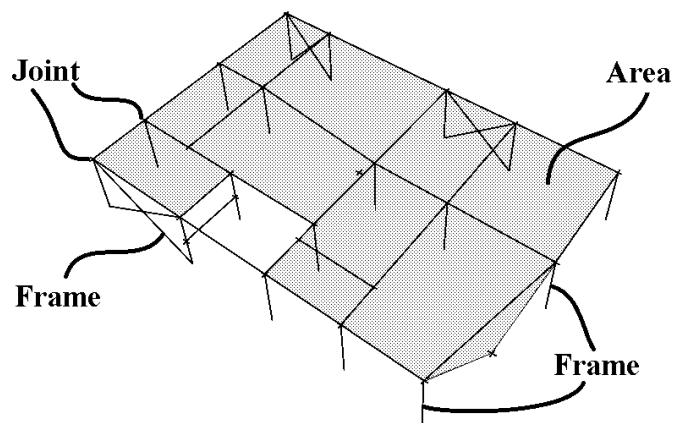
تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با

لنگرهای خمشی مقاوم محتمل،  $\overline{M}_{pr}$  در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این

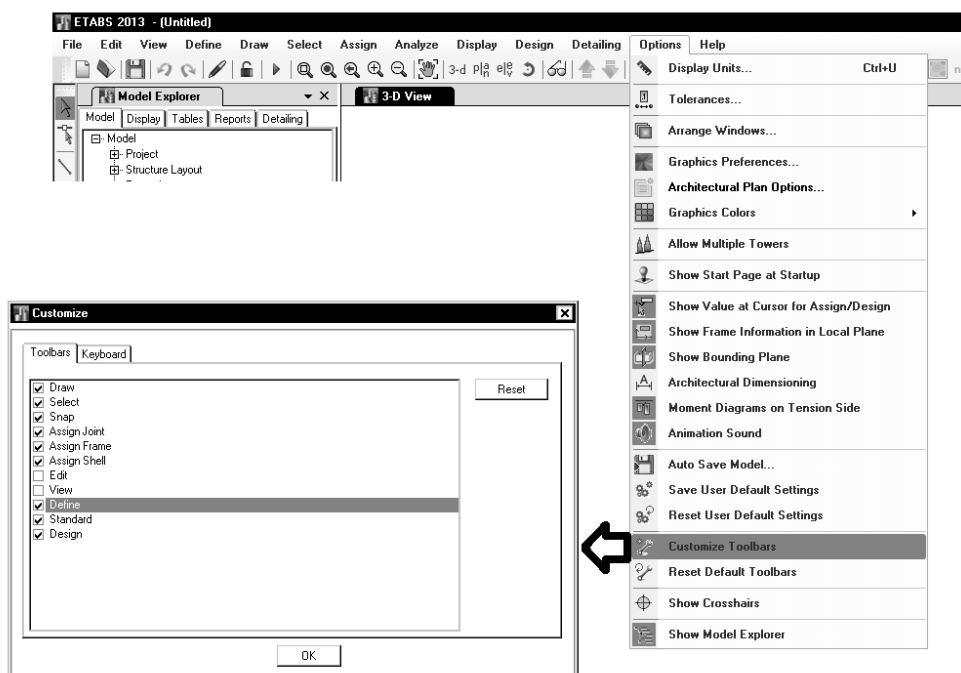
لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.



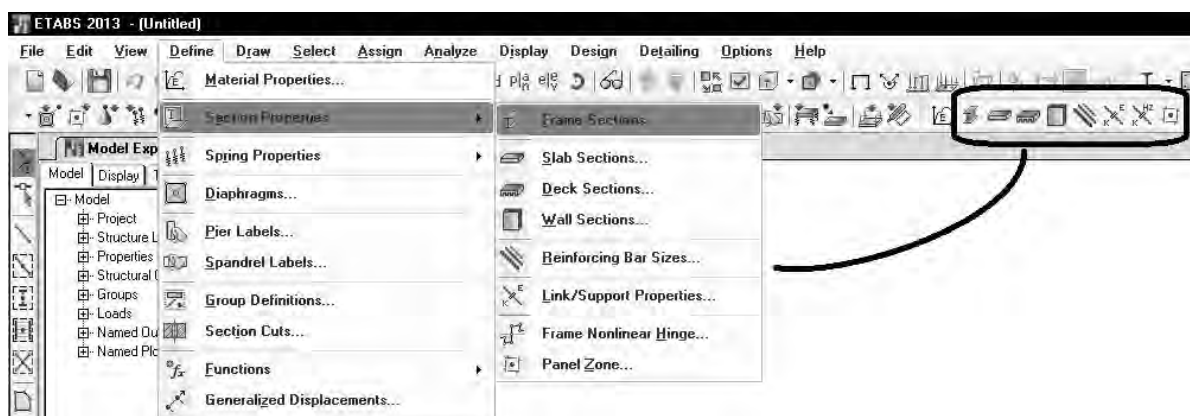
اجزای تشکیل دهنده مدل در ایتبس:



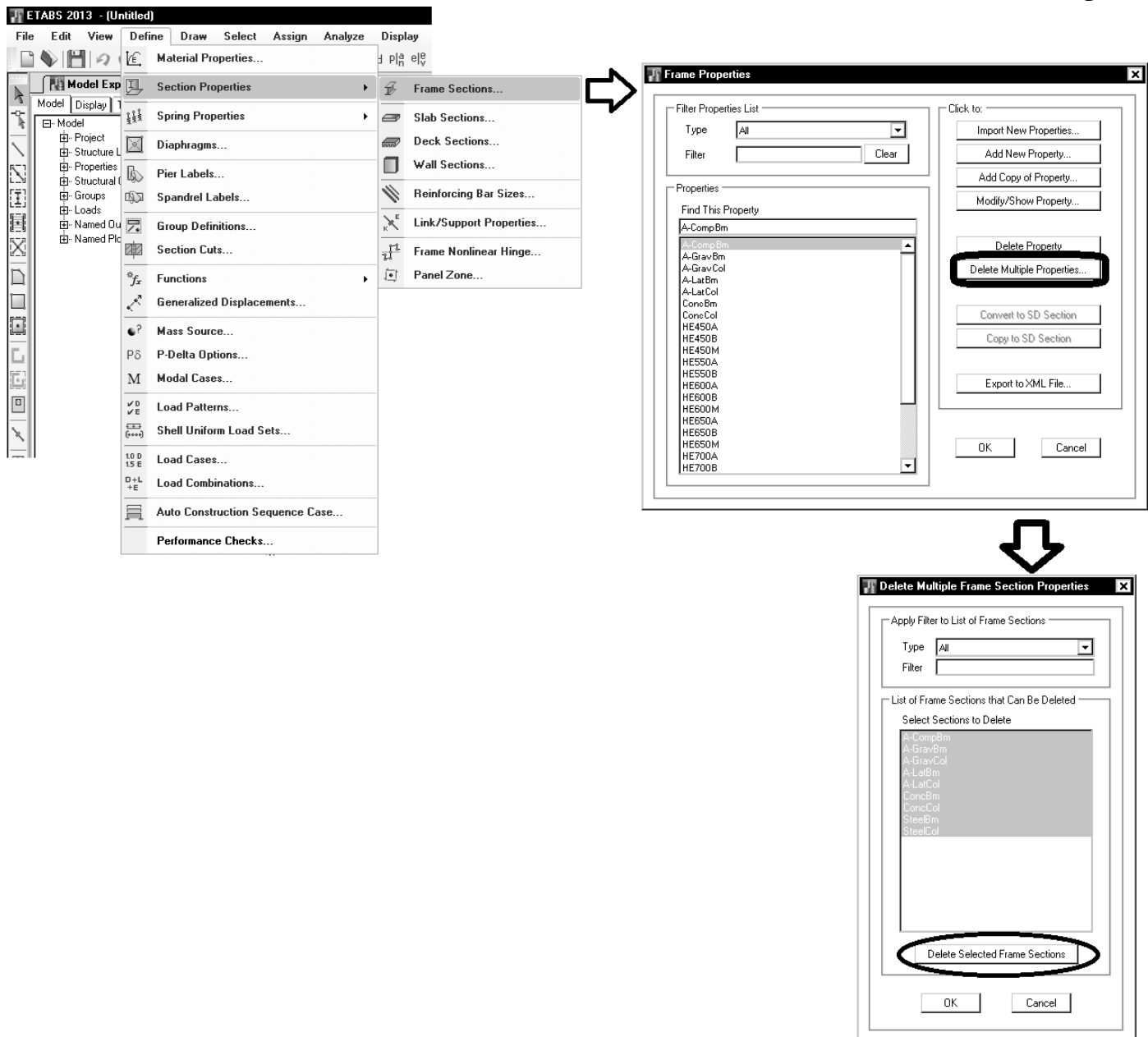
۳- تعریف مقاطع تیرها، ستونها و اعضای سازه ای (Frame)  
قبل از تعریف مقاطع بهتر است منوی ایتبس را به صورت زیر تکمیل کنیم:



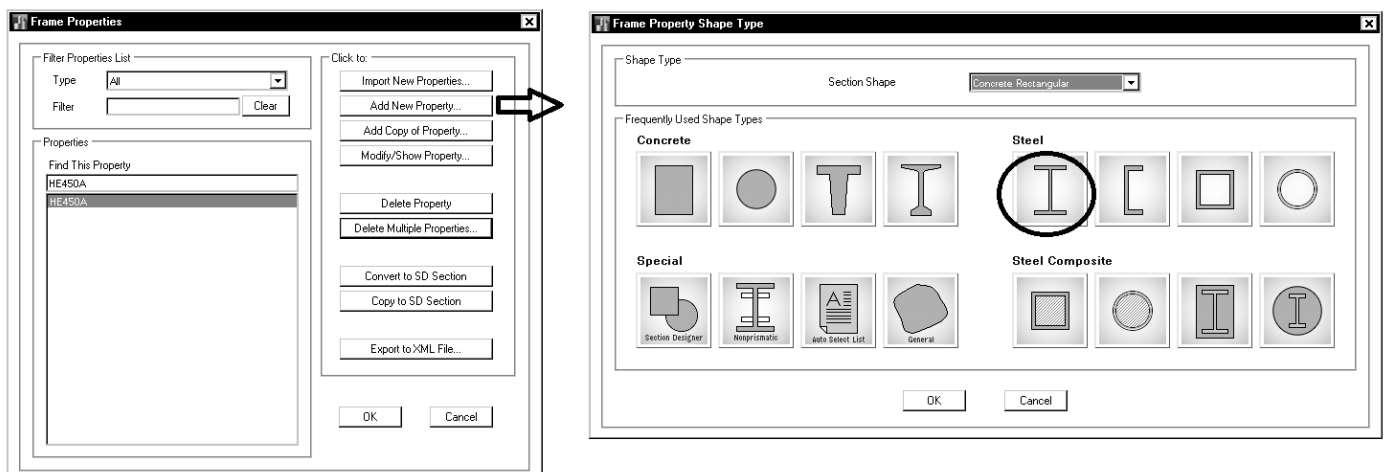
برای تعریف مقاطع تیرها، ستونها، بادبندها و دیگر اعضا از Frame Sections استفاده می کنیم:



بتر است مقاطعی را که از قبل در لیست تعریف شده اند را حذف نمایید تا لیست مقاطع شلوغ نباشد.  
این مقاطع در ایران موجود نیست و نیازی به آنها نخواهد بود:



پس از حذف مقاطع پیش فرض ایتمس، مقاطع مورد نیاز خود را تعریف نمایید. در سازه های فولادی مقطع I شکل یکی از پرکاربرد ترین مقاطع می باشد. مقاطع I شکل از نظر نحوه ساخت به دو نوع مقاطع نورد شده (IPE) و تیورقها طبقه بندی می شوند. تیورق ها را می توان از طریق Add New Property... تعریف نمود. IPE ها را می توان از طریق Import New Properties... از جدول اشتایل Euro وارد نمود.



**Frame Section Property Data**

General Data  
 Property Name: PG1  
 Material: S240  
 Display Color: Change...  
 Notes: Modify/Show Notes...

Shape  
 Section Shape: Steel I/Wide Flange

Section Property Source  
 Source: User Defined

Section Dimensions  
 Total Depth: 330 mm  
 Top Flange Width: 200 mm  
 Top Flange Thickness: 15 mm  
 Web Thickness: 8 mm  
 Bottom Flange Width: 200 mm  
 Bottom Flange Thickness: 15 mm  
 Fillet Radius: 0 mm

Property Modifiers  
 Modify/Show Modifiers...  
 Currently Default

OK Cancel

Show Section Properties...

**Frame Section Properties**

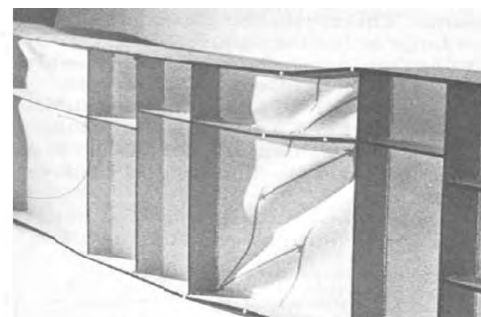
Property Name  
 Section Name: PG1  
 Base Material: S240

Properties

| Item                                 | Value  |
|--------------------------------------|--------|
| Area, cm <sup>2</sup>                | 78     |
| AS <sub>2</sub> , cm <sup>2</sup>    | 20.1   |
| AS <sub>3</sub> , cm <sup>2</sup>    | 53.6   |
| I <sub>33</sub> , cm <sup>4</sup>    | 16245  |
| I <sub>22</sub> , cm <sup>4</sup>    | 2000.5 |
| S <sub>33</sub> Pos, cm <sup>3</sup> | 984.5  |
| S <sub>33</sub> Neg, cm <sup>3</sup> | 984.5  |
| S <sub>22</sub> Pos, cm <sup>3</sup> | 200.1  |
| S <sub>22</sub> Neg, cm <sup>3</sup> | 200.1  |
| R <sub>33</sub> , mm                 | 144.3  |
| R <sub>22</sub> , mm                 | 50.6   |
| Z <sub>33</sub> , cm <sup>3</sup>    | 1080   |
| Z <sub>22</sub> , cm <sup>3</sup>    | 302.7  |
| J, cm <sup>4</sup>                   | 47.3   |
| C <sub>w</sub> , cm <sup>6</sup>     | 496125 |
| CG Offset 3 Dir, mm                  | 0      |
| CG Offset 2 Dir, mm                  | 0      |
| PNA Offset 3 Dir, mm                 | 0      |
| PNA Offset 2 Dir, mm                 | 0      |

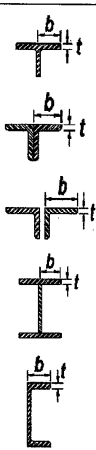
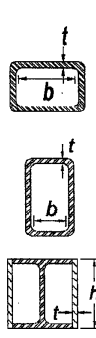
OK Cancel

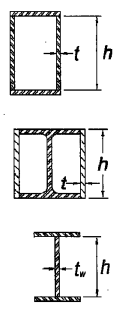
معیارهای انتخاب ابعاد مقاطع





جدول ۱۰-۲-۴ محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل پذیری متوسط و زیاد

| مثال‌های نمونه                                                                     | حداکثر نسبت پهنا به ضخامت                  |                                            | نسبت پهنا به ضخامت | شرح اجزا                                                                                                                                                 | $\frac{b}{t}$ |
|------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|
|                                                                                    | $\lambda_{bld}$<br>اعضای با شکل پذیری زیاد | $\lambda_{md}$<br>اعضای با شکل پذیری متوسط |                    |                                                                                                                                                          |               |
|   | 8.66<br>$0.73 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$        | 11<br>$0.78 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$          | b/t                | بال‌های مقاطع I شکل نورده شده و ساخته شده از ورق، ناپودانی‌ها، سپری‌ها، ساق نبشی‌های تک و نبشی‌های دوبل با فاصله و ساق برجسته نبشی‌های دوبل به هم چسبیده | ۱             |
|  | 15.88<br>$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$       | 18.47<br>$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$       | b/t<br><br>d/t     | بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می‌رود.   | ۴             |

|  | 70.7                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | 111                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | $\frac{h}{t_w}$ | <p>۶</p> <p>جان مقاطع I شکل تورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می‌روند</p> <p>ورق‌های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند</p> <p>جان مقاطع I شکل قوطی شکل ساخته شده از ورق هرگاه به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می‌گیرند</p> |
|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                                                   | <p>برای <math>C_a \leq 0.125</math><br/><math>\frac{2}{\sqrt{25}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.125 C_a)</math></p> <p>برای <math>C_a &gt; 0.125</math><br/><math>0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2/25 - C_a) \geq 1/29 \sqrt{\frac{E}{F_y}}</math></p> <p>که در آن:<br/><math>C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}</math></p> | <p>برای <math>C_a \leq 0.125</math><br/><math>\frac{3}{\sqrt{25}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2/75 C_a)</math></p> <p>برای <math>C_a &gt; 0.125</math><br/><math>1/12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2/25 - C_a) \geq 1/29 \sqrt{\frac{E}{F_y}}</math></p> <p>که در آن:<br/><math>C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}</math></p> |                 |                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |

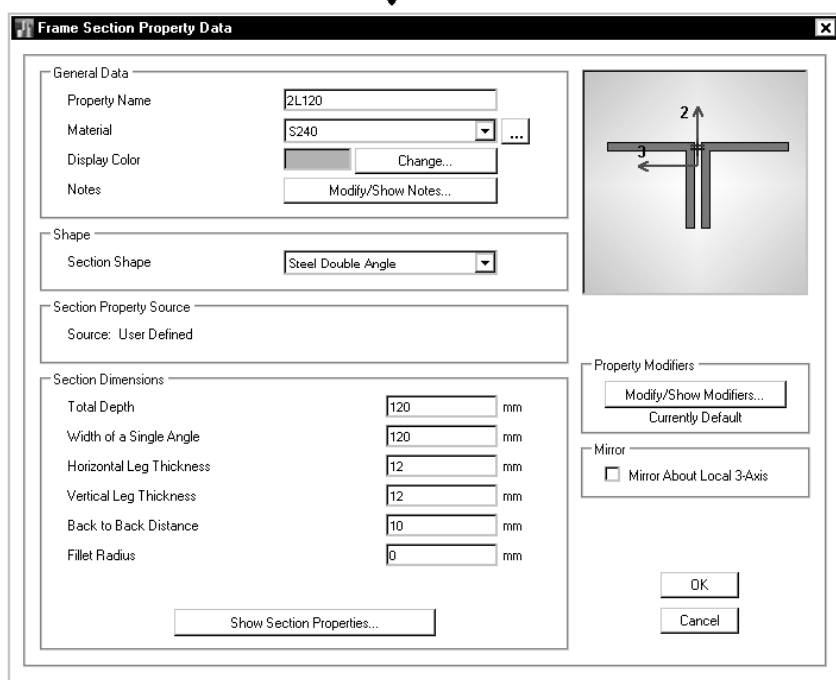
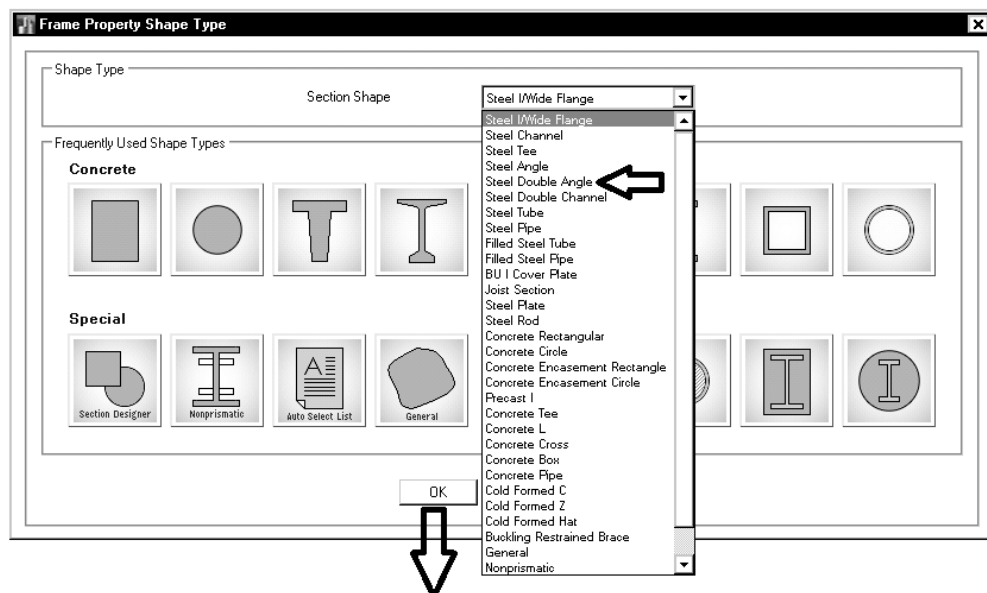
## 17.32

- [۲] در مقاطع I شکل قوطی شده و مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق اگر به عنوان ستون مورد استفاده قرار گیرند، محدودیت نسبت پهنا به ضخامت در اعضای با شکل پذیری زیاد می‌تواند به  $0.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  محدود شود.
- [۳] نسبت پهنا به ضخامت در بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و بال‌های مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق در صورتی که به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار گیرند، می‌تواند به  $1/12 \sqrt{E/F_y}$  محدود شود.

## 32.33

## ۱۰-۳-۴ الزامات لرزه‌ای کماتش موضعی

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



مقطع باکس:

**Frame Section Property Data**

General Data

Property Name:

Material:  ...

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

|                  |                                  |    |
|------------------|----------------------------------|----|
| Total Depth      | <input type="text" value="340"/> | mm |
| Total Width      | <input type="text" value="340"/> | mm |
| Flange Thickness | <input type="text" value="20"/>  | mm |
| Web Thickness    | <input type="text" value="20"/>  | mm |
| Corner Radius    | <input type="text" value="0"/>   | mm |

Property Modifiers

Currently Default



انواع ستونهای فولادی رایج و موارد کاربرد آنها:

وصله ستونها:

### ۱۰-۳-۵ الزامات طراحی لرزه‌ای وصله ستونها

#### ۱۰-۳-۵-۱ موقعیت وصله ستونها

الف) به جز موارد ذکر شده در زیر، در کلیه ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی لرزه‌ای محل درز وصله در بالا و پایین وصله نباید از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال متصل به ستون نزدیکتر باشد.

(۱) در جایی که ارتفاع آزاد ستون کمتر از ۲/۴ متر است، محل وصله باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

(۲) در مواردی که درز لب به لب ورق‌های بال یا جان ستون در کارخانه و به صورت نفوذی کامل انجام می‌شود، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال متصل به ستون تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از بُعد بزرگتر ستون با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

(۳) در مواردی که اتصال کلیه تیرهای متصل به ستون مفصلی بوده و ستون در دهانه‌های مهاربندی شده قرار نگرفته باشد، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از ۱/۵ برابر بُعد بزرگتر ستون با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

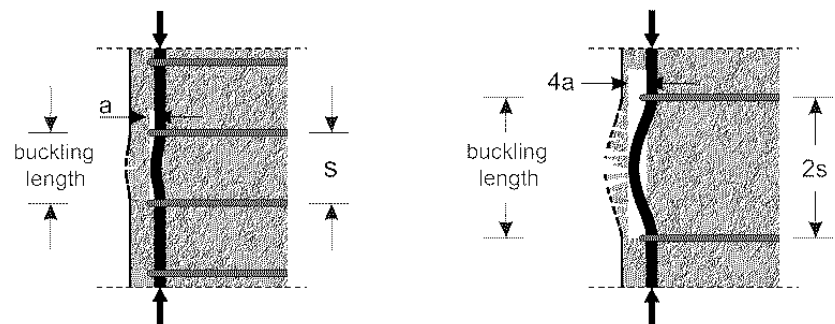
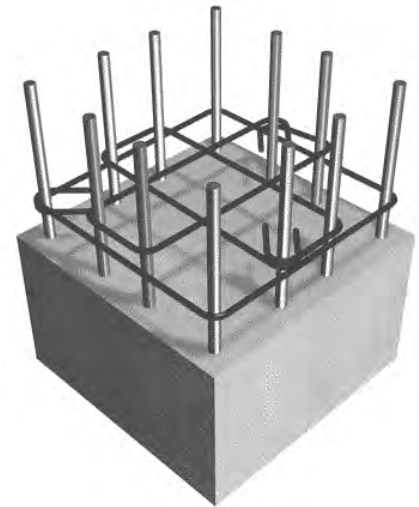
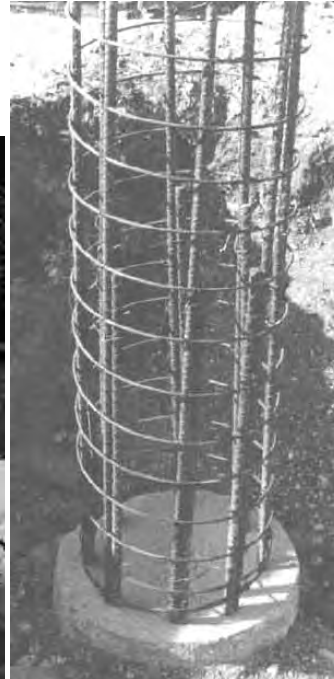
ب) اتصال وصله ستون به هر یک از دو قطعه ستون وصله‌شونده باید با یک نوع وسیله اتصال، جوش یا پیچ پر مقاومت، انجام شود و در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند. اتصال وصله به یکی از قطعات ستون تماماً جوشی و به دیگری تماماً پیچی نیز مجاز است.

پ) در وصله لب به لب بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۶ صورت گیرد.

ت) در وصله ستون‌های با ابعاد و مقطع متفاوت، به جای استفاده از ورق‌های پرکننده با ضخامت‌های زیاد، ارجح است ابتدا مقطع بزرگتر با شیب حداکثر ۱ به ۶ به مقطع کوچکتر تبدیل شده و سپس اتصال وصله صورت گیرد.

ث) در محل وصله ستون‌های متشکل از چند نیم‌رخ لازم است هر یک از ستون‌های وصله‌شونده در ارتفاعی حداقل به اندازه بُعد بزرگتر مقطع ستون به صورت یکپارچه در آیند و سپس وصله شوند.

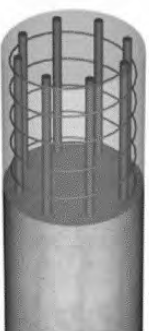
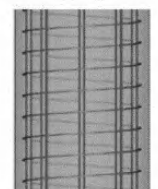
## ۱-۳- مقطع ستون مستطیلی بتنی



حداکثر 20cm



(a) Rectangular tied Column



(b) Round spiral Column

## ۸-۱۴-۹ ابعاد طراحی برای مقاطع فشاری

۸-۱۴-۹-۱ پس از تحلیل سازه و تعیین مقادیر نیروهای موثر در طراحی که به ازای سختی نظیر مقطع ترک خورده مقاطع انجام می‌پذیرد، برای طراحی مقاطع میله‌ای و تعیین مقدار آرماتور فشاری می‌توان محدودیت‌های بندهای ۸-۱۴-۹-۲ و ۸-۱۴-۹-۳ را مورد استفاده قرار داد.

۸-۱۴-۹-۲ در صورتی که قطعه میله‌ای فشاری با دورپیچ یا تنگ، با یک دیوار یا پایه به صورت یکپارچه ساخته شود، حداکثر ۴۰ میلی‌متر خارج از دورپیچ یا تنگ‌ها را می‌توان جزء محدوده مقطع موثر قطعه فشاری فرض کرد.

۸-۱۴-۹-۳ در تعیین مقاومت مقطع و حداقل آرماتور مورد نیاز در یک عضو فشاری که دارای سطح مقطعی بزرگتر از مقدار لازم برای تحمل بارهای مورد نظر است، می‌توان سطح مقطع موثر کاهش یافته‌ای که برابر با سطح مقطع لازم برای تحمل بارهای مورد نظر می‌باشد در نظر گرفت. این سطح مقطع نباید از نصف سطح مقطع کل کوچکتر باشد.

## ۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در مقاطع فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۱ در مقاطع فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود. در صورت استفاده از فولاد S۴۰۰ در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.

۹-۱۴-۹-۲ حداقل تعداد میلگردهای طولی در مقاطع فشاری به شرح زیر است:

الف- میلگردهای داخل تنگ‌های مدور یا مستطیلی، چهار عدد

ب- میلگردهای داخل تنگ‌های مثلثی، سه عدد

پ- میلگردهای داخل دورپیچ، شش عدد مطابق بند ۹-۱۴-۹-۳.



#### ۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

##### ۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۴-۱۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۴ در اعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.

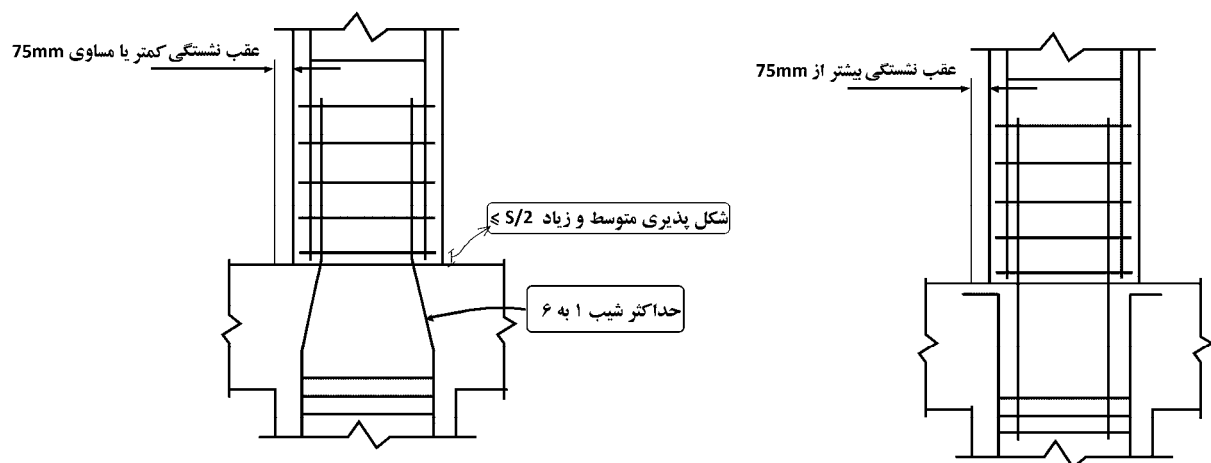
##### ۹-۱۴-۱۱-۳ میلگردهای انتظار خم شده

۹-۱۴-۱۱-۳-۱ شیب قسمت مایل میلگردهای خم شده نسبت به محور ستون نباید از ۱ به ۶ تجاوز کند. قسمت‌های فوقانی و تحتانی قسمت مایل باید موازی با محور ستون باشند.

میلگردهای انتظار باید در محل خم با خاموت‌ها، دورپیچ‌ها و یا قسمت‌هایی از سیستم سازه‌ای کف مهار شوند. مهار مذکور باید برای تحمل نیرویی معادل ۱/۵ برابر مولفه نیروی محاسباتی قسمت مایل در امتداد مهار، طرح شود. در صورت استفاده از خاموت‌ها یا دورپیچ فاصله آنها تا نقاط خم شده نباید از ۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۳-۲ خم کردن میلگردهای انتظار باید قبل از جاگذاری میلگردها انجام پذیرد.

۹-۱۴-۱۱-۳-۳ در مواردی که وجه ستون یا دیوار بیشتر از ۷۵ میلی‌متر عقب نشستگی یا پیش‌آمدگی داشته باشد میلگردهای طولی ممتد نباید به صورت خم شده به کار برده شوند، و در محل عقب نشستگی باید میلگردهای انتظار مجزا برای اتصال به میلگردهای وجوه عقب نشسته پیش‌بینی شوند. در هر حالت باید ضوابط مربوط به مهارها و وصله‌ها در منطقه تغییر مقطع رعایت شوند.



### ۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری متوسط

۲-۳-۲۳-۹ اعضای تحت فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲-۲-۳-۲۳-۹ آرماتورهای طولی و عرضی

۱-۲-۲-۳-۲۳-۹ در ستون‌ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله‌ها باید حداکثر برابر شش درصد در نظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S۴۰۰ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر سه درصد محدود می‌شود.

۲-۲-۲-۳-۲۳-۹ فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

### ۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

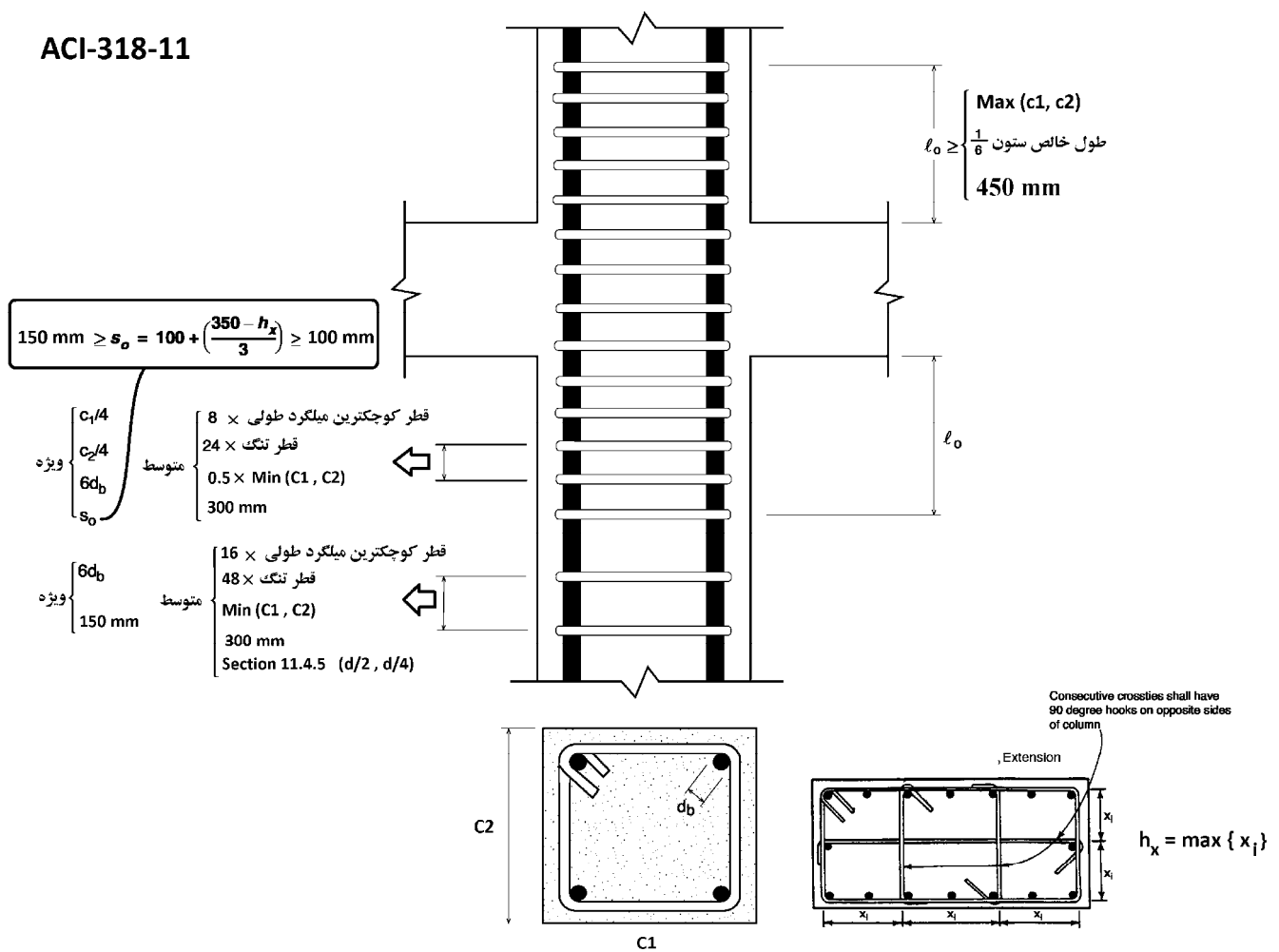
۲-۴-۲۳-۹ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

۲-۲-۴-۲۳-۹ آرماتور طولی

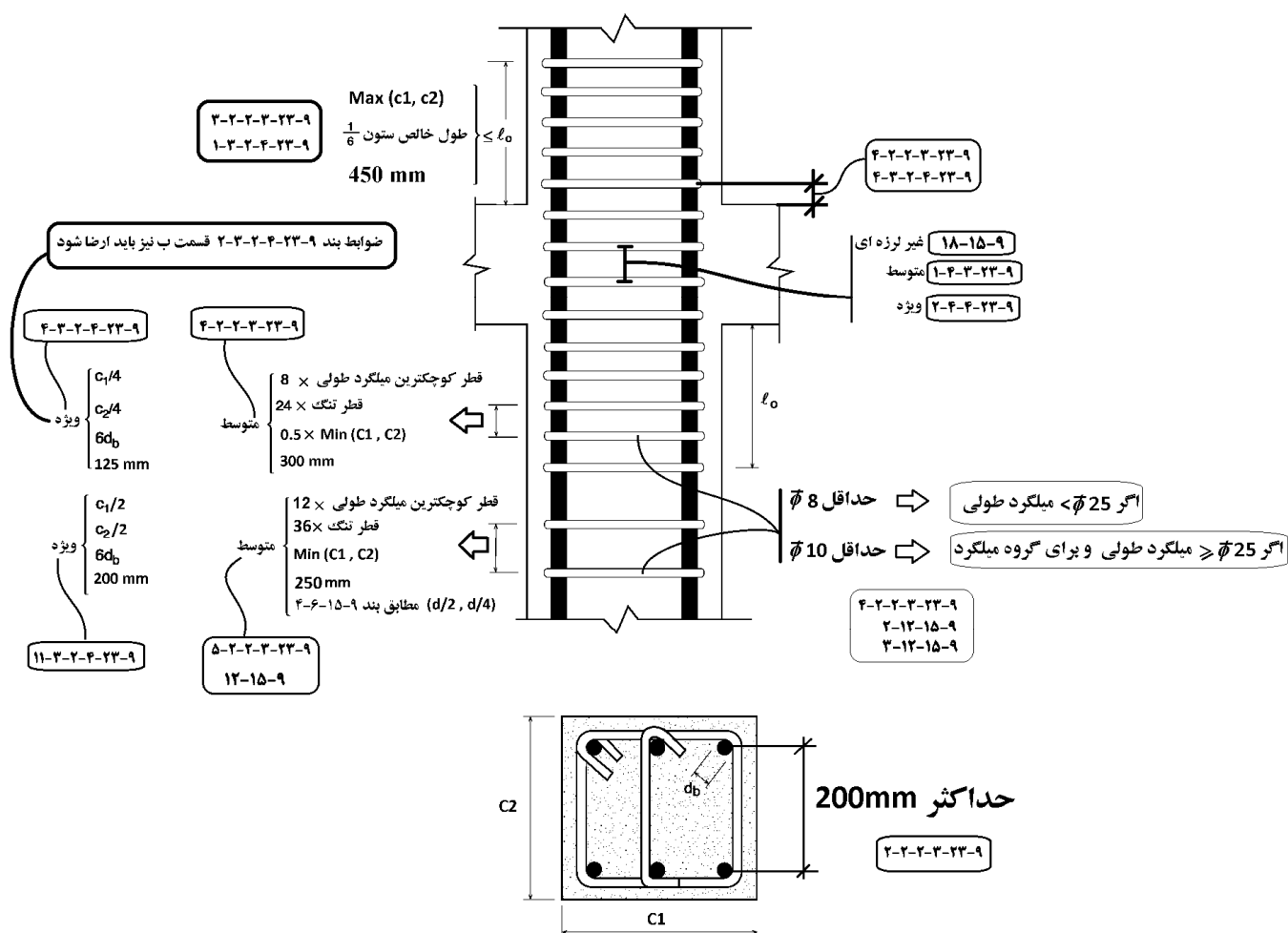
۱-۲-۲-۴-۲۳-۹ در این اعضاء نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از شش درصد در نظر گرفته شود. محدودیت حداکثر مقدار آرماتور باید در محل وصله‌ها نیز رعایت شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد S۴۰۰ است، نسبت آرماتور در خارج از محل وصله‌ها به حداکثر چهار و نیم درصد محدود می‌شود.

۲-۲-۲-۴-۲۳-۹ فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

## ACI-318-11



## ضوابط مبحث نهم در رابطه با فواصل تنگها:





**Frame Properties**

Filter Properties List  
 Type: **All**  
 Filter:  Clear

Properties:  
 Find This Property  
 RE700A  
 RE700A

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 IWide Flange**

Frequently Used Shape Types

**Concrete**  
☒    

**Steel**  
   

**Special**  
   

**Steel Composite**  
   

OK Cancel

**Frame Section Property Reinforcement Data**

Design Type  
☒ P-M2:M3 Design (Column)  
☐ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material  
 Longitudinal Bars: **All**  
 Confinement Bars (Ties): **All**

Reinforcement Configuration  
☒ Rectangular  
☐ Circular

Confinement Bars  
☒ Ties  
☐ Spirals

Check/Design  
☐ Reinforcement to be Checked  
☒ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars  
 Clear Cover for Confinement Bars: **40** mm  
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: **5**  
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: **5**  
 Longitudinal Bar Size and Area: **25** **4.9** cm<sup>2</sup>  
 Corner Bar Size and Area: **25** **4.9** cm<sup>2</sup>

Confinement Bars  
 Confinement Bar Size and Area: **10** **0.8** cm<sup>2</sup>  
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): **100** mm  
 Number of Confinement Bars in 3-dir: **3**  
 Number of Confinement Bars in 2-dir: **3**

OK Cancel

**Frame Section Property Data**

General Data  
 Property Name: **C60**  
 Material: **C25**  
 Display Color:  Change...  
 Notes:  Modify/Show Notes...

Shape  
 Section Shape: **Concrete Rectangular**

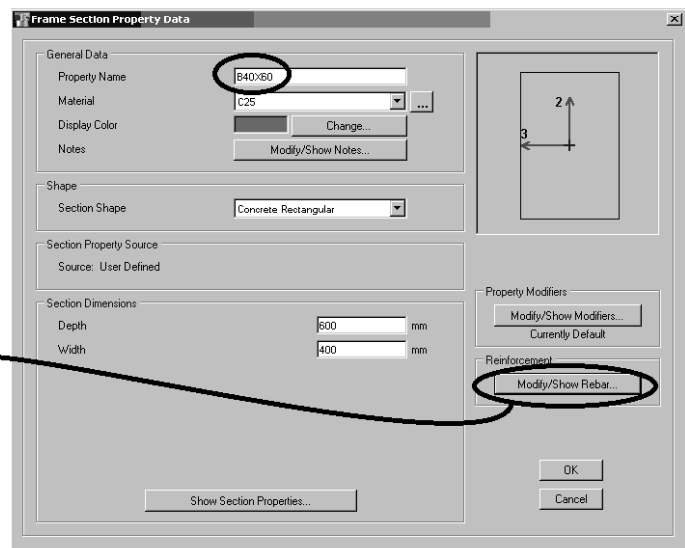
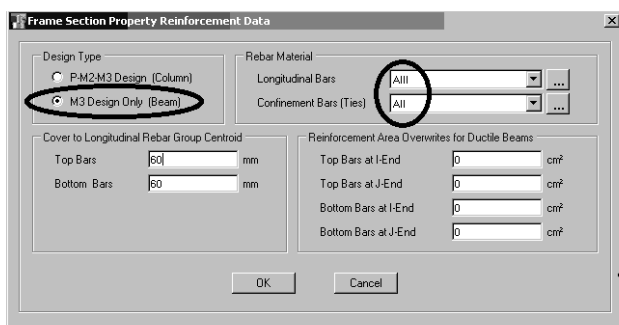
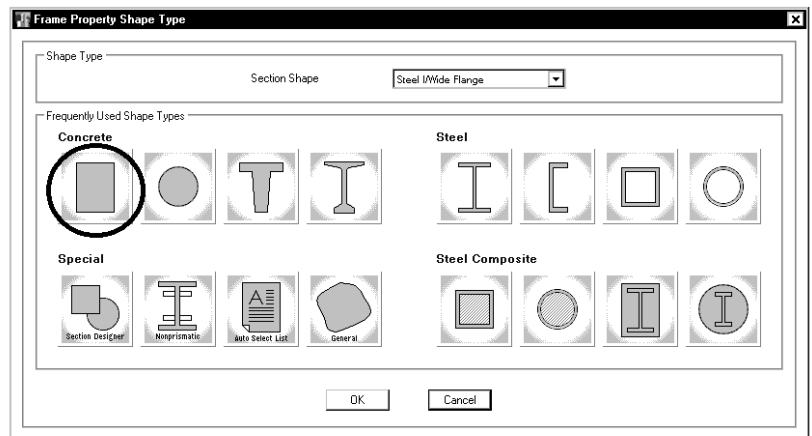
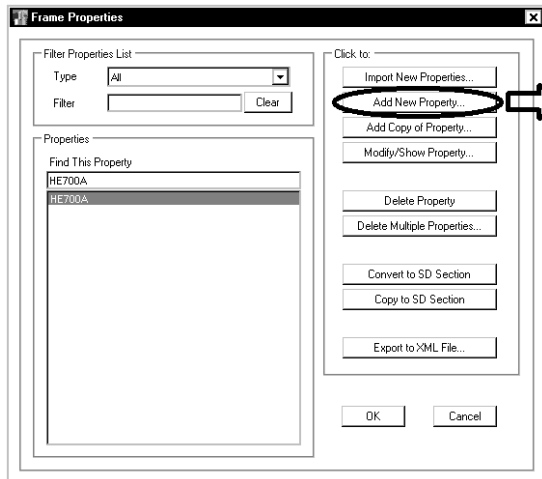
Section Property Source  
 Source: User Defined

Section Dimensions  
 Depth: **600** mm  
 Width: **600** mm

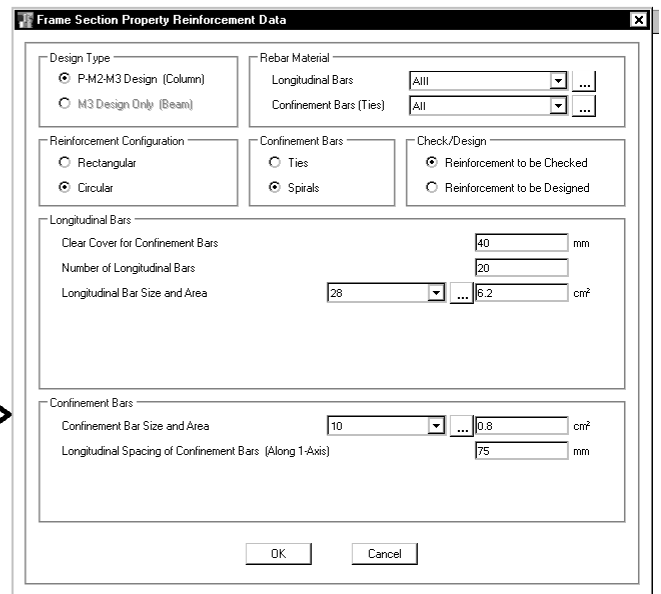
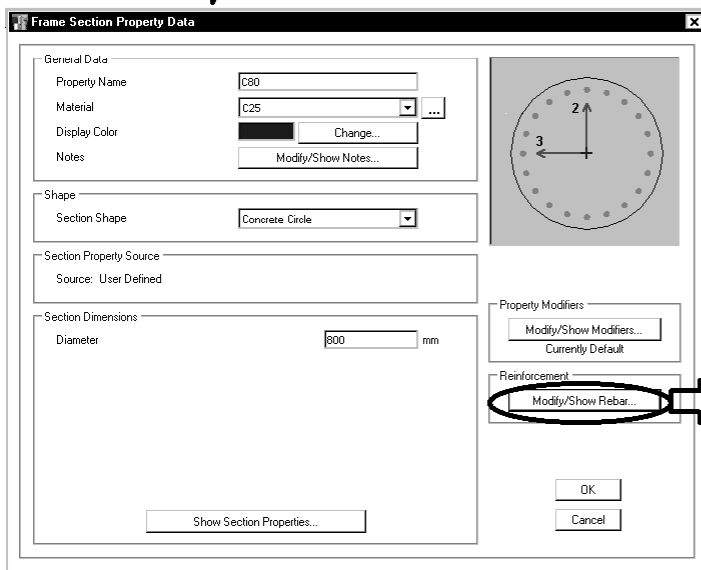
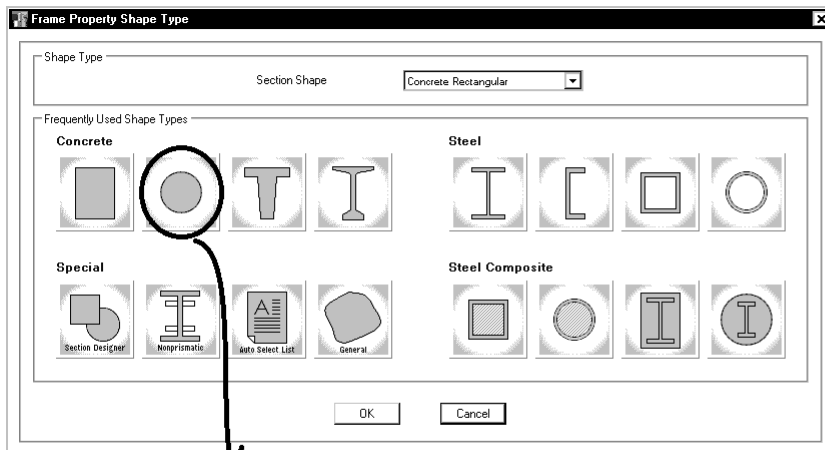
Property Modifiers  
 Modify/Show Modifiers...  
 Currently Default

Reinforcement  
 Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...  
 OK Cancel



## ۳-۳- مقطع ستون دایره ای بتنی



### ۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۳ نسبت حجمی آرماتور دورپیچ به حجم کل هسته،  $\rho_s$ ، نباید از مقدار بدست آمده از رابطه (۸-۱۴-۹) کمتر باشد:

$$\rho_s = 0.16 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (8-14-9)$$

### ۹-۱۴-۹-۴ دورپیچ‌ها

در طراحی دورپیچ‌های اعضای فشاری علاوه بر مراعات ضوابط فصل بیست و یکم باید ضوابط زیر را هم در نظر گرفت:

۹-۱۴-۹-۱-۴ دورپیچ باید از میلگرد پیوسته ساخته شود و روش ساخت آنها طوری باشد که جایجایی و نصب آنها بدون اعوجاج و تغییر ابعاد میسر باشد.

۹-۱۴-۹-۲-۴ قطر میلگردهای مصرفی در دورپیچ نباید از ۶ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۳-۴ در هر گام دورپیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۵ میلی‌متر بیشتر و از ۲۵ میلی‌متر کمتر باشد.

۹-۱۴-۹-۴-۴ گام دورپیچ نباید از  $\frac{1}{8}$  قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند.

۹-۱۴-۹-۵-۴ در هر طبقه، دورپیچ باید از روی شالوده یا دال تا تراز پایین‌ترین میلگردهای طبقه فوقانی ادامه یابد.

۹-۱۴-۹-۶-۴ در صورتی که تیرها یا دستک‌هایی از همه طرف به ستون اتصال نداشته باشد، باید از محل توقف دورپیچ تا کف دال یا کتیبه سرستون تعدادی خاموت قرار داد.

۹-۱۴-۹-۷-۴ در ستون‌های قارچی یا سرستون، دورپیچ باید تا ارتفاعی ادامه یابد که در آن قطر یا پهنای سرستون دو برابر قطر یا پهنای ستون باشد.

۹-۱۴-۹-۸-۴ دورپیچ باید با فاصله نگهدارهای مناسب در جای خود تنظیم و تثبیت شود.

۹-۱۴-۹-۹-۴ در صورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر باشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (پ) این بند، اختیار شود:

الف- دو عدد برای دورپیچ با قطر کمتر از ۵۰۰ میلی‌متر

ب- سه عدد برای دورپیچ با قطر ۵۰۰ تا ۷۵۰ میلی‌متر

پ- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتر از ۷۵۰ میلی‌متر

۹-۱۴-۹-۱۰-۴ در صورتی که قطر میلگرد دورپیچ کمتر از ۱۶ میلی‌متر نباشد، تعداد فاصله نگهدارها نباید کمتر از مقادیر (الف) و (ب) این بند، اختیار شود:

الف- سه عدد برای دورپیچ با قطر مساوی یا کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر

ب- چهار عدد برای دورپیچ با قطر بیشتر از ۶۰۰ میلی‌متر

۹-۱۴-۹-۱۱-۴ مهارکردن دورپیچ با  $1/5$  دور پیچیدن اضافی میلگرد در انتهای قطعه تأمین می‌شود.

### ۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۲ اعضای تحت اثر توأم فشار و خمش در قاب‌ها ( $N_u > 0.15 f_{cd} A_g$ )

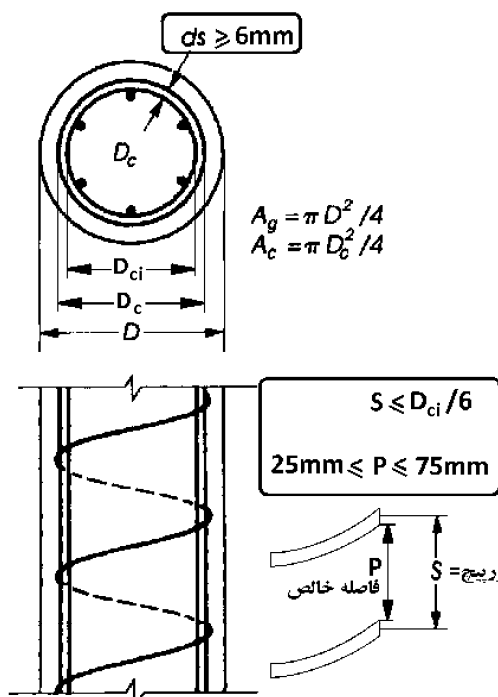
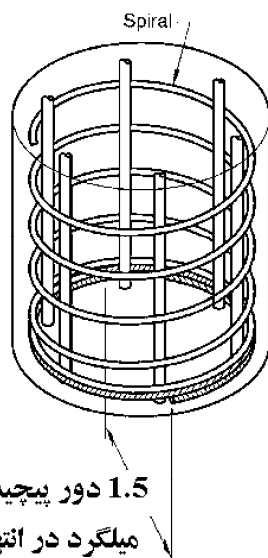
۹-۲۳-۴-۳ آرماتور عرضی

۹-۲۳-۴-۲-۳ مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- در ستون‌های با مقطع دایره نسبت حجمی آرماتور دورپیچ یا تنگ‌های حلقوی،  $\rho_s$  نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط (۹-۲۳-۱) و (۹-۲۳-۲) باشد:

$$\rho_s = 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (9-23-1)$$

$$\rho_s = 0.16 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (9-23-2)$$



ستونهای با شکل پذیری معمولی  
ستونهای با شکل پذیری متوسط  
ستونهای غیر لرزه ای



$$\rho_s = \frac{\pi(d_s)^2}{D_c S} \geq 0.16 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

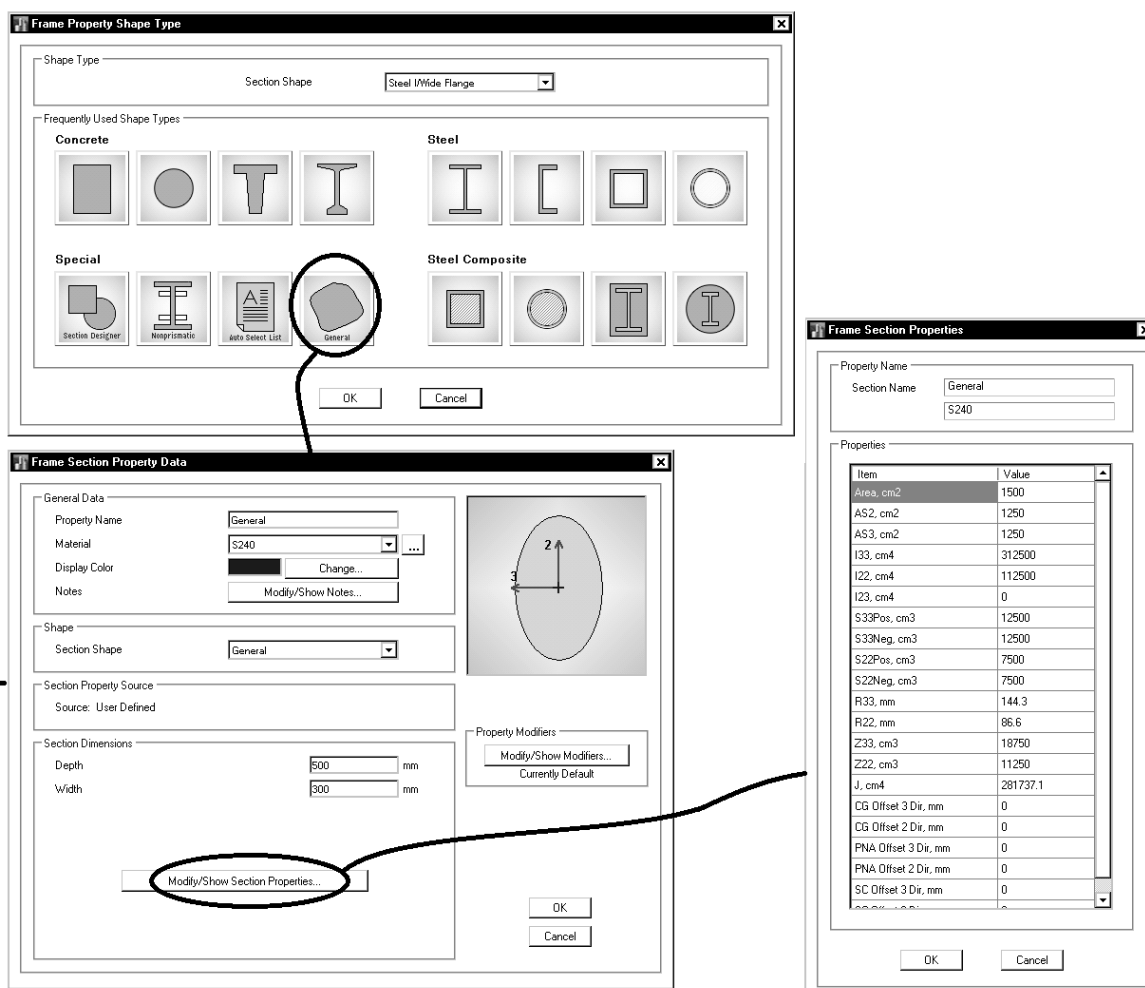
ستونهای با شکل پذیری زیاد



$$\rho_s = \frac{\pi(d_s)^2}{D_c S} \geq \begin{cases} 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \\ 0.16 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \end{cases}$$

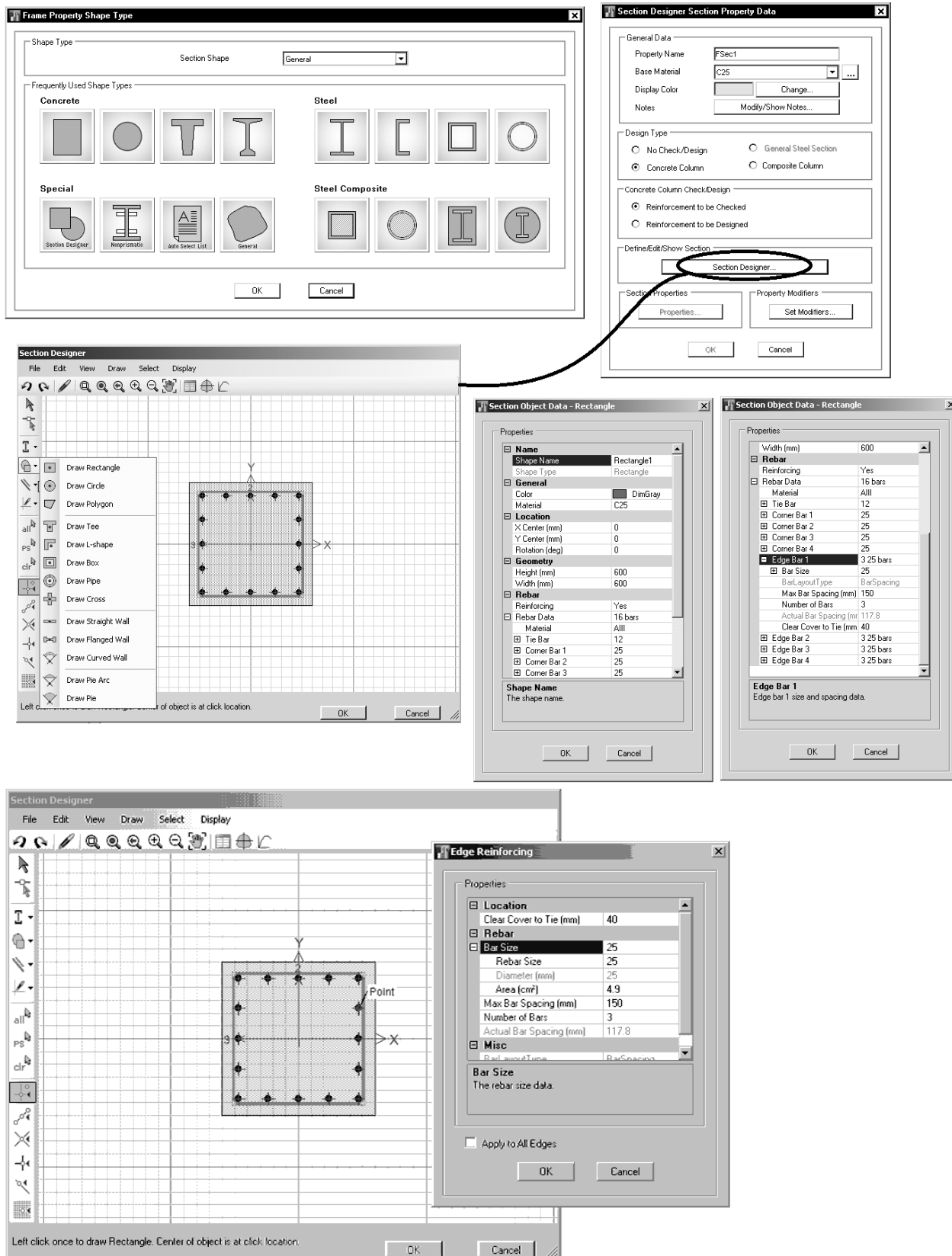
## ۴-۳- مقطع general

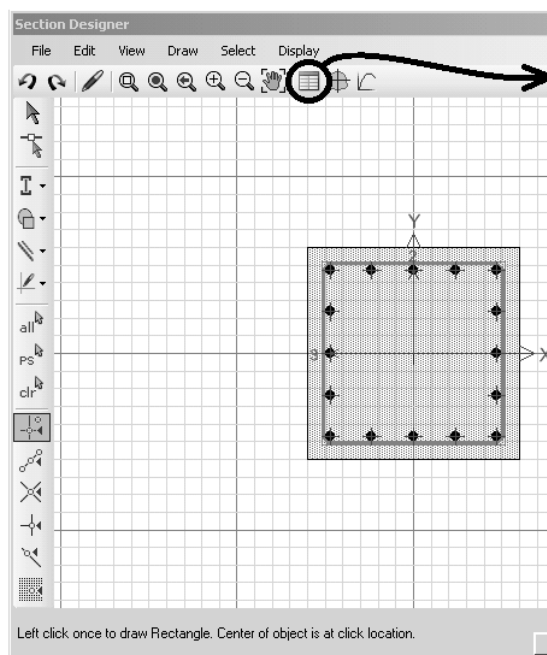
در مواردی که مقطع عضو شکل هندسی مشخصی ندارد می توان از این مقطع استفاده کرد. برای مثال در تمرینهای درس تحلیل سازه تنها ممان اینرسی و یا مساحت مقطع عضو مطرح است و شکل هندسی مقطع مطرح نمی شود.



### ۳-۵- مقطع بتنی در Section designer

برای تعریف مقطعی که شکل هندسی مشخصی ندارند (مستطیلی و یا دایره ای نیستند) از SD استفاده می شود. به ویژه در تعریف مقاطع دیوارهای برشی از این قسمت استفاده می شود. تعریف دیوار برشی در ایتبس ۲ بررسی خواهد شد.





**Section Properties**

Base Material  
C25

Orientation of 2-Axis for these Properties  
☒ Default ☐ Principal Axis ☐ User  
 Angle from X- to 2-Axis 90 deg

Properties

**Center of Gravity**

|          |   |
|----------|---|
| Xcg (mm) | 0 |
| Ycg (mm) | 0 |

**Analysis Properties**

|                         |           |
|-------------------------|-----------|
| Area (cm <sup>2</sup> ) | 3600      |
| AS2 (cm <sup>2</sup> )  | 3000      |
| AS3 (cm <sup>2</sup> )  | 3000      |
| I22 (cm <sup>4</sup> )  | 1080000   |
| I23 (cm <sup>4</sup> )  | 0         |
| I33 (cm <sup>4</sup> )  | 1080000   |
| J (cm <sup>4</sup> )    | 1825874.6 |

**Design Properties**

|                                 |       |
|---------------------------------|-------|
| R22 (mm)                        | 173.2 |
| R33 (mm)                        | 173.2 |
| S22 Negative (cm <sup>3</sup> ) | 36000 |
| S22 Positive (cm <sup>3</sup> ) | 36000 |
| S33 Negative (cm <sup>3</sup> ) | 36000 |
| S33 Positive (cm <sup>3</sup> ) | 36000 |
| Z22 (cm <sup>2</sup> )          | 54000 |
| Z33 (cm <sup>2</sup> )          | 54000 |

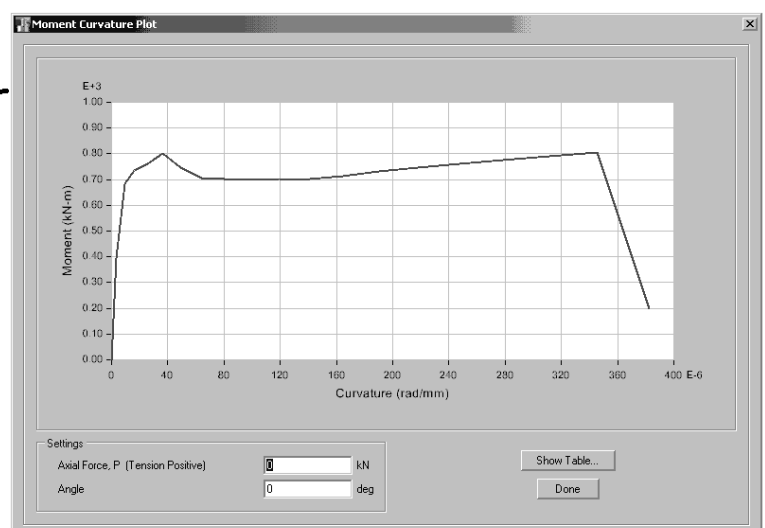
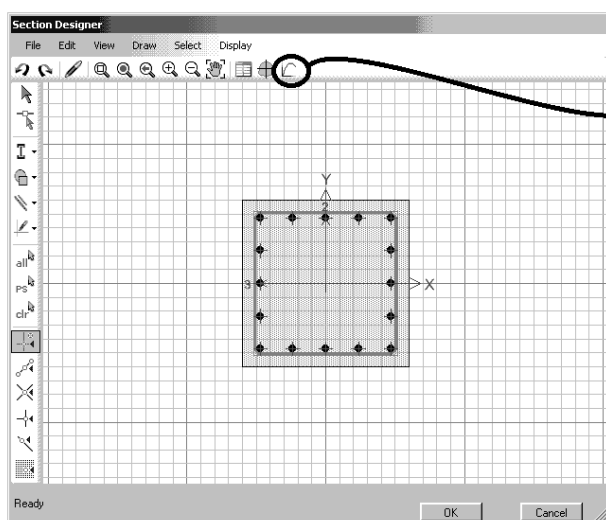
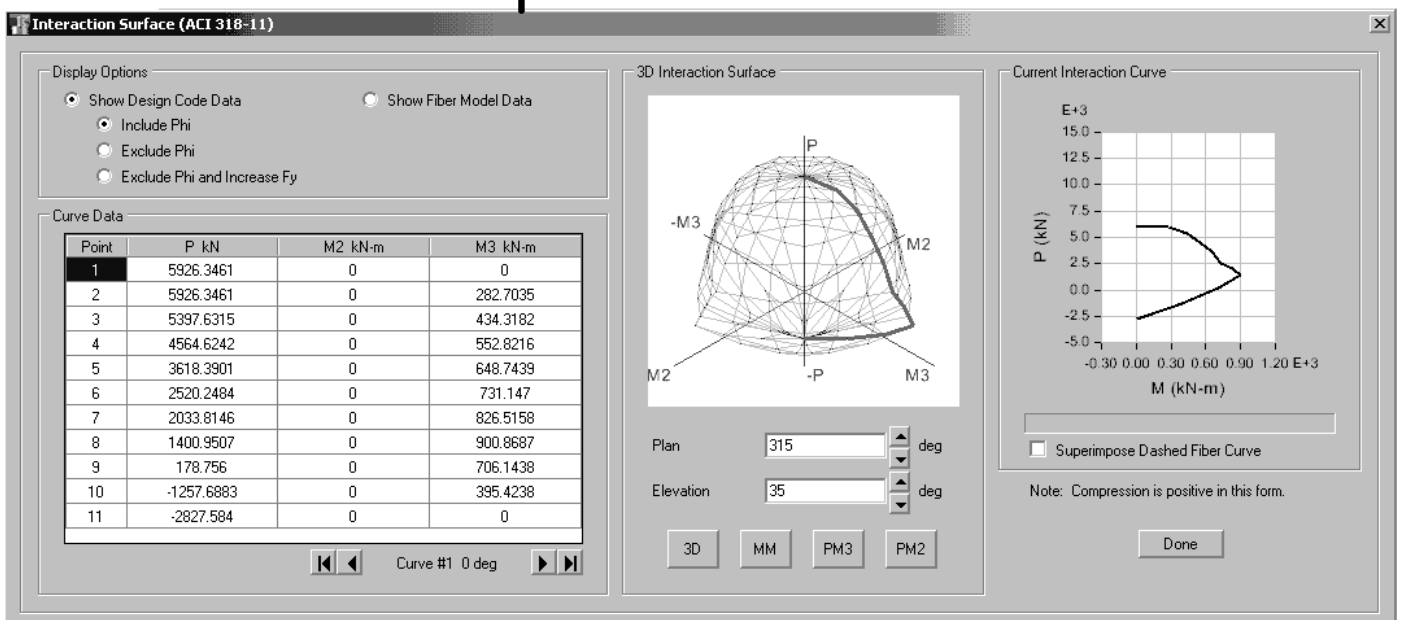
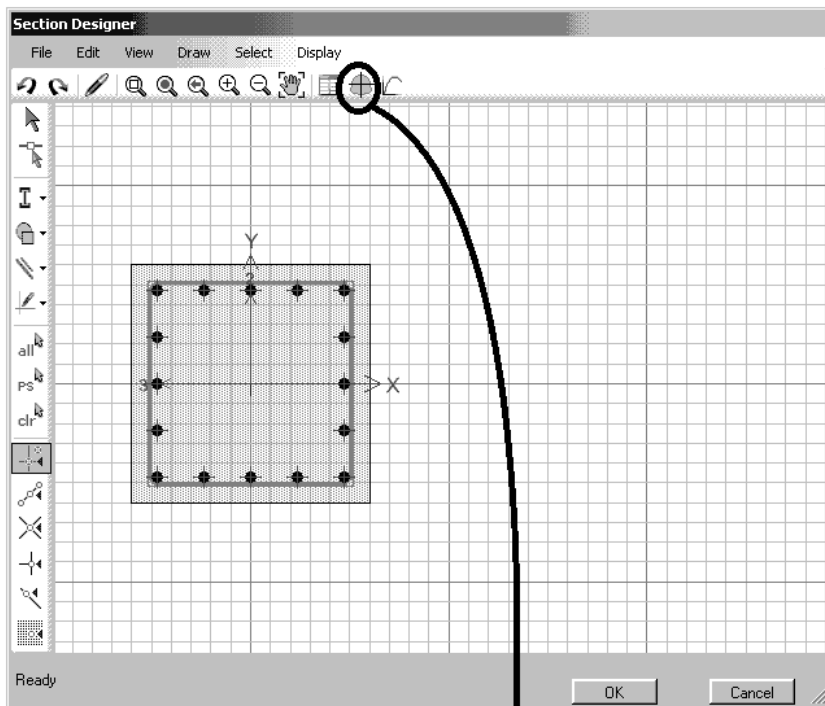
**Principal Axes**

|                            |         |
|----------------------------|---------|
| I Major (cm <sup>4</sup> ) | 1080000 |
| I Minor (cm <sup>4</sup> ) | 1080000 |
| Principal Axes Angle (deg) | 45      |

**Other**

|                   |   |
|-------------------|---|
| PNA Offset 2 (mm) | 0 |
| PNA Offset 3 (mm) | 0 |

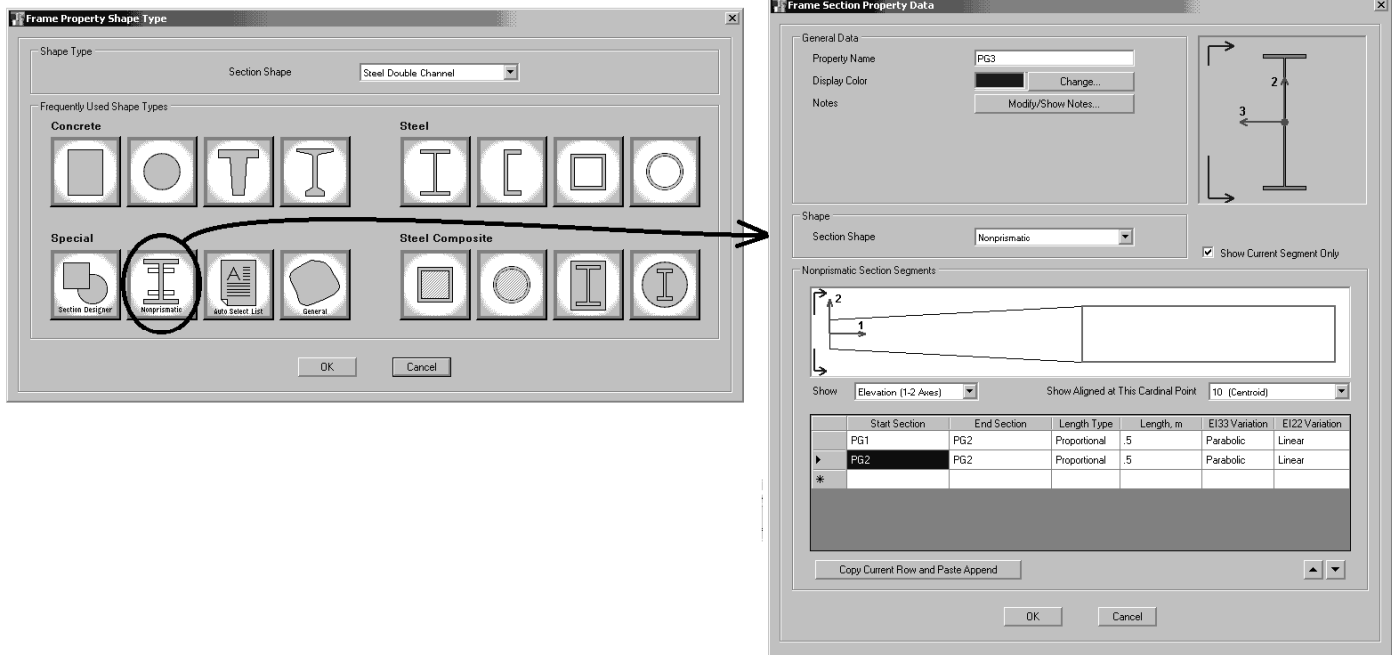
**Area (cm<sup>2</sup>)**  
The cross-sectional area.





## ۳-۶- مقطع متغیر

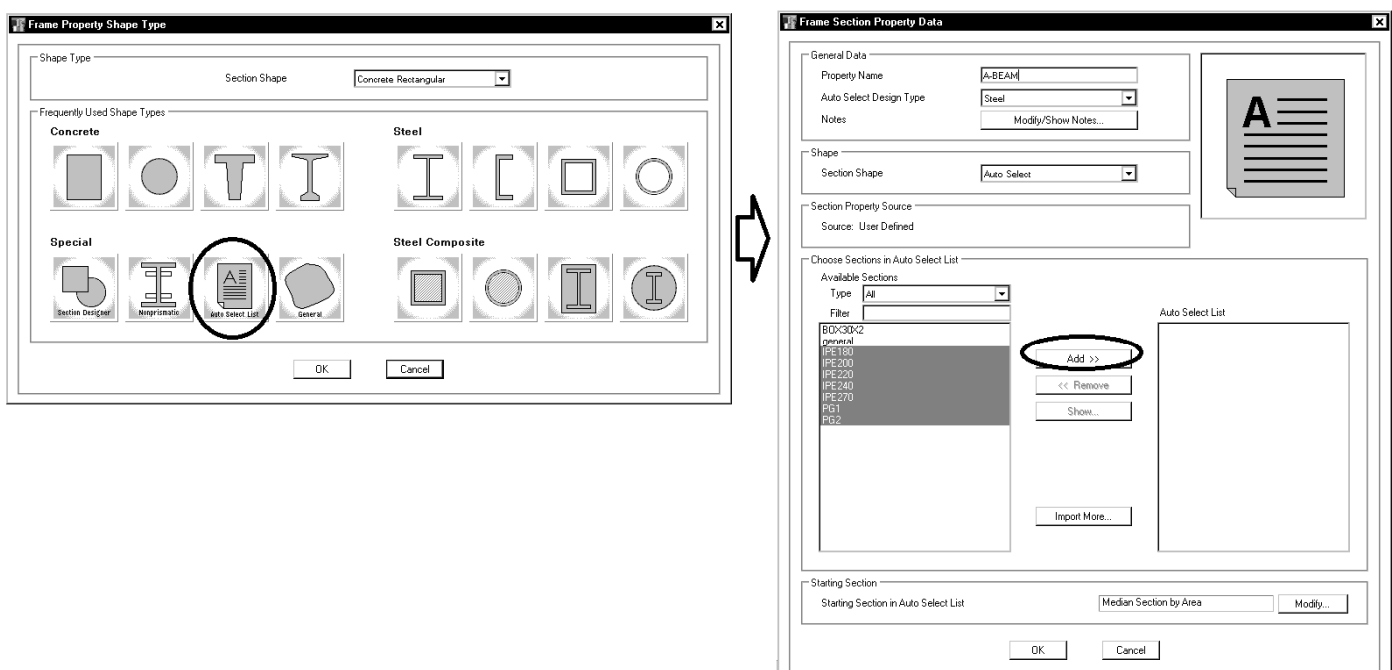
در تعریف ستونهای با مقطع متغیر به ویژه در سوله ها می توان از این قسمت استفاده کرد.



در چه مواردی از Parabolic و یا Cubic و یا Linear استفاده کنیم؟

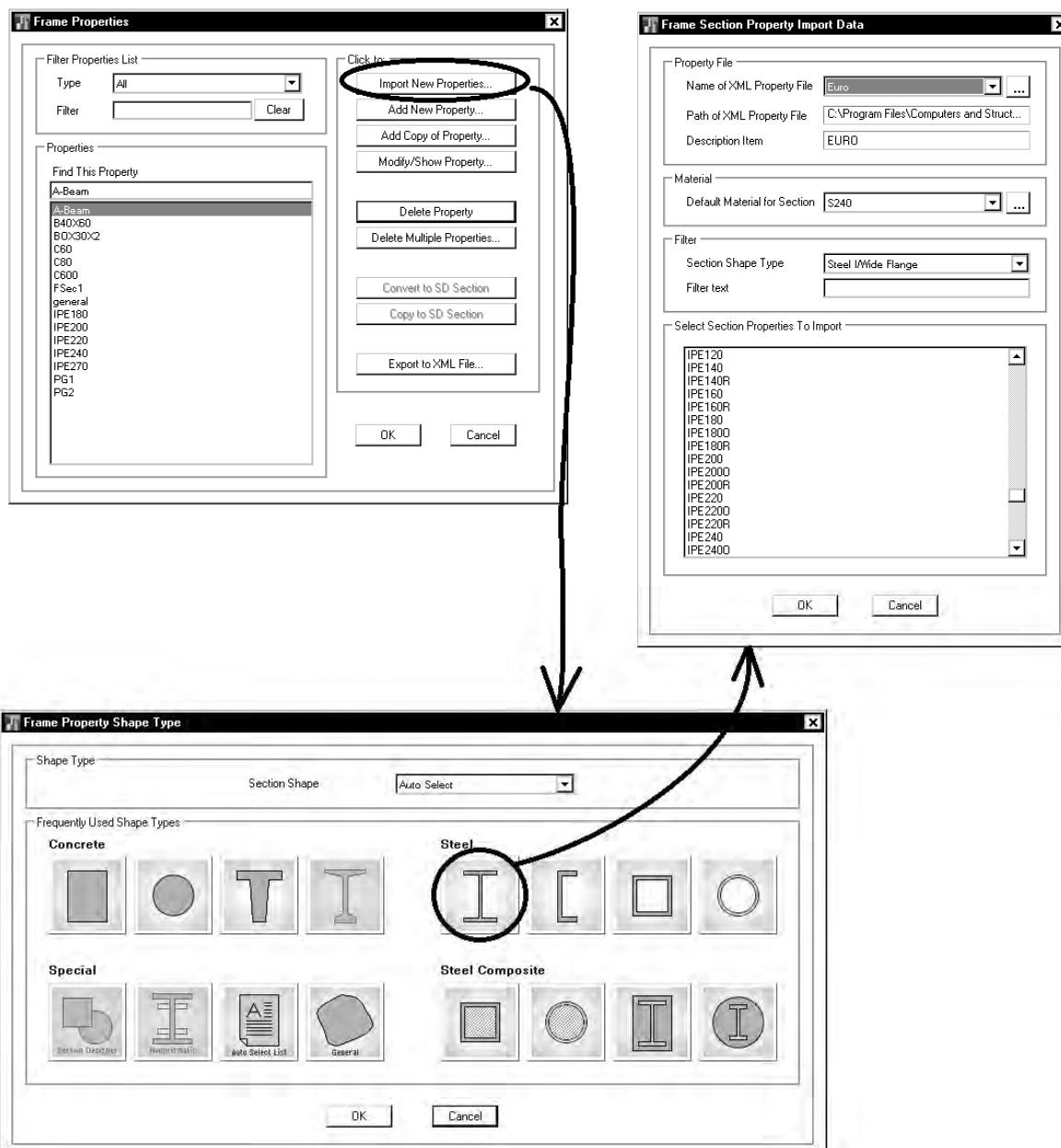
## ۳-۷- مقطع Auto Selection

پس از تعریف مقاطع و کامل نمودن کتابخانه مقاطع، می توان یک مقطع اتوماتیک تعریف نمود. سپس برای رسم تیر یا ستون به جای استفاده از مقطع عادی، از مقطع اتوماتیک استفاده می شود. تمامی اعضایی که با این مقطع ترسیم شوند، توسط ایتبس کوچکترین مقطع ممکن از بین مقاطع معرفی شده انتخاب می شود.



## ۳-۸- مقاطع جدول اشتایل

مقاطع IPE ها، نبشی ها، ناودانی ها و دیگر مقاطع جدول اشتایل را می توان به صورت زیر import کرد:



### ۹-۳- استفاده از Section Designer برای ساخت مقاطع فولادی

- در سازه های فولادی (بر خلاف سازه های بتنی) ضخامت بال و جان تیرها و ستونها نباید بیش از حد مجاز نازک باشد. در غیر این صورت به علت نازکی بیش از حد دچار کماتش موضعی می شوند.
- نرم افزار ایتبس ضخامت اجزای فولادی را چک می کند (قبلا در صورت کار به روش ASD این مورد توسط ایتبس چک نمی شد و کاربر خود وظیفه کنترل ضخامت اجزای تیر و ستون را به عهده داشت).

سوال: آیا برای تعریف مقاطع فولادی قادر به استفاده از SD هستیم؟

پاسخ: اگر مقطعی در SD تعریف شود، ایتبس قادر به کنترل ضخامت اجزای تشکیل دهنده مقطع (بال و یا جان) نخواهد بود و انرا از نظر لرزه ای غیر فشرده خواهد شناخت. بنابراین برای اینکه مقاطع فولادی از نظر طراحی قابل قبول باشند، بهتر است در SD تعریف نشوند. برای اینکه ایتبس به فشردگی مقطع SD ایراد وارد نکند، مقاطع فولادی را مطابق مراحل زیر تعریف نمایید. در این مراحل ابتدا مقطع مورد نظر در SD تعریف می شود و سپس مشخصات مقطع تعریف شده (مساحت، ممان اینرسی، ...) در جدول اشتایل ایتبس وارد می شود و پس از تعریف آن در جدول اشتایل، همان مقطع از طریق ایتبس import می شود:

۱- ابتدا باید مقطع در section designer تعریف شود و سپس مشخصات مقطع تعریف شده در SD مطابق شکل خوانده شود.

- در ویرایشهای فعلی STABS2013 و ETABS2015.0.0 متاسفانه SD پارامترهای مربوط به مشخصات مقطع را صحیح محاسبه نمی کند که امید می رود در ورژنهای بعدی اصلاح شود.

The screenshot displays the 'Section Designer' window with a grid background. A cross-section of an I-beam is drawn on the grid. The 'Draw Defined Section' button is highlighted in the left toolbar. The 'Section Properties' panel on the right shows the following data:

| Base Material |       |
|---------------|-------|
| Base Material | STEEL |

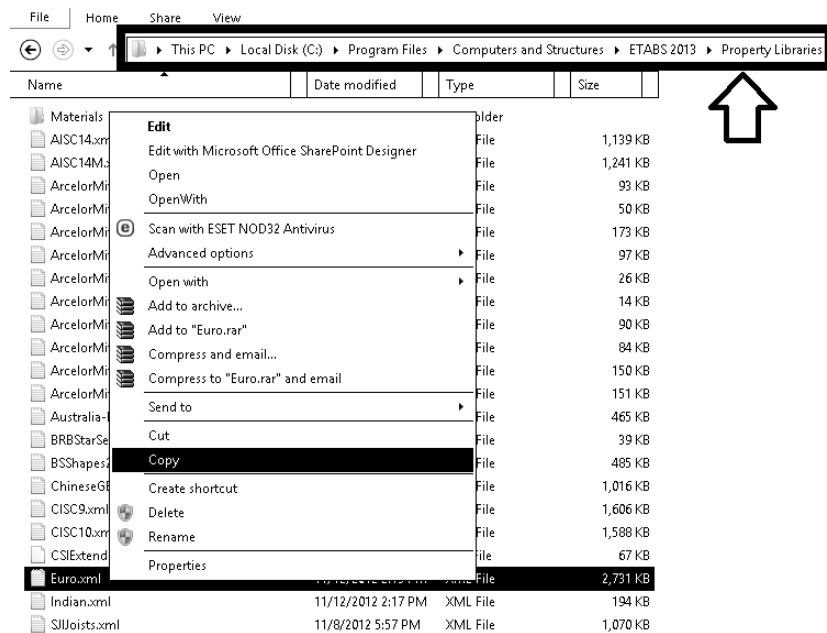
  

| Orientation of 2-Axis for these Properties |                                      |
|--------------------------------------------|--------------------------------------|
| <input checked="" type="radio"/> Default   | <input type="radio"/> Principal Axis |
| <input type="radio"/> User                 |                                      |
| Angle from X- to 2-Axis                    | 90 deg                               |

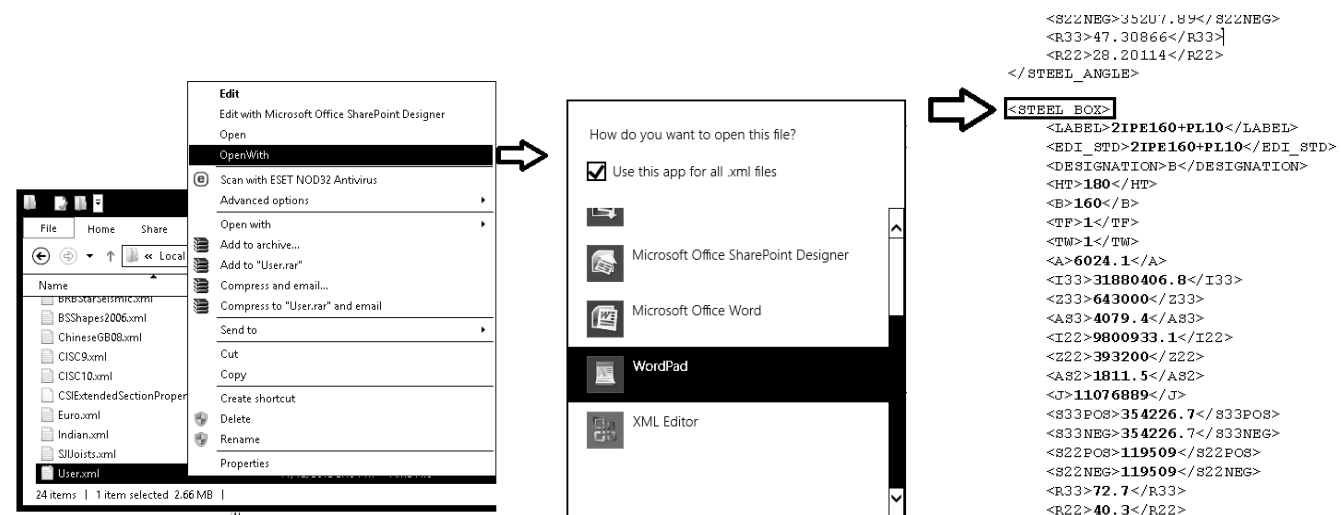
  

| Properties                 |            |
|----------------------------|------------|
| <b>Center of Gravity</b>   |            |
| Xcg (mm)                   | 0          |
| Ycg (mm)                   | 0          |
| <b>Analysis Properties</b> |            |
| Area (mm²)                 | 6024.1     |
| AS2 (mm²)                  | 1811.5     |
| AS3 (mm²)                  | 4079.4     |
| I22 (mm⁴)                  | 9800933.1  |
| I23 (mm⁴)                  | 0          |
| I33 (mm⁴)                  | 31880406.8 |
| J (mm⁴)                    | 11076889   |
| <b>Design Properties</b>   |            |
| R22 (mm)                   | 40.3       |
| R33 (mm)                   | 72.7       |
| S22 Negative (mm³)         | 119509     |
| S22 Positive (mm³)         | 119509     |
| S33 Negative (mm³)         | 354226.7   |
| S33 Positive (mm³)         | 354226.7   |
| Z22 (mm³)                  | 215026.5   |
| Z33 (mm³)                  | 418120.9   |
| <b>Principal Axes</b>      |            |
| I Major (mm⁴)              | 31880406.8 |
| I Minor (mm⁴)              | 9800933.1  |
| Principal Axes Angle (deg) | 0          |
| <b>Other</b>               |            |
| PNA Offset 2 (mm)          | 0          |
| PNA Offset 3 (mm)          | 0          |
| <b>Area (mm²)</b>          |            |
| The cross-sectional area.  |            |

۲- حال باید مشخصات مربوط به مقطع فوق در جدول اشتایل ایتبس وارد شود. از فایل Euro.xml در مسیر زیر یک کپی با نام دیگر مانند User.xml ایجاد کنید:

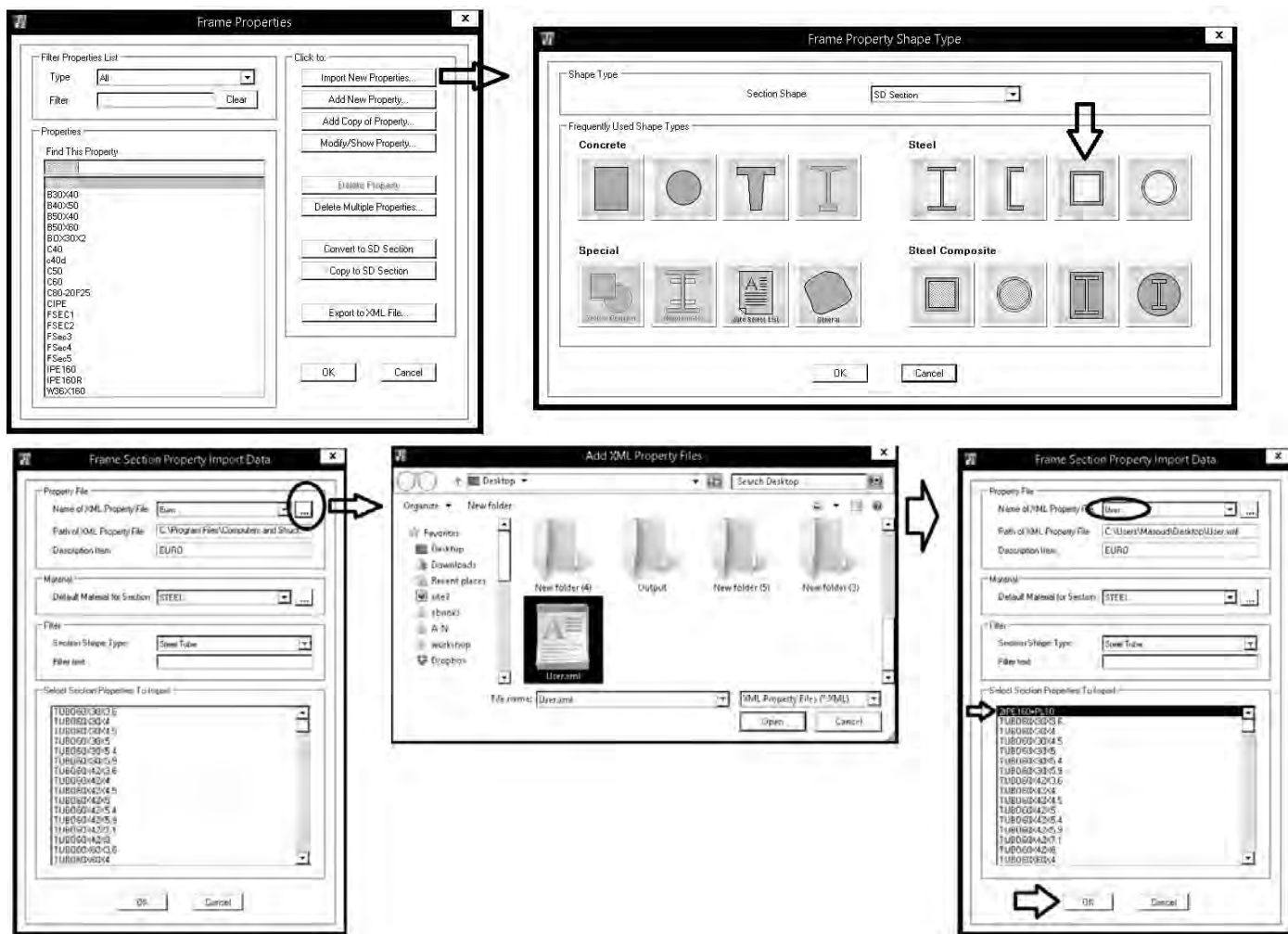


۳- فایل ایجاد شده را با یک نرم افزار ویرایشی باز نمایید. سپس مشخصات مقطع تعریف شده در Section Designer را در فایل باز شده (User.xml) وارد نمایید:

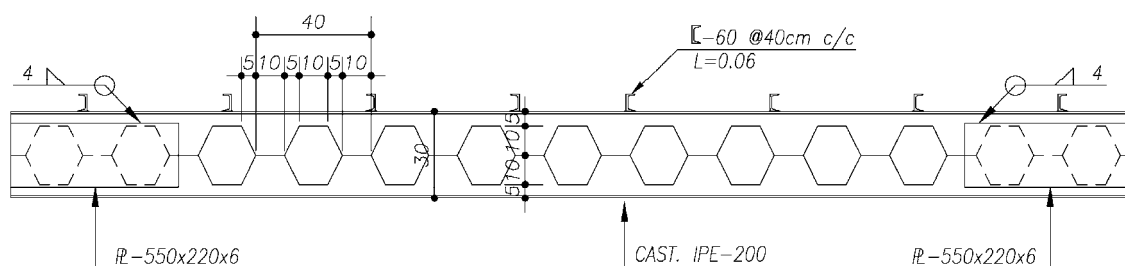
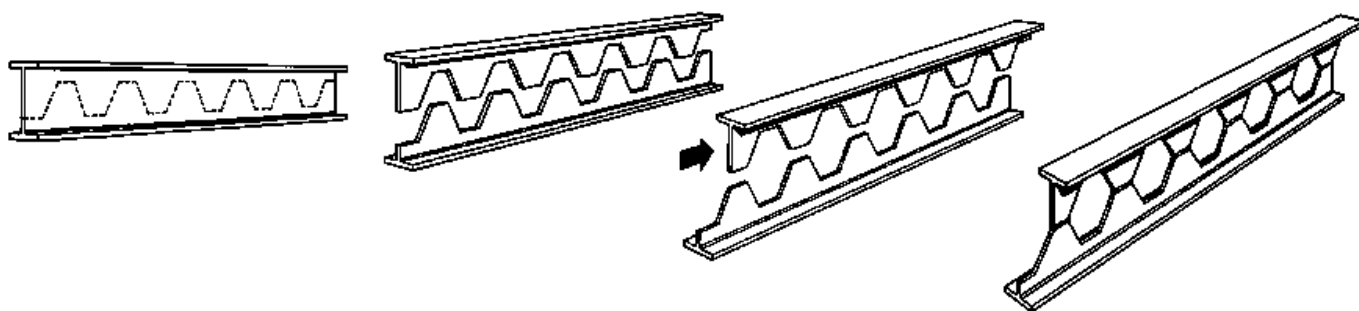


در شکل فوق از مقطع باکس برای معرفی مقطع مورد نظر استفاده شده است. ایتبس فشردگی مقطع را بر اساس پارامترهای <HT>، <B>، <TF> و <TW> انجام می دهد. مقادیر وارد شده برای این پارامترها تنها برای کنترل فشردگی استفاده می شوند و در محاسبه مشخصات هندسی مقطع مانند مساحت و ... از مقادیر وارد شده استفاده می شود.

۴- پس از اصلاح و save کردن فایل User.xml، مقطع تعریف شده را با استفاده از قسمت import در ETABS بازخوانی نمایید:



۳-۱۰- مقاطع لانه زنبوری و نکات مربوط به سقف کامپوزیت

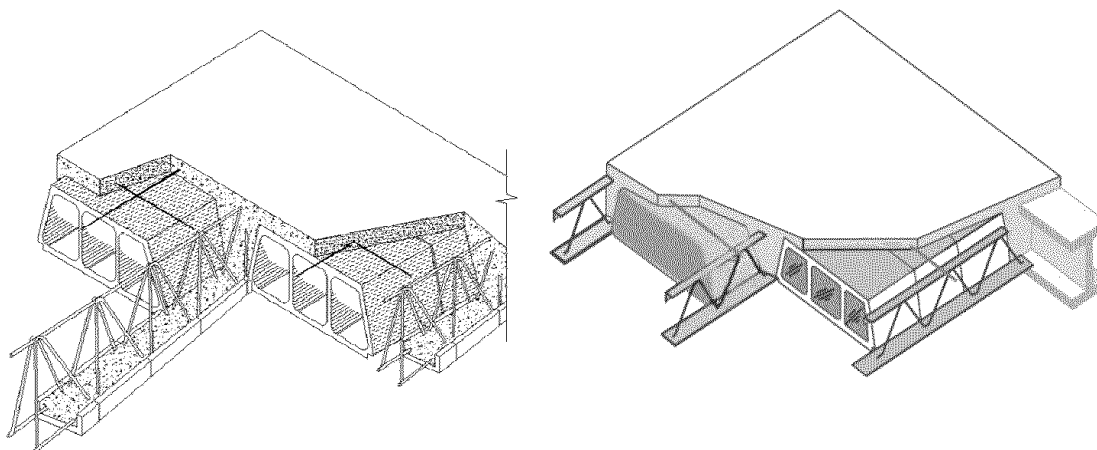


نمای تیر IPE-200(CAST.)

sc. 1:25

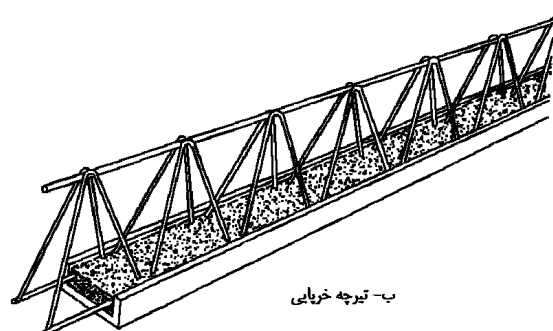
## ۴- انواع سقف ها

## ۴-۱- سقف تیرچه بلوک

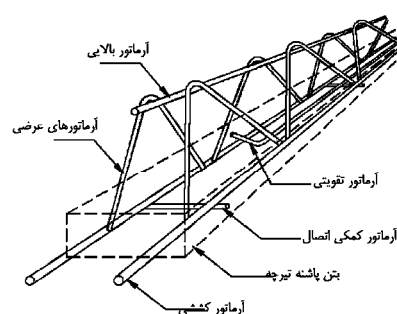


ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی

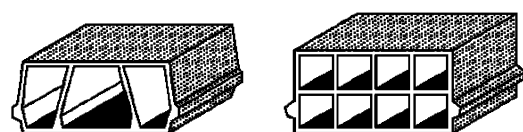
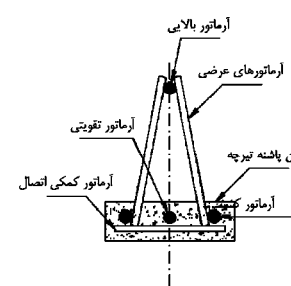
الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز



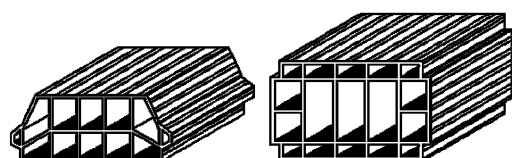
ب- تیرچه خربایی



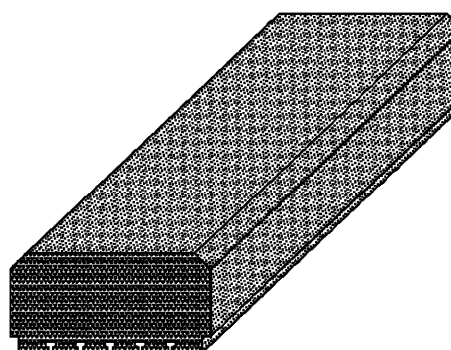
شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خربایی



ب- بلوک‌های بتنی



ج- بلوک‌های سفالی



الف- بلوک پلی‌استایرن

\* ETABS قادر به طراحی تیرچه های سقف تیرچه بلوک نیست.

ETABS 2013 - 1

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help

Material Properties... Section Properties... Frame Sections... Slab Sections... Deck Sections... Wall Sections... Reinforcing Bar Sizes... Link/Support Properties... Frame Nonlinear Hinge... Panel Zone...

Model Exp Model Display

Project Structure L Properties Structural Groups Loads Named Ou Named Plc

Functions Generalized Displacements... Mass Source... P-Delta Options... Modal Cases... Load Patterns... Shell Uniform Load Sets... Load Cases... Load Combinations... Auto Construction Sequence Case... Performance Checks...

Deck Properties

Deck Property Deck1

Click to:

Add New Property... Add Copy of Property... Modify/Show Property... Delete Property

OK Cancel

Deck Property Data

General Data

Property Name: Trche

Type: Filled

Slab Material: C25

Deck Material: S240

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc: 50 mm

Rib Depth, hr: 250 mm

Rib Width Top, wrt: 100 mm

Rib Width Bottom, wrb: 100 mm

Rib Spacing, sr: 500 mm

Deck Shear Thickness: 1 mm

Deck Unit Weight: 0 kN/m<sup>2</sup>

Shear Stud Diameter: 19 mm

Shear Stud Height, hs: 150 mm

Shear Stud Tensile Strength, Fu: 4000 MPa

OK Cancel

Filled Deck

## ۲-۴- سقف کرومیت

**Deck Property Data**

**General Data**

Property Name: Kromit

Type: Filled

Slab Material: C25

Deck Material: S240

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

**Property Data**

Slab Depth, tc: 70 mm

Rib Depth, hr: 250 mm

Rib Width Top, wrt: 100 mm

Rib Width Bottom, wrb: 100 mm

Rib Spacing, sr: 700 mm

Deck Shear Thickness: 1 mm

Deck Unit Weight: 0 kN/m<sup>2</sup>

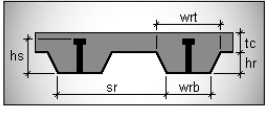
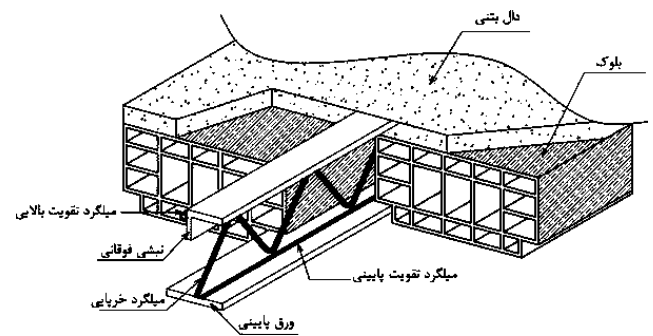
Shear Stud Diameter: 19 mm

Shear Stud Height, hs: 150 mm

Shear Stud Tensile Strength, Fu: 4000 MPa

OK Cancel

**Filled Deck**

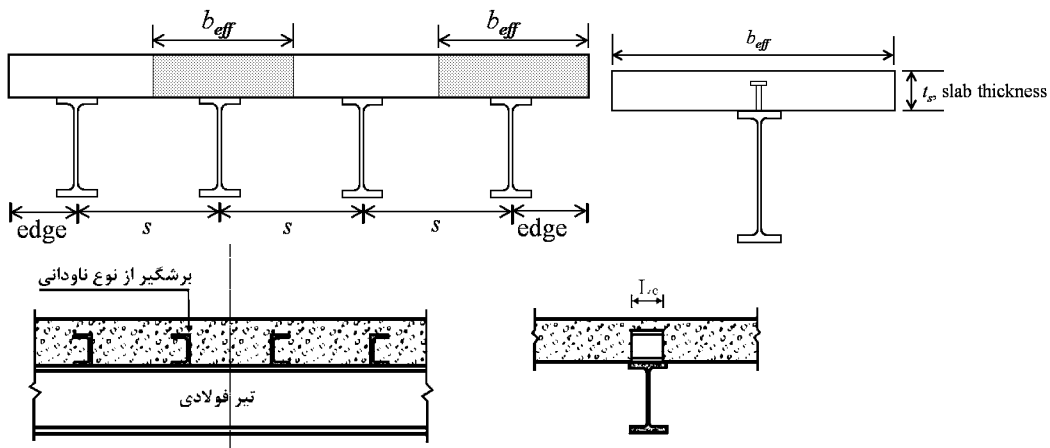



## ۳-۴- سقف کامپوزیت





سوال: آیا وارد کردن اعداد در قسمت Composite Deck Studs لازم می باشد؟



**Deck Property Data**

General Data

Property Name: Composite

Type: **Solid Slab**

Slab Material: C25

Deck Material: Not Applicable

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth,  $t_c$ : 80 mm

Shear Stud Diameter: 19 mm

Shear Stud Height,  $h_s$ : 70 mm

Shear Stud Tensile Strength,  $F_u$ : 4000 MPa

OK Cancel

**Solid Slab**

## ۴-۴- سقف عرشه فولادی



**Deck Property Data**

General Data

Property Name: ST-Deck

Type: Filled

Slab Material: C25

Deck Material: S240

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth,  $t_c$ : 87.5 mm

Rib Depth,  $h_r$ : 75 mm

Rib Width Top,  $w_{rt}$ : 175 mm

Rib Width Bottom,  $w_{rb}$ : 125 mm

Rib Spacing,  $s_r$ : 300 mm

Deck Shear Thickness: 1 mm

Deck Unit Weight: 0.11 kN/m<sup>2</sup>

Shear Stud Diameter: 19 mm

Shear Stud Height,  $h_s$ : 150 mm

Shear Stud Tensile Strength,  $F_u$ : 4000 MPa

OK Cancel

**Filled Deck**

## ۴-۵- دال بتنی



تفاوت shell و membrane در نرم افزار چیست؟

ETABS 2013 - 1

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options

Material Properties... Section Properties... Frame Sections... Slab Sections... Deck Sections... Wall Sections... Reinforcing Bar Sizes... Link/Support Properties... Frame Nonlinear Hinge... Panel Zone...

Model Display

Model Display

Project Structure Properties Structural Groups Loads Named Objects Named Properties

Functions Generalized Displacements... Mass Source... P-Delta Options... Modal Cases... Load Patterns... Shell Uniform Load Sets... Load Cases... Load Combinations... Auto Construction Sequence Case... Performance Checks...

Slab Properties

Slab Property

Slab1

Click to:

Add New Property... Add Copy of Property... Modify/Show Property... Delete Property

OK Cancel

Slab Property Data

General Data

Property Name Slab150

Slab Material C25

Modeling Type Shell-Thin

Modifiers (Currently Default) Modify/Show...

Display Color Change...

Property Notes Modify/Show...

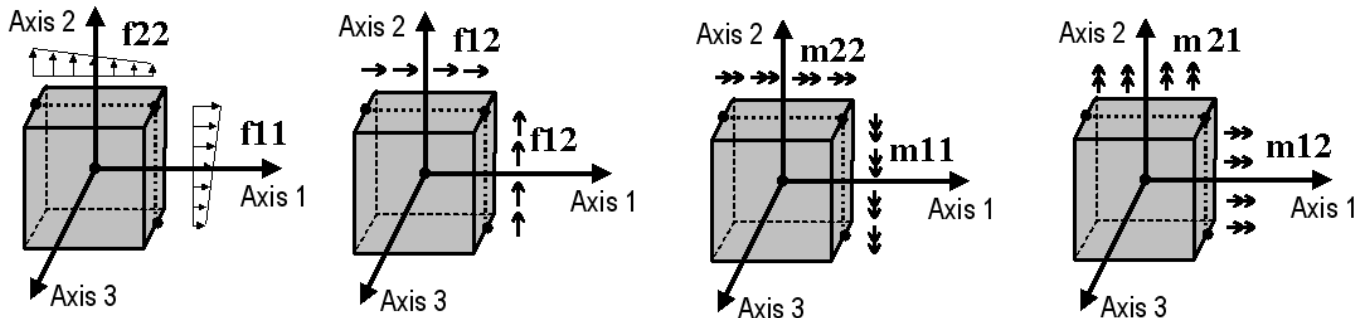
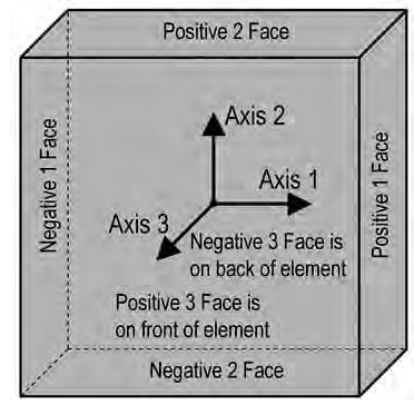
Property Data

Type Slab

Thickness 150 mm

OK Cancel

Shell-Thin Shell-Thick Membrane Layered



#### What is the difference between thin and thick shell formulations?

Answer: The inclusion of transverse shear deformation in plate-bending behavior is the main difference between thin and thick shell formulation. Thin-plate formulation follows a Kirchhoff application, which neglects transverse shear deformation, whereas thick-plate formulation follows Mindlin/Reissner, which does account for shear behavior. Thick-plate formulation has no effect upon membrane (in-plane) behavior, only plate-bending (out-of-plane) behavior.

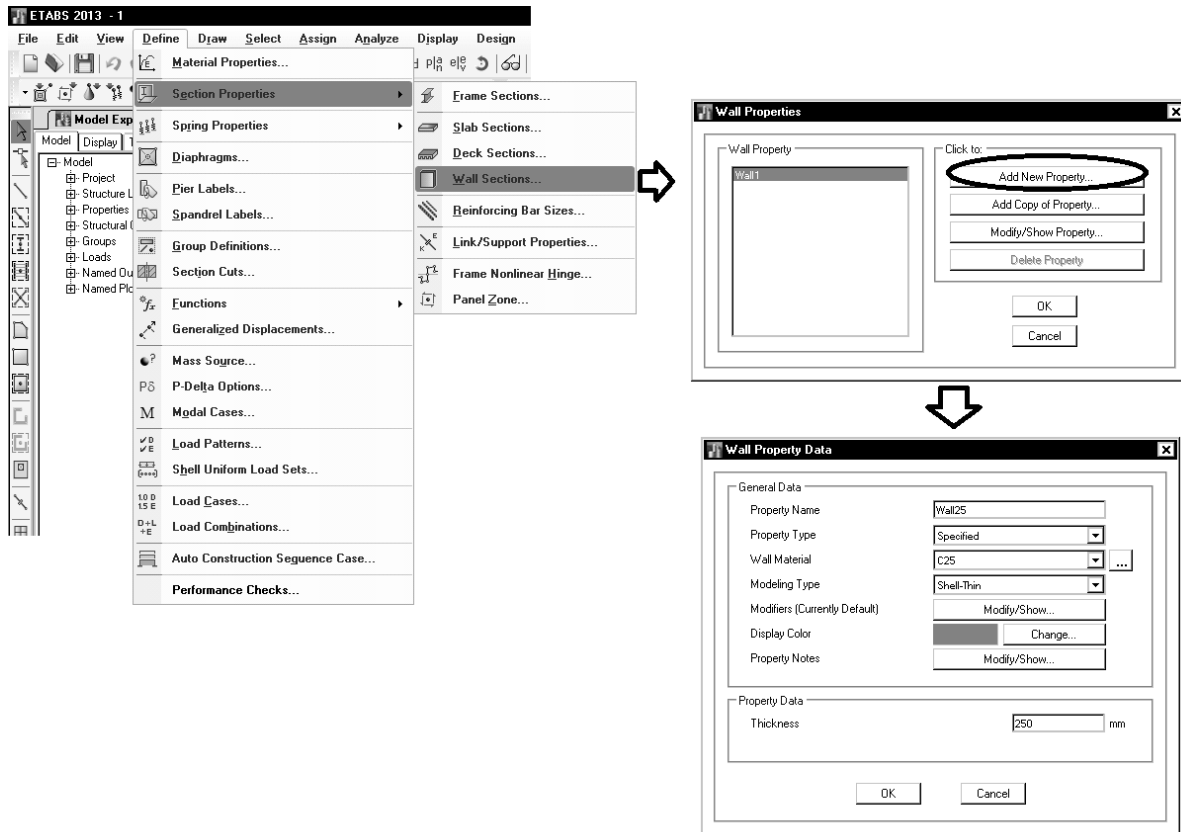
Shear deformation tends to be important when shell thickness is greater than approximately 1/5 to 1/10 of the span of plate-bending curvature. Shearing may also become significant in locations of bending-stress concentrations, which occur near sudden changes in thickness or support conditions, and near openings or re-entrant corners. Thick-plate formulation is best for such applications.

Thick-plate formulation is also recommended in general because it tends to be more accurate, though slightly stiffer, even for thin-plate bending problems in which shear deformation is truly negligible. However, the accuracy of thick-plate formulation is sensitive to mesh distortion and large aspect ratios, and therefore should not be used in such cases when shear deformation is known to be small.

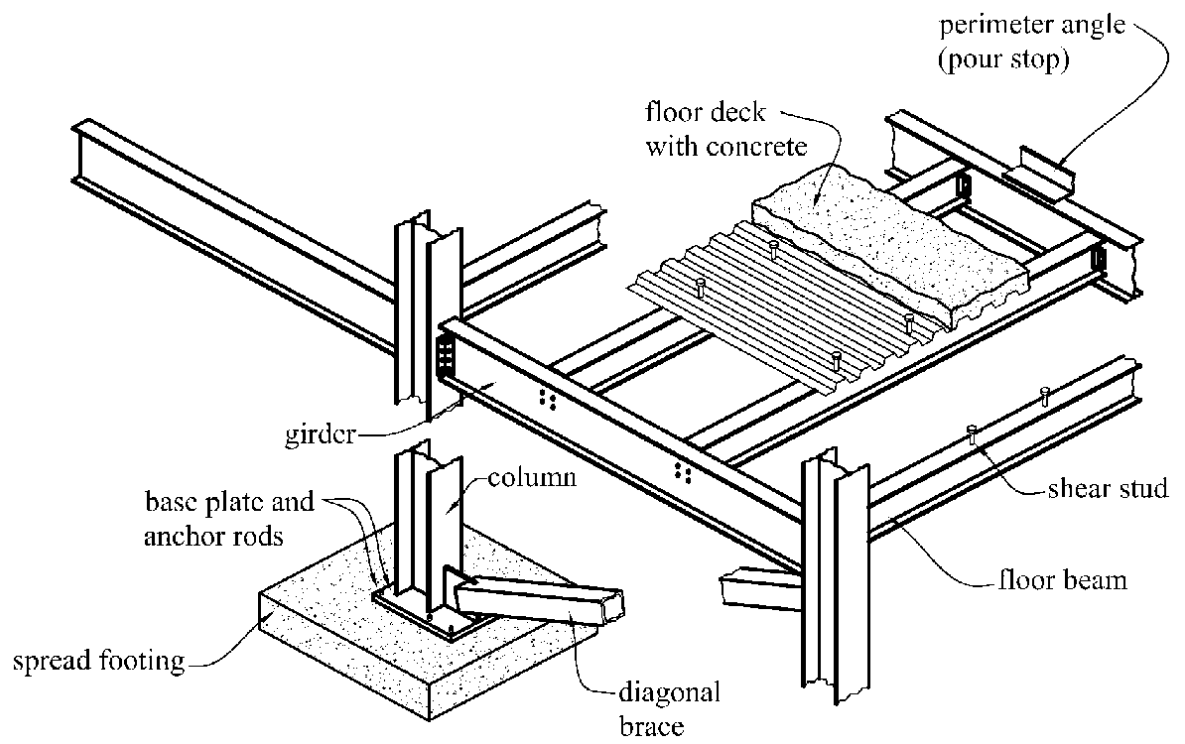
In general, the contribution of shear deformation becomes significant when ratio between the span of plate-bending curvature and thickness is approximately 20:1 or 10:1. The formulation itself is adequate for ratio down to 5:1 or 4:1. In that this ratio is dependent upon the projected span of curvature, shell thickness may be greater than the actual plan dimensions of a shell object.

Copyright © 2013 Computers and Structures, Inc. All rights reserved.

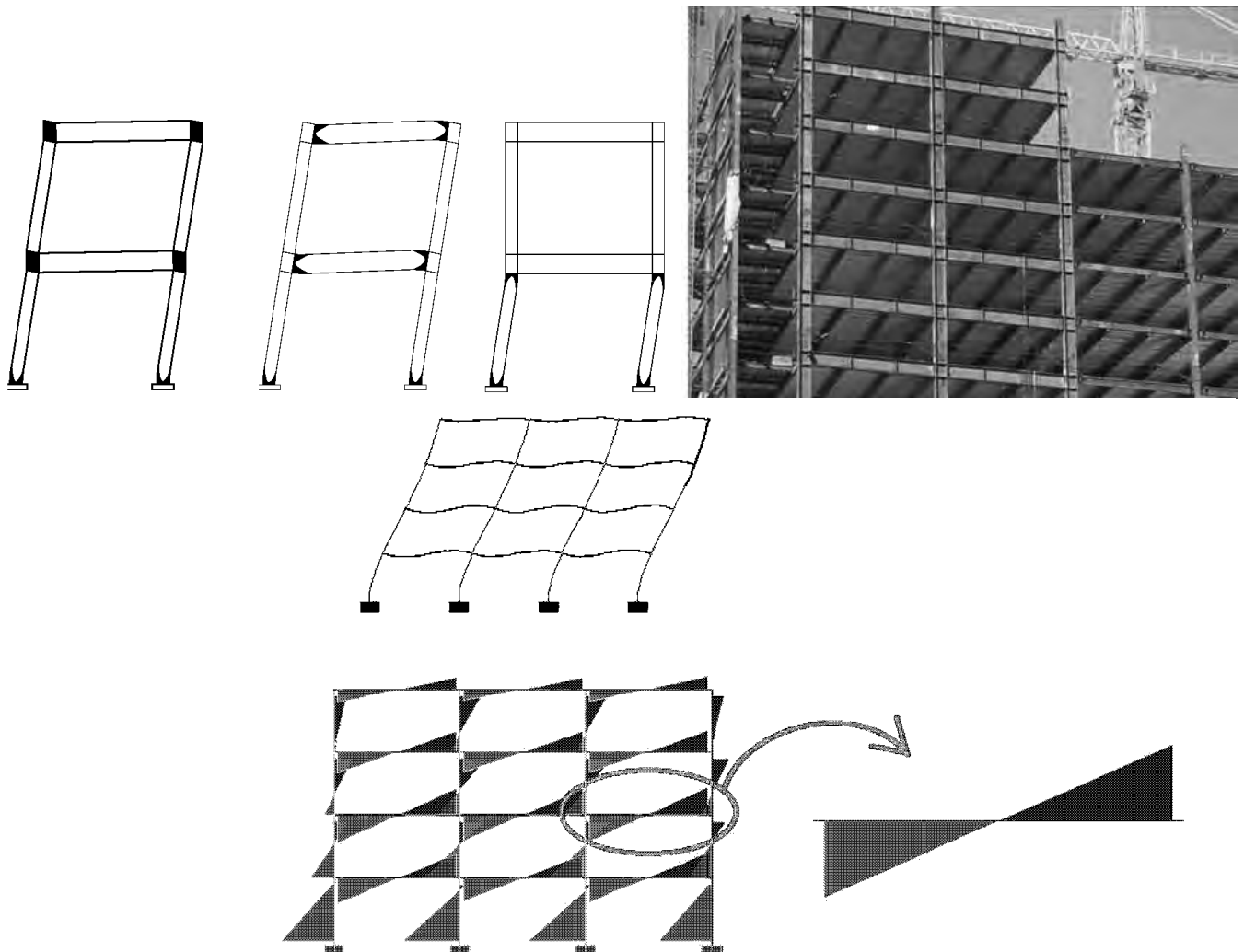
مرجع: [www.wiki.csiberkeley.com](http://www.wiki.csiberkeley.com)



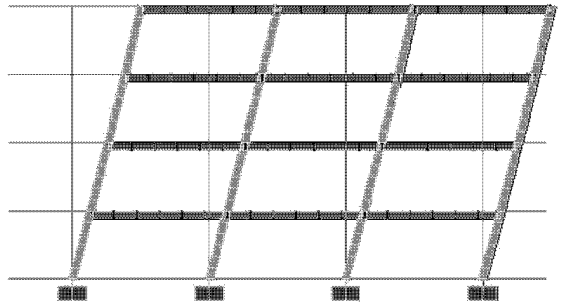
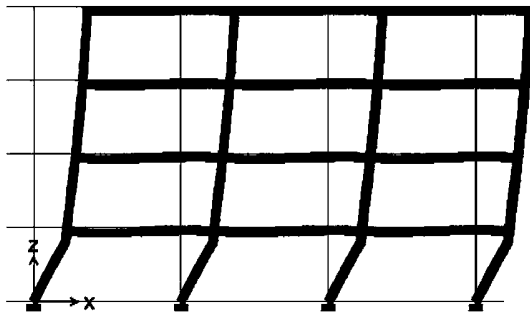
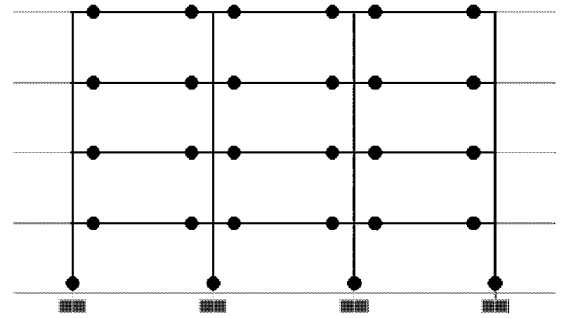
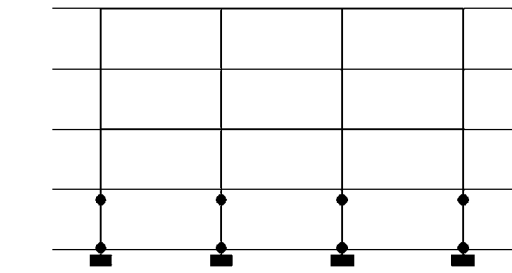
## ۵- سیستم های باربر جانبی



## ۵-۱- قاب خمشی فولادی و بتنی



در کدامیک از قابهای زیر تیر ستونها ضعیف تر از تیر می باشند؟  
رفتار کدام سازه بهتر است و به چه دلیل؟



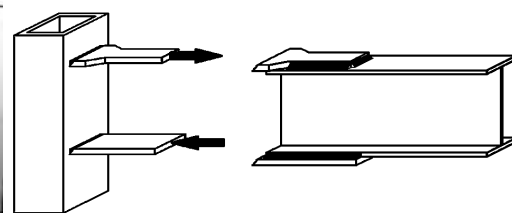
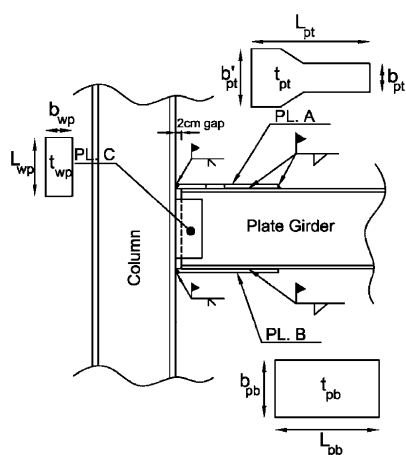
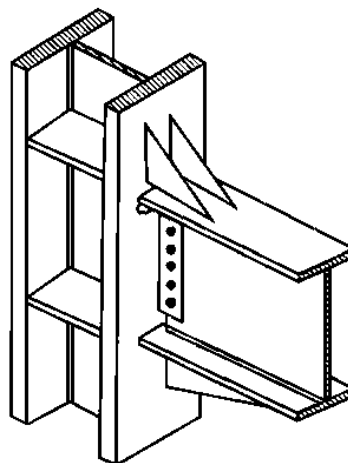
برای ایجاد اتصال گیردار به ستون بالهای تیر باید به ستون متصل شوند:



شکلهای زیر محل شکست بال به ستون را نشان می دهند. علت: جوشکاری موجب خشکی اتصال می شود. این نوع خرابی یک خرابی ترد محسوب می شود.



با قرار دادن سخت کننده در بر اتصال و افزایش مقاومت اتصال در "بر ستون" محل خرابی به داخل تیر منتقل می شود.  
این خرابی نرم محسوب می شود که در محل خرابی خشکی ناشی از جوش مشاهده نمی شود.



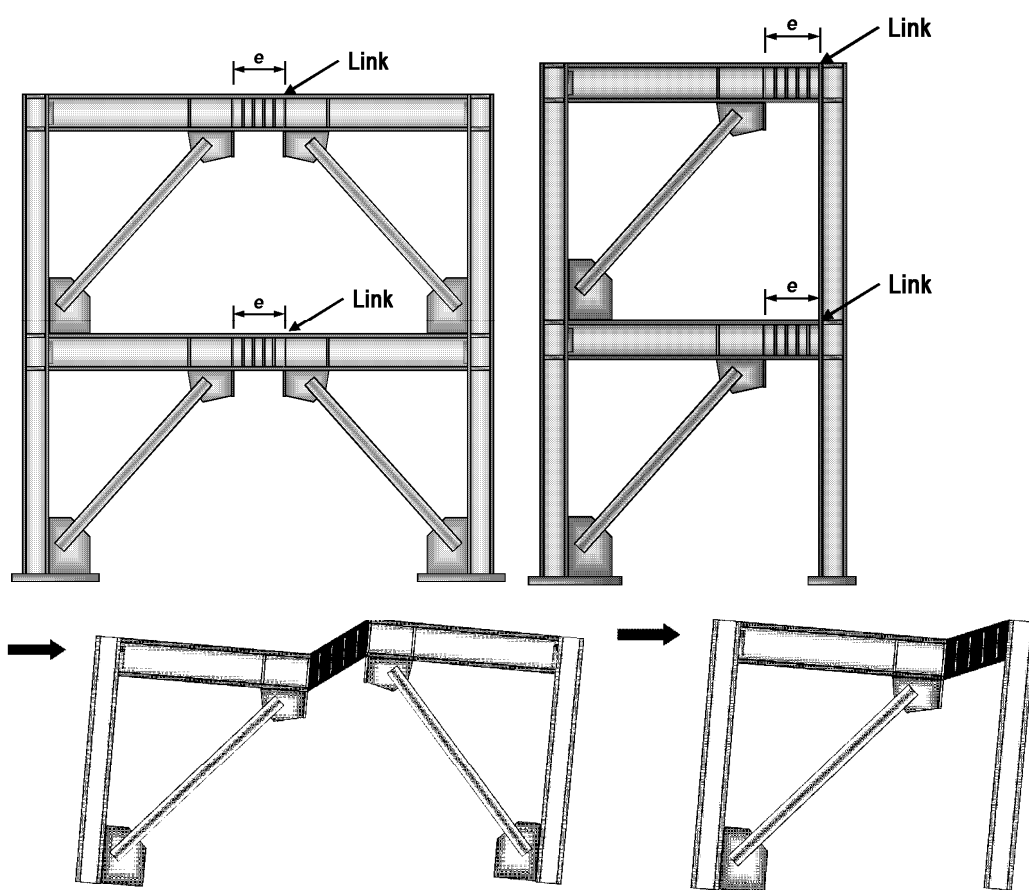


## ۵-۲- قاب ساده بادبندی شده

شکل زیر نمونه هایی از بادبندهای هم محور را نشان می دهد.



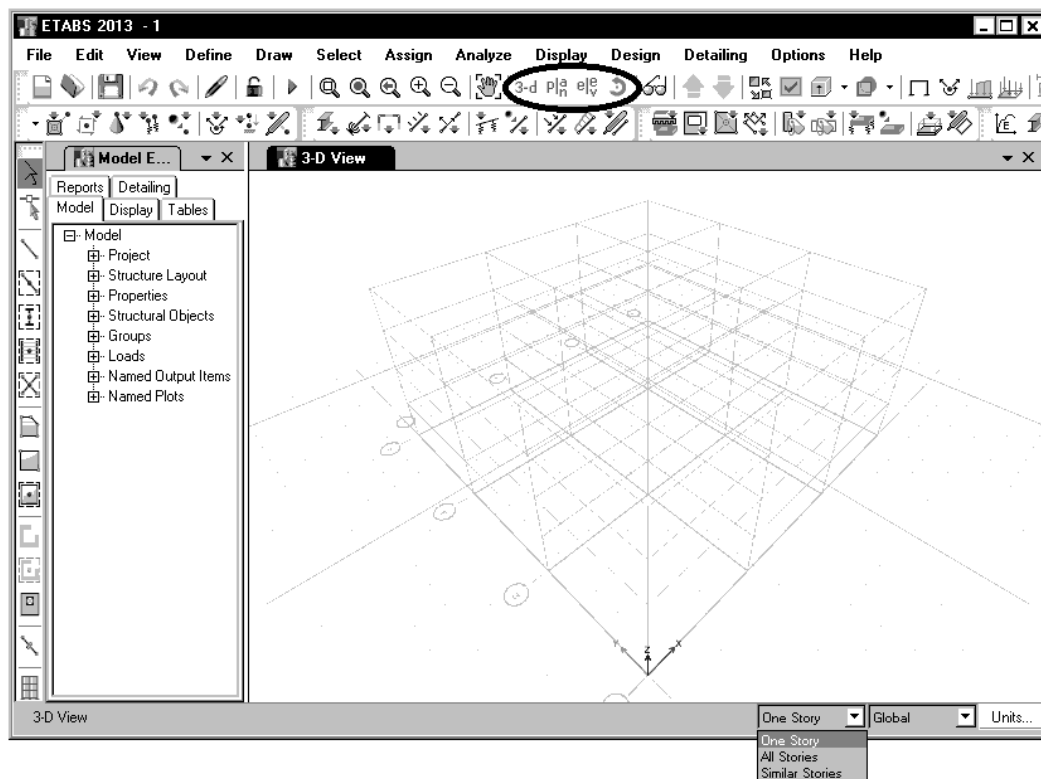
شکل زیر نمونه هایی از بادبندهای برون محور را نشان می دهد.



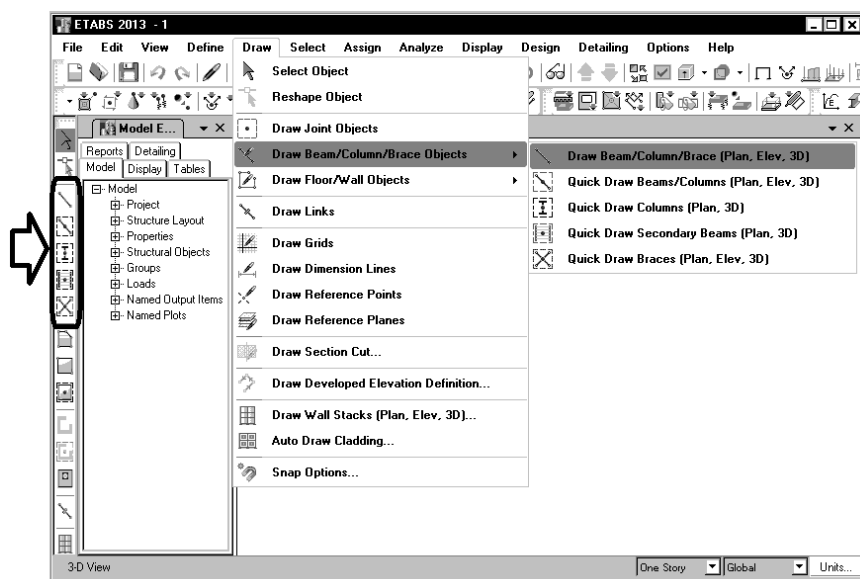
۵-۳- قاب خمشی بتنی + دیوار برشی بتنی (سیستم دو گانه)

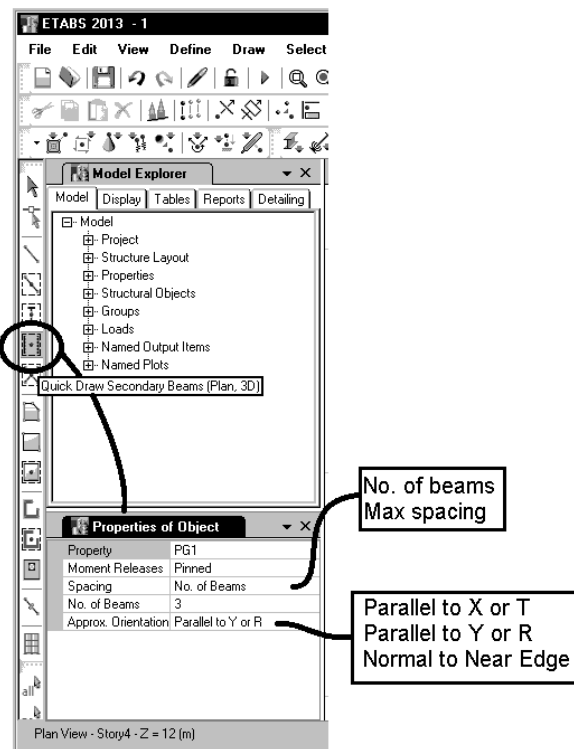
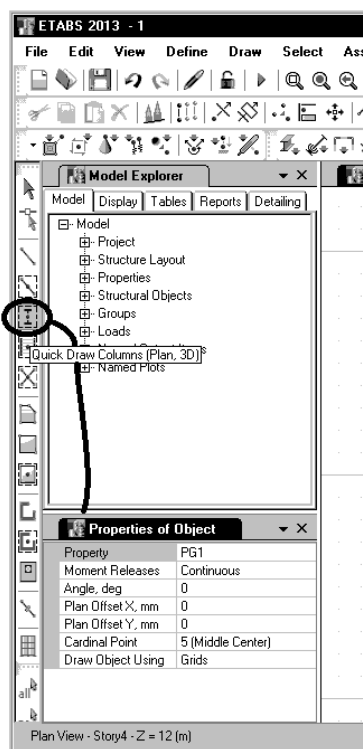
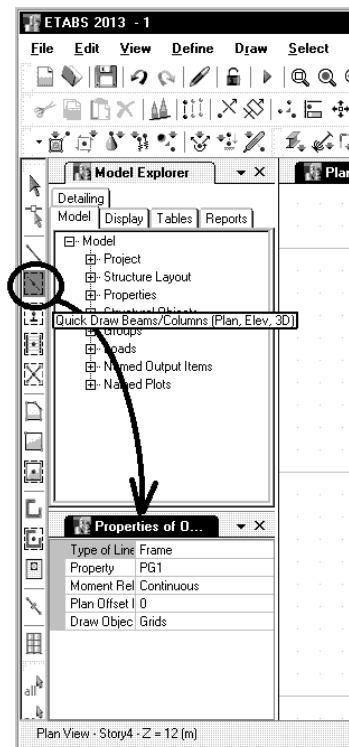
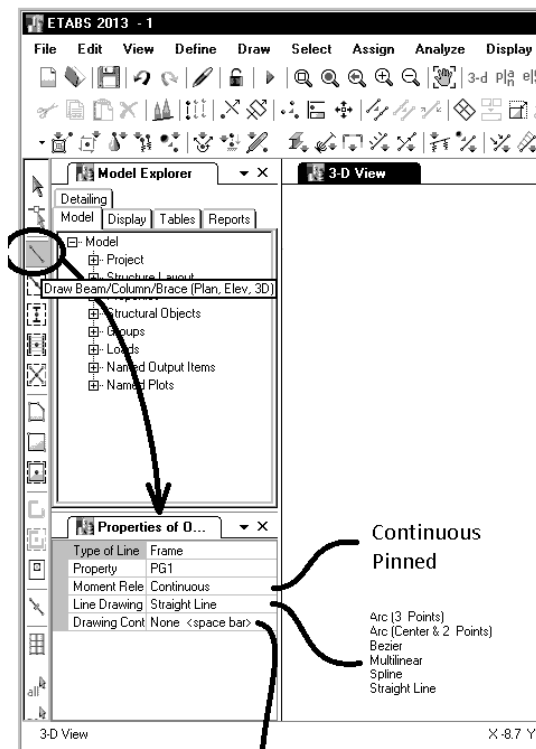
۵-۴- ترکیب دو سیستم در دو جهت و انتخاب سیستم مناسب

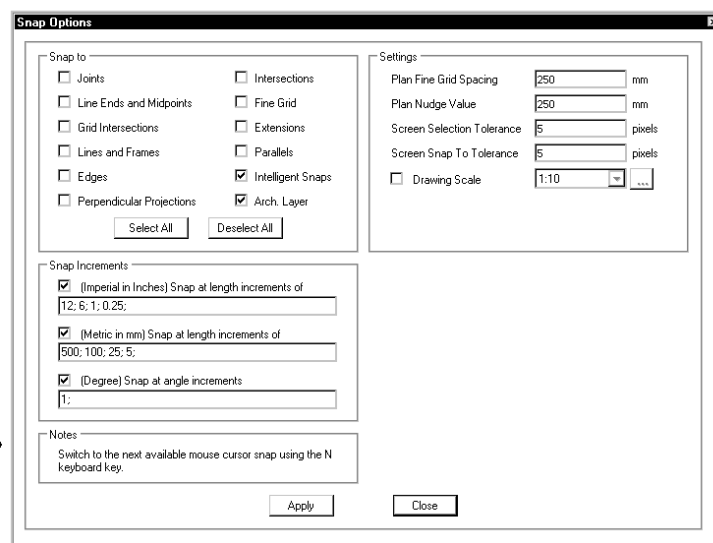
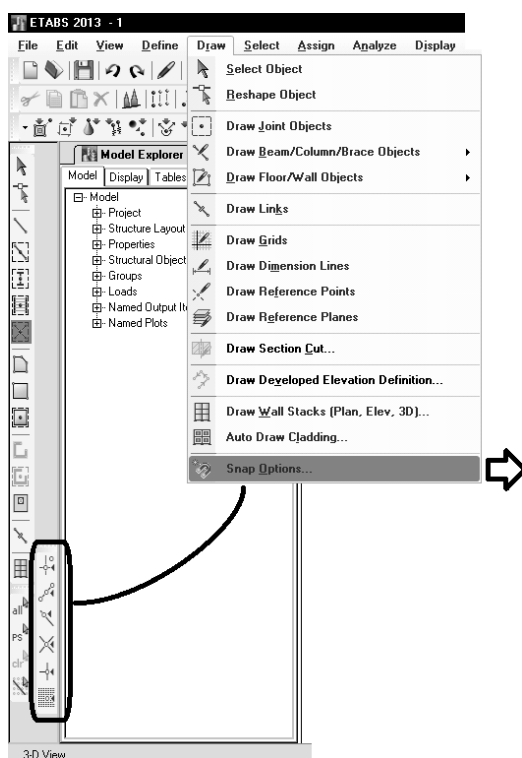
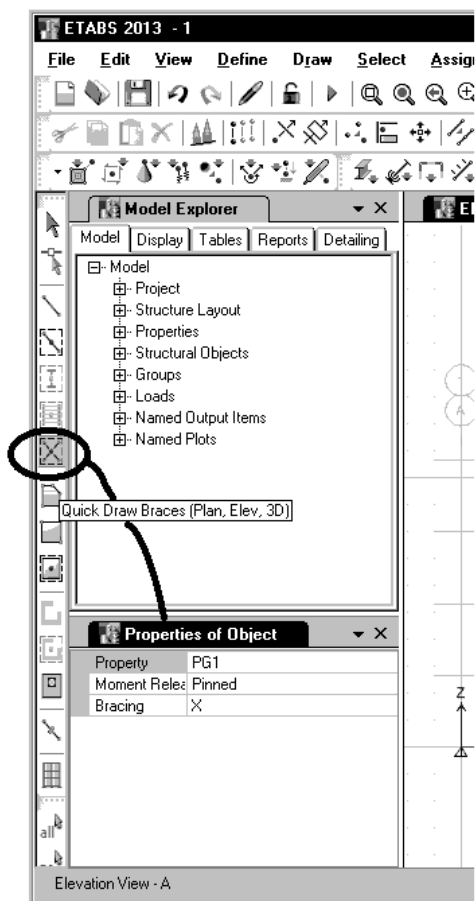
## ۶-مدلسازی



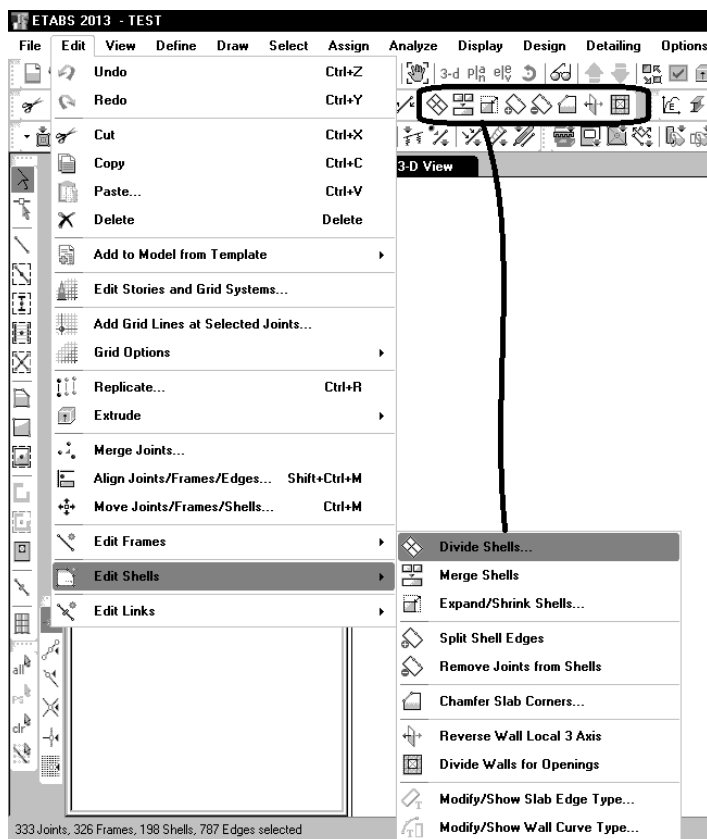
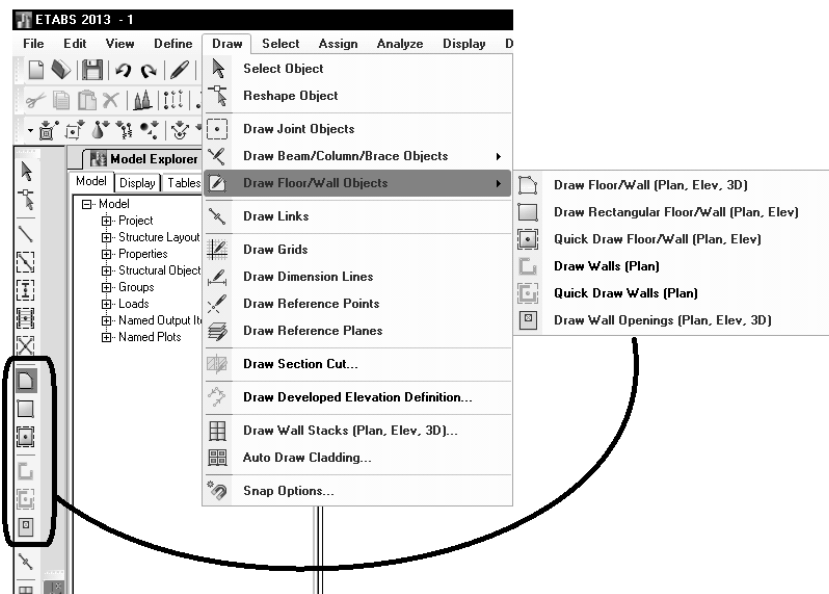
## ۶-۱- ترسیم اعضا

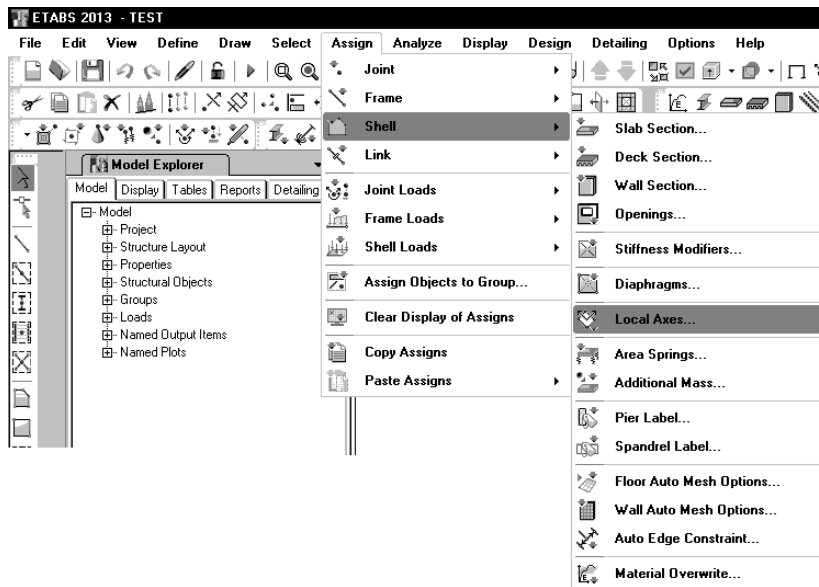


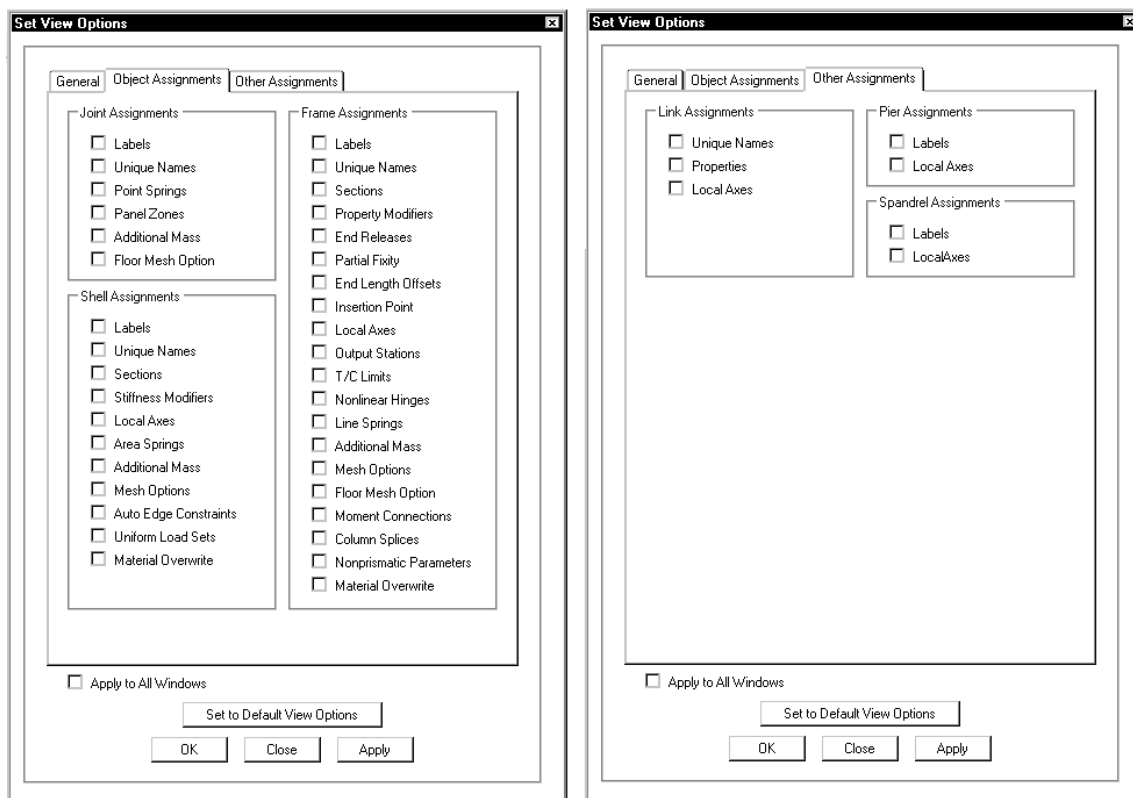
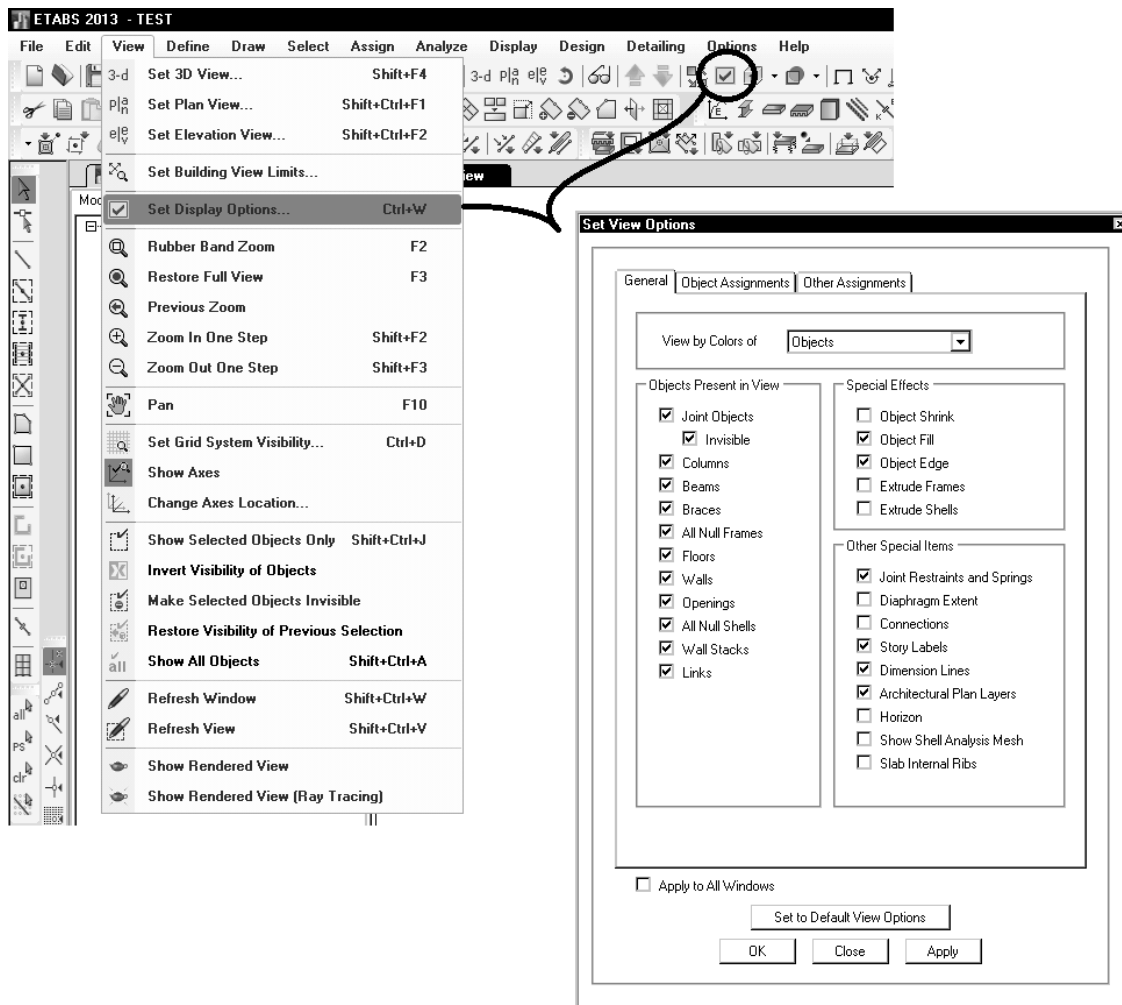




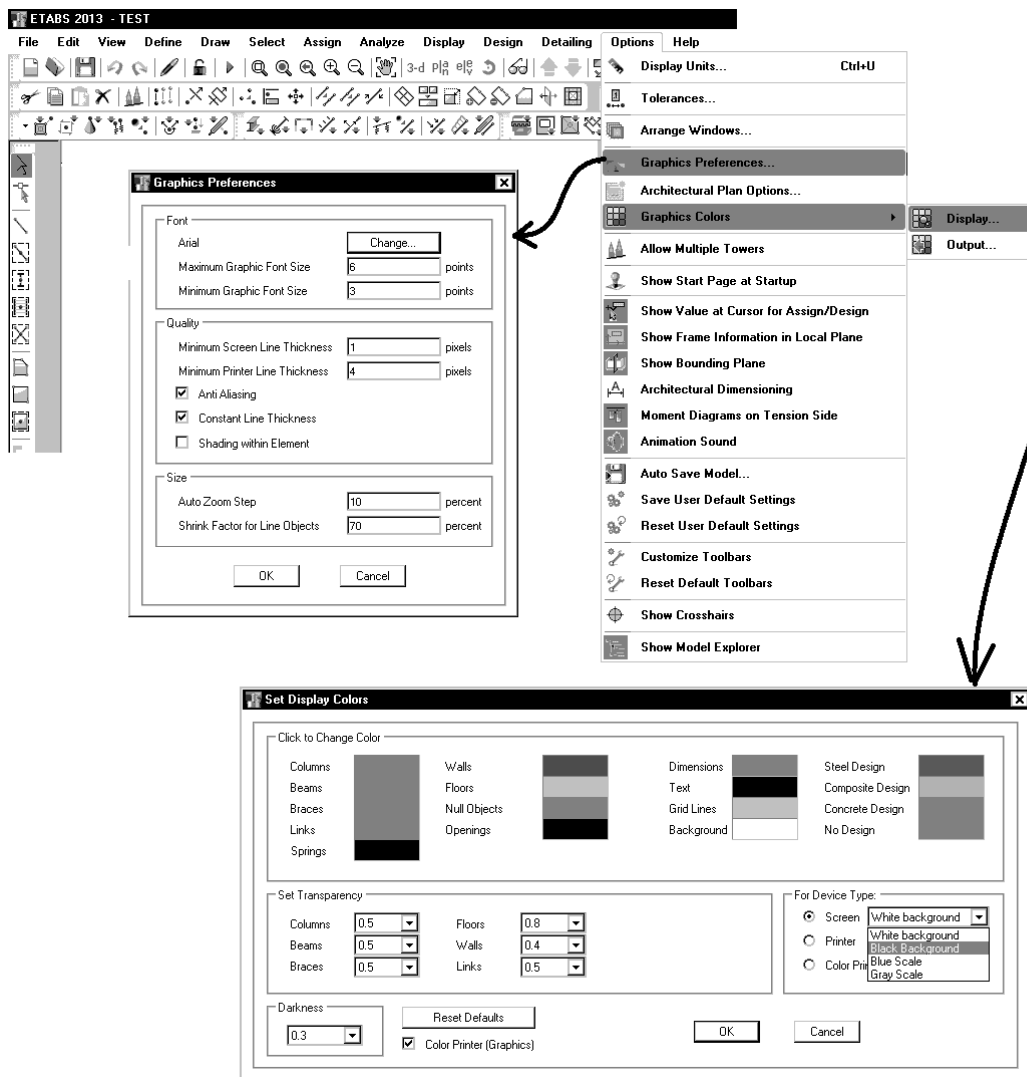
## ۶-۲- ترسیم سطوح



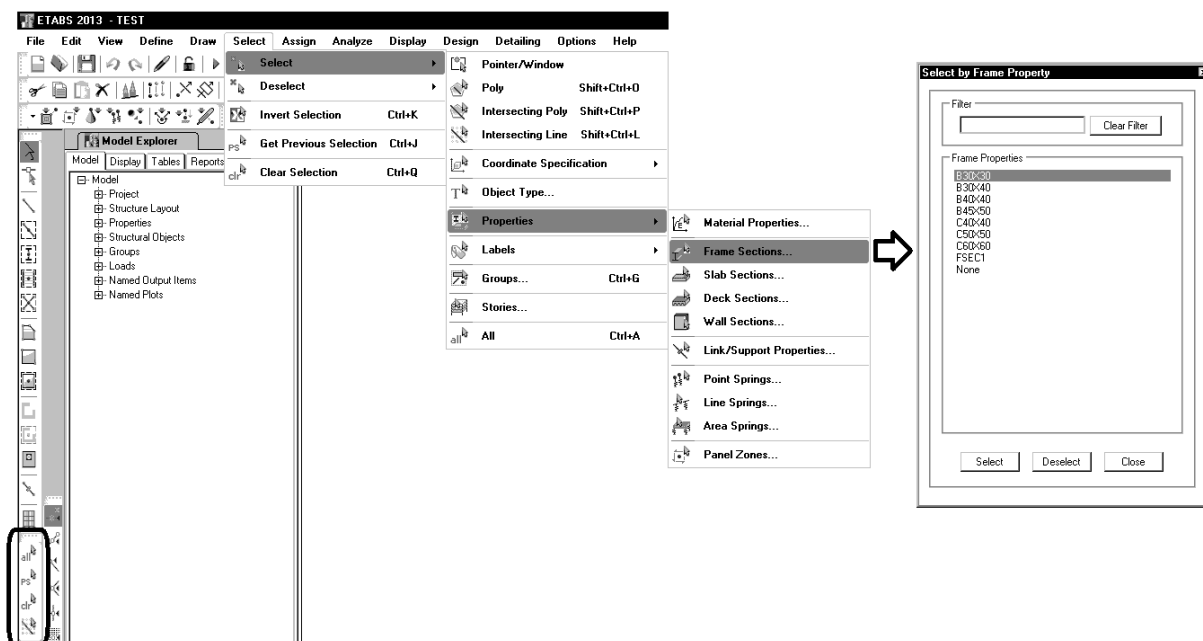


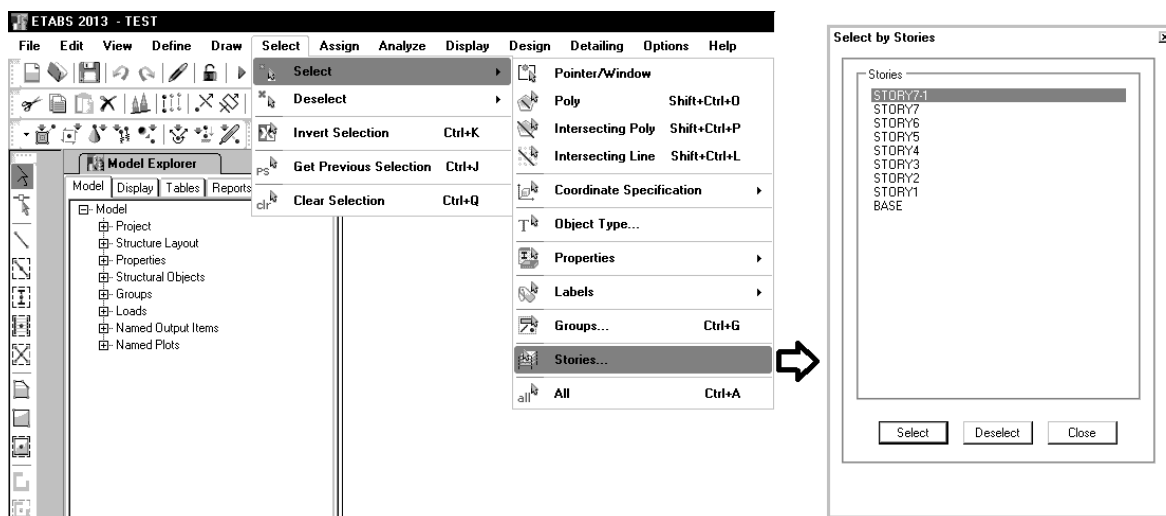




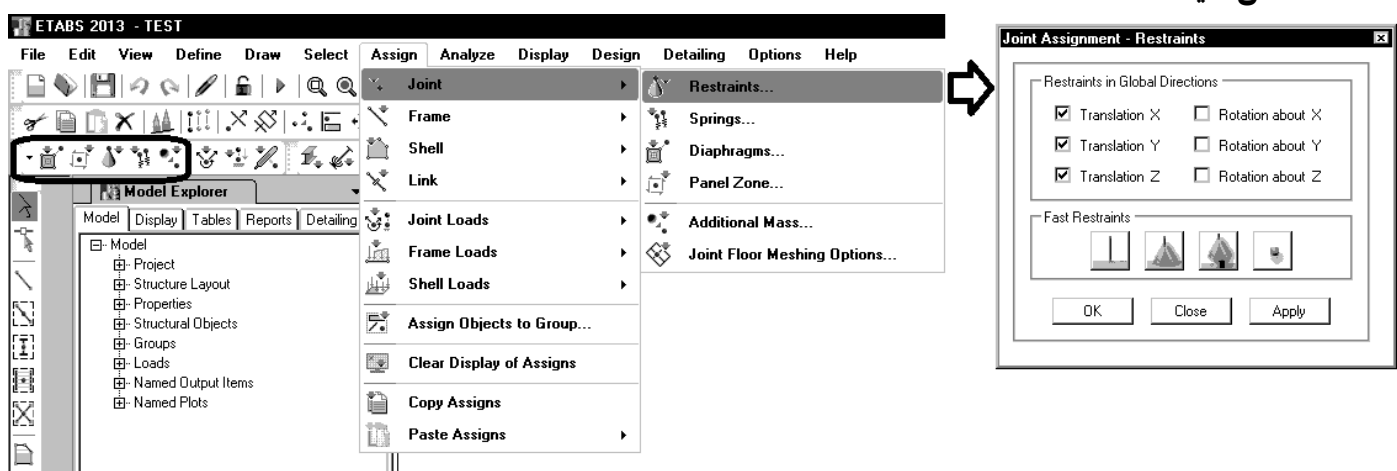


#### ۴-۶- بررسی منوی Select



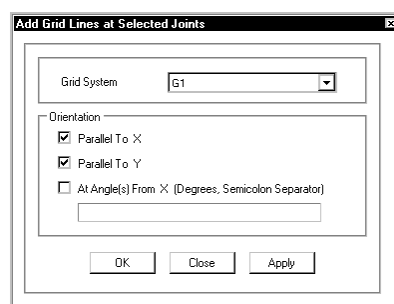
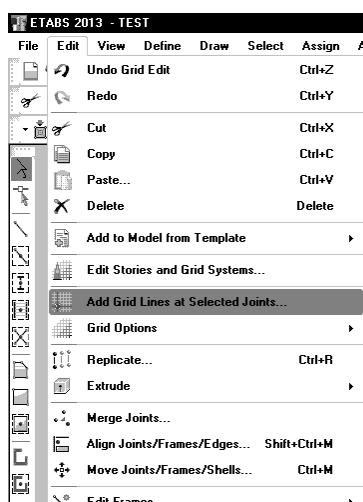
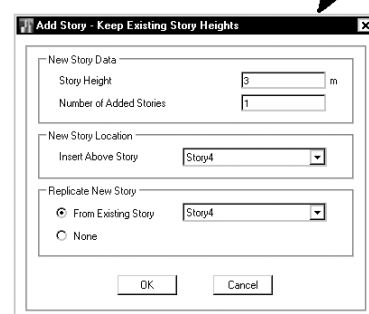
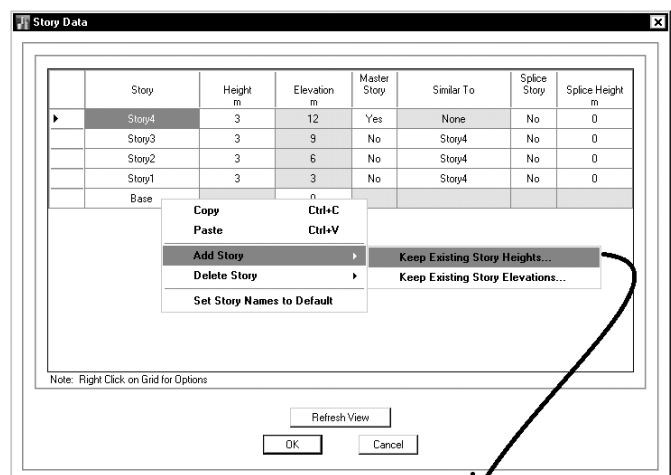
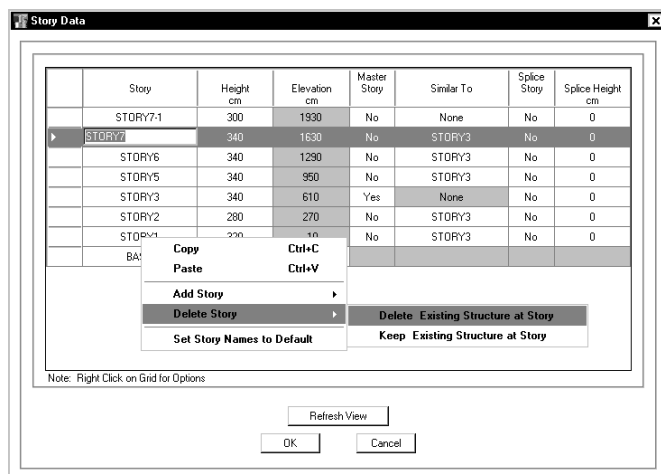
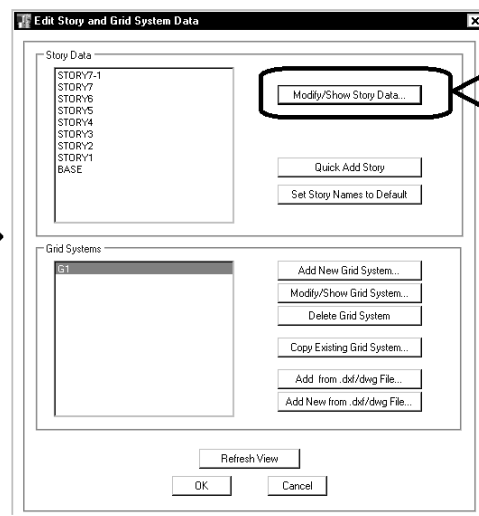
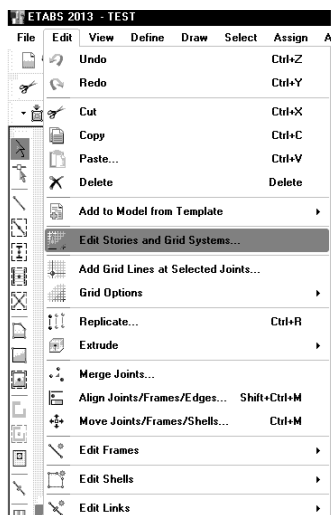


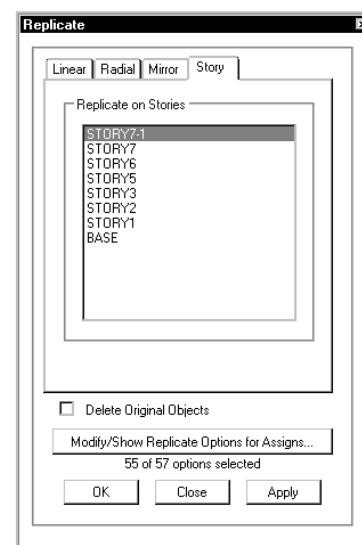
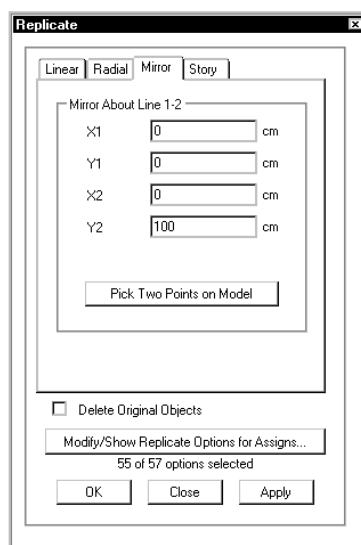
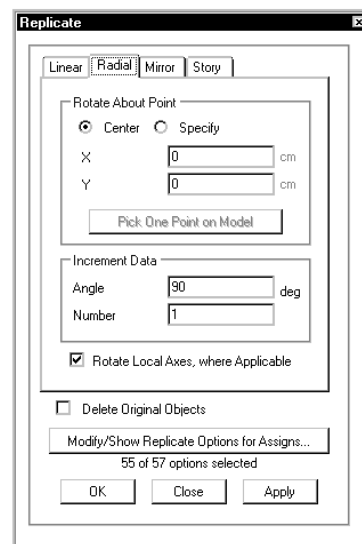
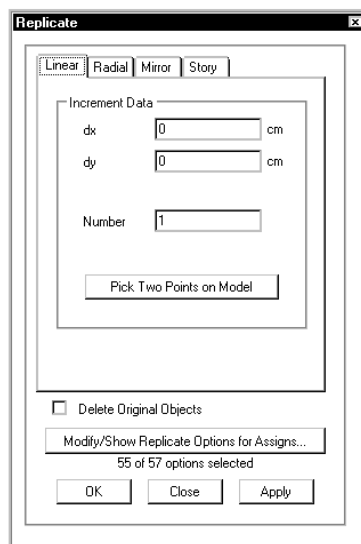
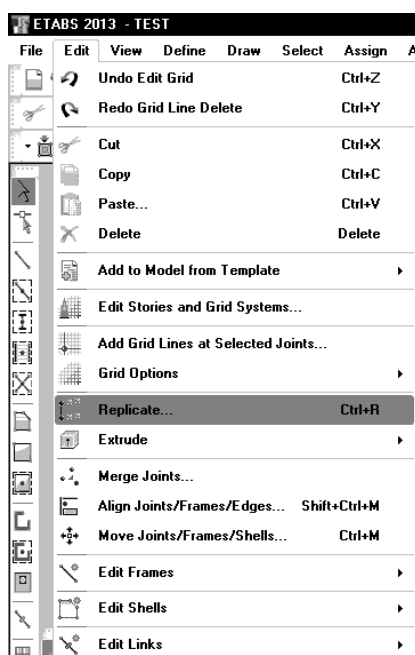
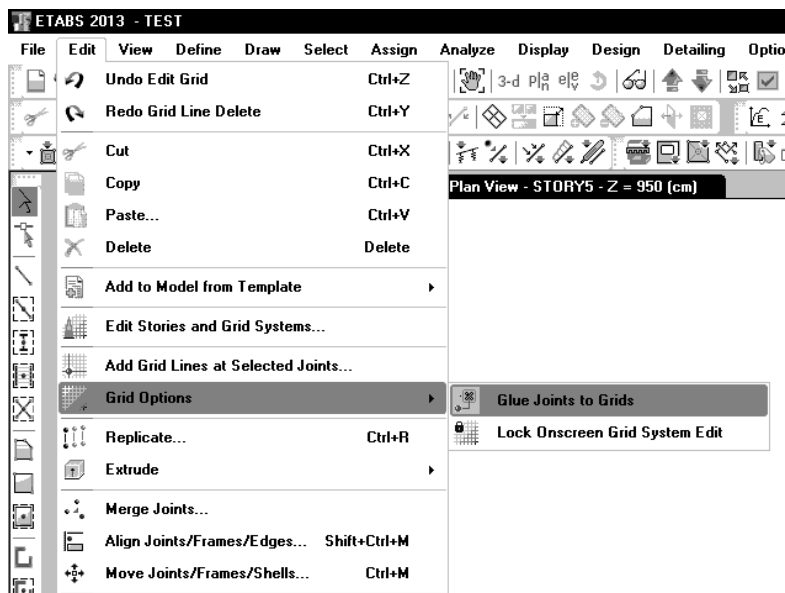
## ۵-۶- اختصاص تکیه گاه

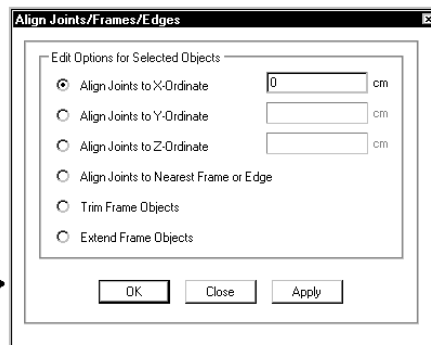
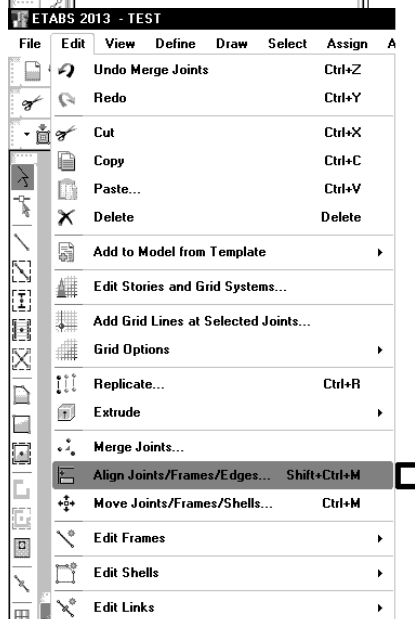
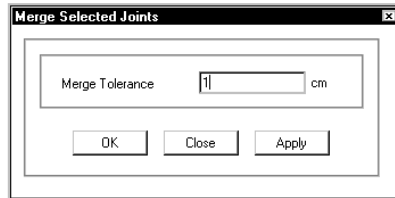
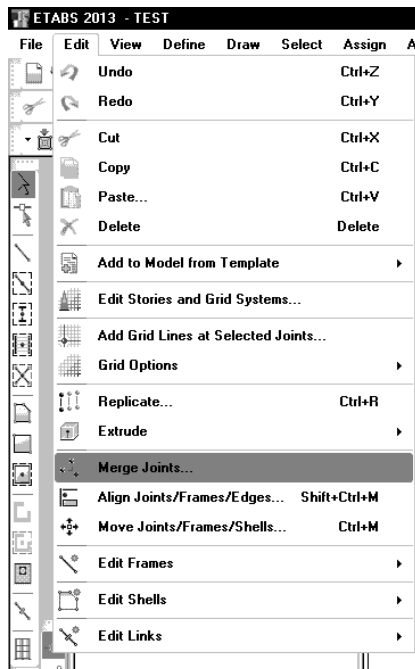


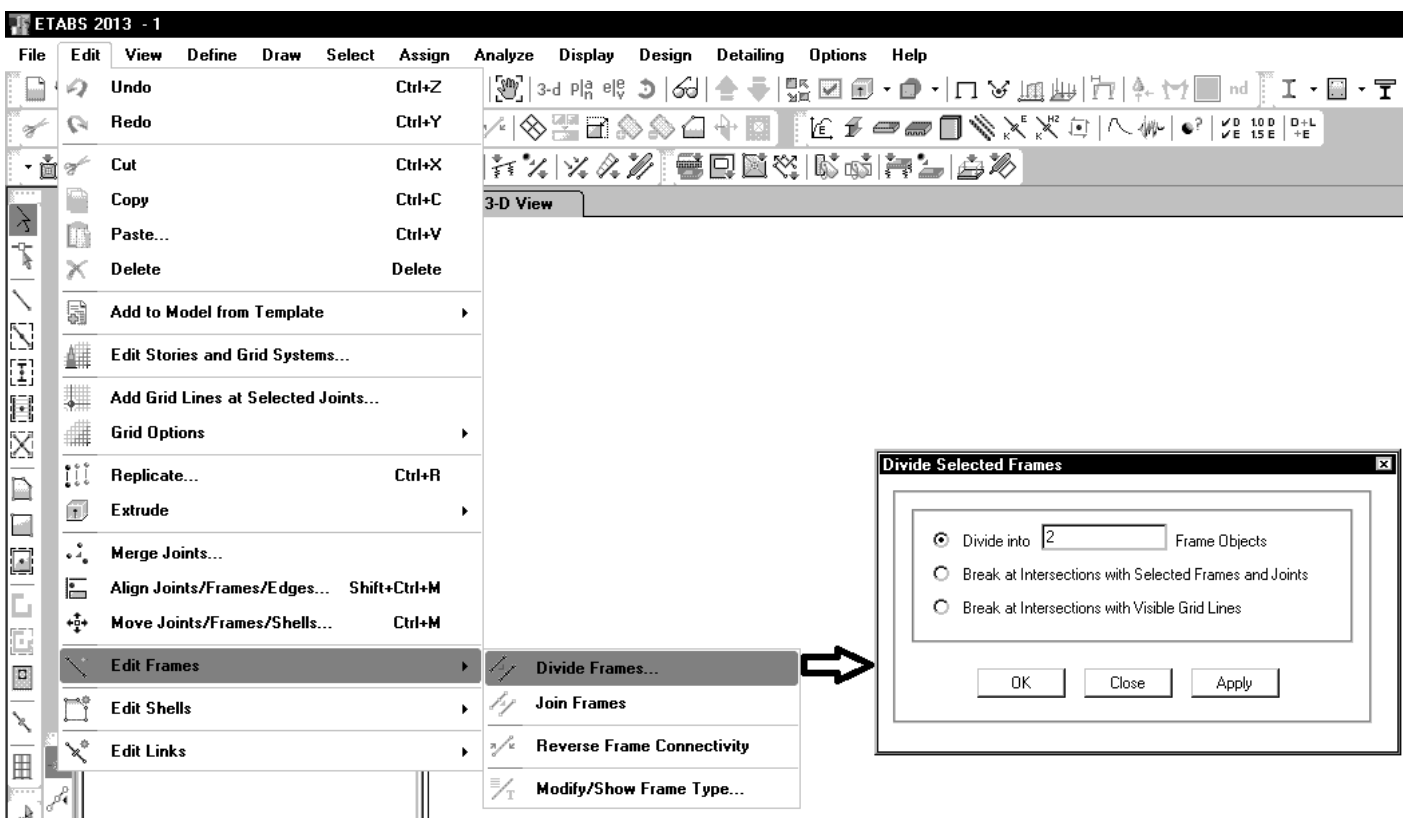
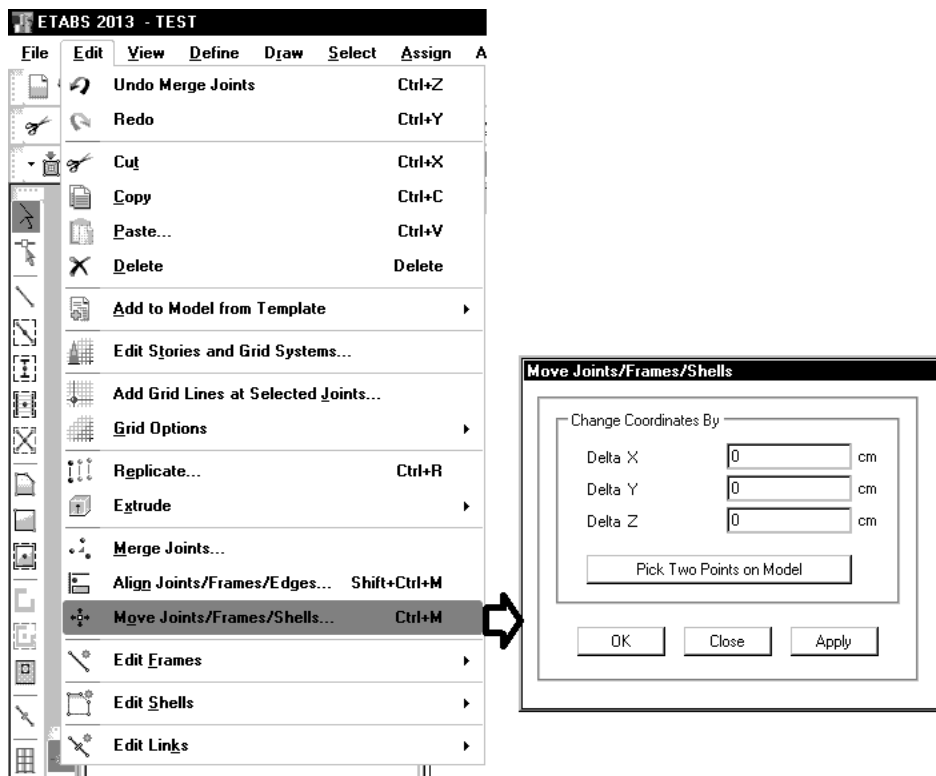
## ۶-۶- بررسی منوی Edit

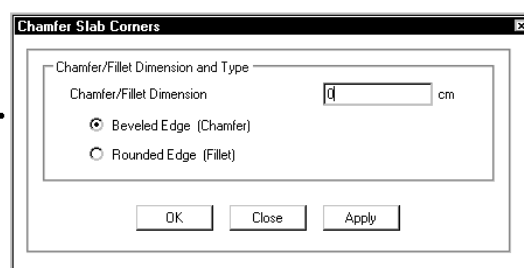
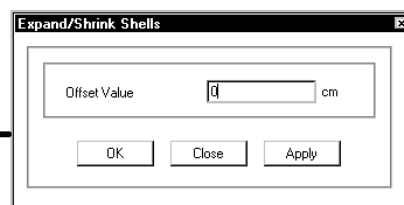
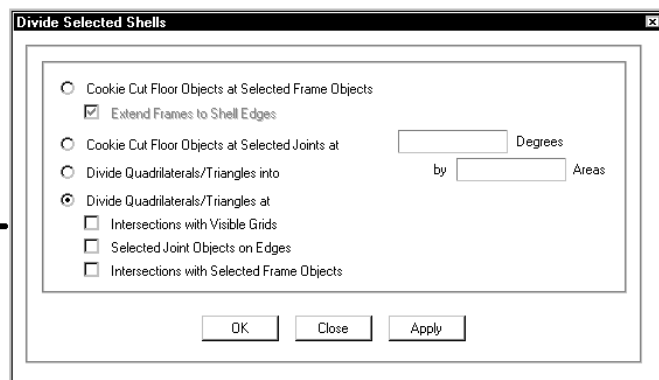
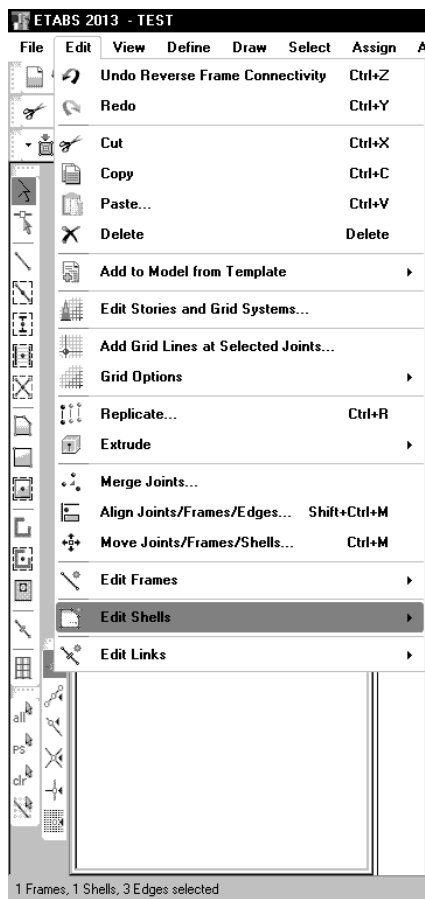
## ۶-۶-۱- ویرایش تعداد طبقات



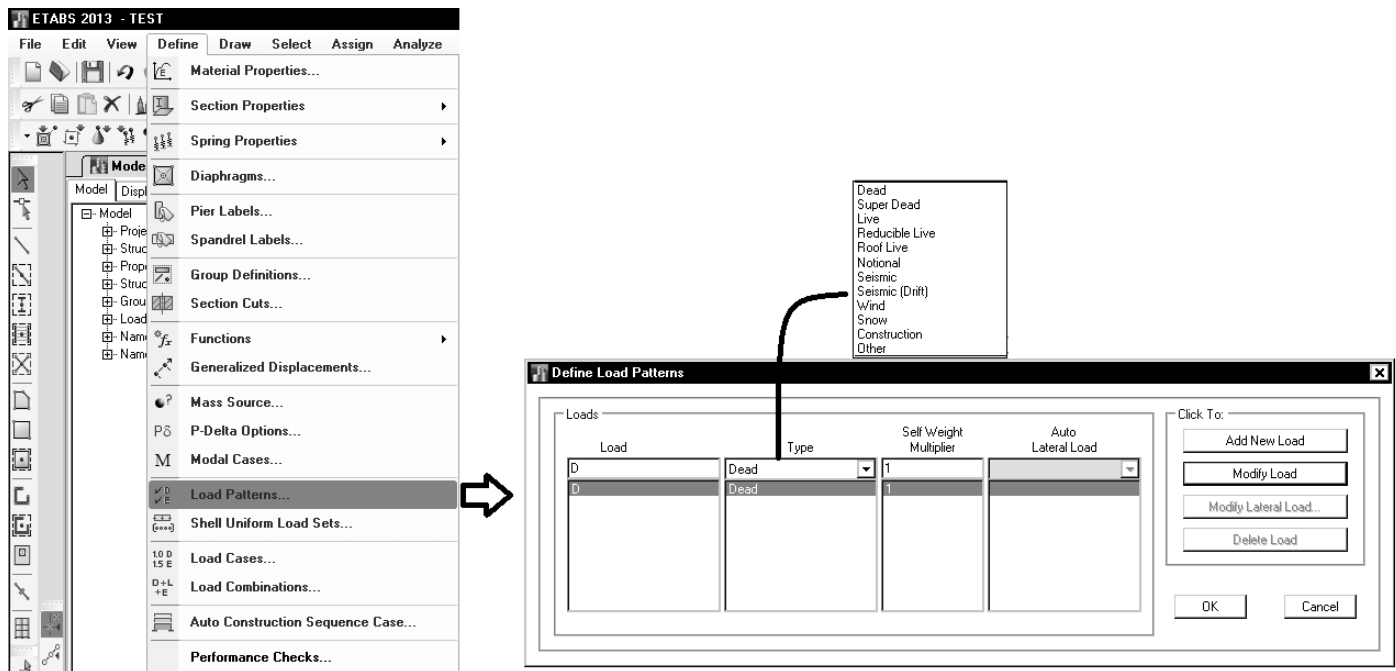








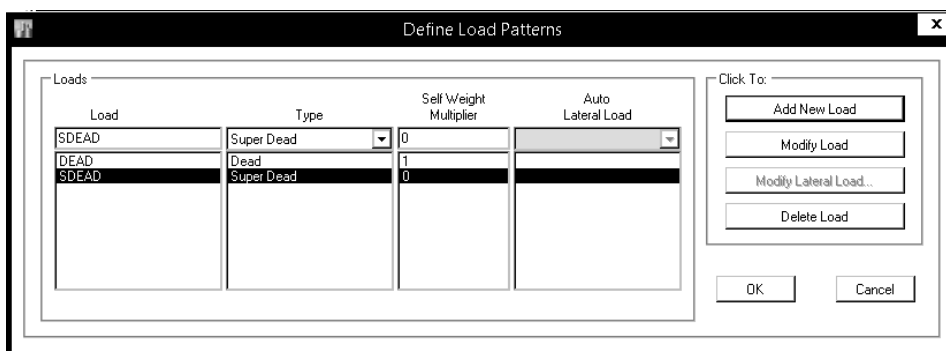
## ۷- تعریف بار مرده و زنده



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.

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

**Super Dead** ➡ **گام ۲:** سپس بار مرده اضافی (تمام بارهای مرده ای که بعد از گرفتن دال وارد می شوند مثل وزن کفسازی، تیغه ها و موارد مشابه) و بار زنده بر مقطع مختلط اثر داده می شوند و تنش در بال کششی محاسبه می شود.





## ۱-۷- کاهش بارهای زنده طبق ویرایش ۹۲ مبحث ششم

ضوابط مبحث ششم در رابطه با کاهش بارهای زنده در ویرایش ۹۲ تغییر کرده است. ضوابط جدید مطابق با ضوابط AISC7 می باشد:

Table 4-1, shall be permitted to be reduced in accordance with the requirements of Sections 4.7.2 through 4.7.6.

### 4.7.2 Reduction in Uniform Live Loads

Subject to the limitations of Sections 4.7.3 through 4.7.6, members for which a value of  $K_{LL}A_T$  is 400 ft<sup>2</sup> (37.16 m<sup>2</sup>) or more are permitted to be designed for a reduced live load in accordance with the following formula:

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{15}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad (4.7-1)$$

In SI:

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$$

where

$L$  = reduced design live load per ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>) of area supported by the member

$L_o$  = unreduced design live load per ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>) of area supported by the member (see Table 4-1)

$K_{LL}$  = live load element factor (see Table 4-2)

$A_T$  = tributary area in ft<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)

$L$  shall not be less than  $0.50L_o$  for members supporting one floor and  $L$  shall not be less than  $0.40L_o$  for members supporting two or more floors.

### 4.7.3 Heavy Live Loads

Live loads that exceed 100 lb/ft<sup>2</sup> (4.79 kN/m<sup>2</sup>) shall not be reduced.

**EXCEPTION:** Live loads for members supporting two or more floors shall be permitted to be reduced by 20 percent.

### 4.7.4 Passenger Vehicle Garages

The live loads shall not be reduced in passenger vehicle garages.

**EXCEPTION:** Live loads for members supporting two or more floors shall be permitted to be reduced by 20 percent.

### 4.7.5 Assembly Uses

Live loads shall not be reduced in assembly uses.

### 4.7.6 Limitations on One-Way Slabs

The tributary area,  $A_T$ , for one-way slabs shall not exceed an area defined by the slab span times a width normal to the span of 1.5 times the slab span.

## ۵-۷- کاهش بارهای زنده طبقات

### ۱-۷-۵- کلیات

به جز بارهای زنده یکنواخت بام، سایر بارهای زنده توزیع شده یکنواخت حداقل،  $L_o$  داده شده در جدول ۵-۶-۱ را می توان بر طبق ملاحظات بندهای ۶-۷-۵-۶ الی ۶-۷-۵-۶-۶ کاهش داد.

### ۲-۷-۵- کاهش در بارهای زنده یکنواخت

با در نظر گرفتن محدودیت های ارائه شده در بندهای ۶-۷-۵-۶ الی ۶-۷-۵-۶-۶، اعضای که برای آن ها مقدار  $K_{LL}A_T$  برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، را می توان با استفاده از بارهای زنده کاهش یافته بر طبق رابطه (۵-۶-۱) کاهش داد:

$$L = L_o \left[ 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right] \quad (۵-۶-۱)$$

که در آن:

$L$ : بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو

$L_o$ : بار زنده طراحی کاهش نیافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو (از جدول ۵-۶-۱)

$K_{LL}$ : ضریب عضو برای بار زنده (از جدول ۵-۶-۲)

$A_T$ : سطح بارگیر (مترمربع)

$L$  برای اعضای که بار یک طبقه را تحمل می کنند نباید از  $0.5L_o$ ، برای اعضای که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می کنند، نباید از  $0.4L_o$  کمتر باشد.

### ۳-۷-۵- بارهای زنده سنگین

بارهای زنده بیش از ۵ کیلونیوتن بر متر مربع کاهش نمی یابند.

**استثنا:** بارهای زنده برای اعضای که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می کنند را می توان به میزان ۲۰٪ کاهش داد.

### ۴-۷-۵- محل عبور و یا پارک خودروهای سواری

بارهای زنده محل عبور و یا پارک خودروهای سواری کاهش داده نمی شود.

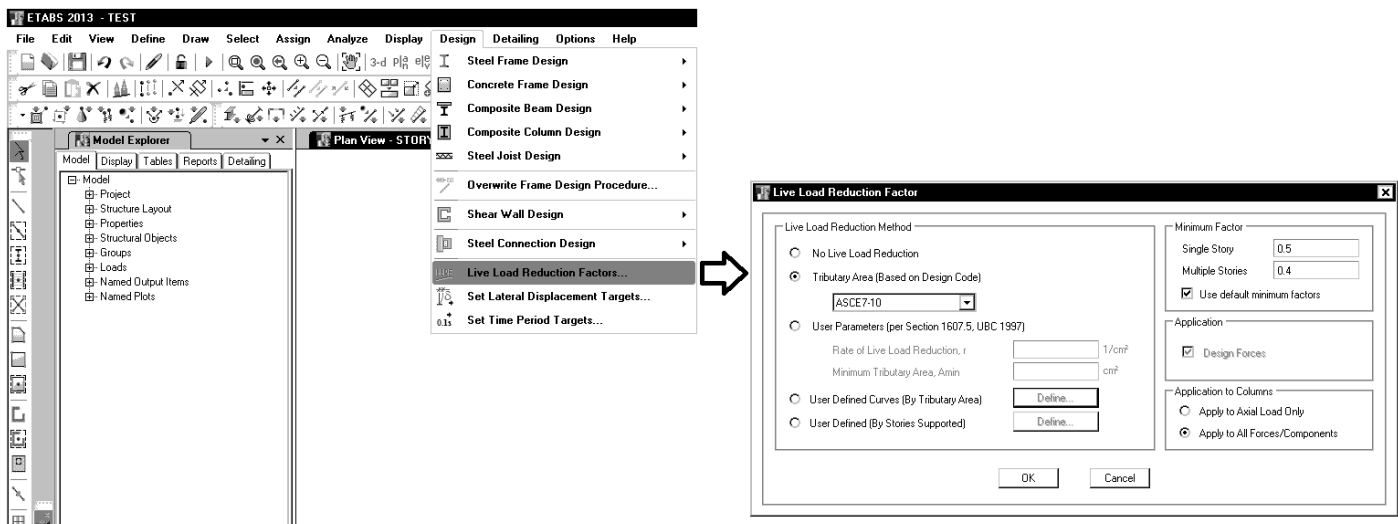
**استثنا:** کاهش بارهای زنده اعضای که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می باشد.

### ۵-۷-۵- محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل های اجتماع و ازدحام کاهش نمی یابد.

### ۶-۷-۵- محدودیت های مربوط به دال های یک طرفه

سطح بارگیر  $A_T$  برای دال های یک طرفه از حاصل ضرب دهانه دال در عرضی برابر با ۱٫۵ برابر دهانه دال (در جهت عمود بر آن) بیشتر نخواهد بود.



برای طراحی فولاد از مبحث دهم که منطبق بر AISC می باشد استفاده خواهیم کرد که ترکیب بارهای آن بر اساس بند ۶-۲-۳ مبحث ششم می باشد. برای طراحی بتن از ACI-318-2014 استفاده خواهیم کرد که ترکیب بارهای آن بر اساس بند 9.2 ACI تعیین می شود. بدین ترتیب ترکیب بارهای فولاد و بتن عملاً با یکدیگر یکی می باشد (جز در مورد ضریب بار باد).

- در ترکیب بارها بار زنده بام به صورت مجزا ( $L_r$ ) تعریف شده است و  $L$  تنها بار زنده طبقات می باشد.

### ۶-۲-۳ ترکیب بارهای حالت‌های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان‌ها از جمله ساختمان‌های فولادی

در طراحی ساختمان‌های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن‌آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می‌شود. سازه‌ها و اعضای آن‌ها باید به گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

- ۱)  $1.4D$
- ۲)  $1.2D + 1.6L$  یا  $1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳)  $1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } (1.4W)]$
- ۴)  $1.2D + 1.0(1.4W) + L$  یا  $1.2D + 1.0(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵)  $1.2D + 1.0E + L$  یا  $1.2S$
- ۶)  $0.9D + 1.0(1.4W)$
- ۷)  $0.9D + 1.0E$
- ۸)  $1.2D + 1.0L + 1.0(L_r \text{ یا } S) + 1.2T$
- ۹)  $1.2D + 1.6L + 1.6(L_r \text{ یا } S) + 1.0T$

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:

– ضرایب بار مربوط به  $L$  در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربریهایی که بار  $L_0$  آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰٫۵ منظور نمود.

## 9.2 — Required strength

**9.2.1 — Required strength  $U$  shall be at least equal to the effects of factored loads in Eq. (9-1) through (9-7). The effect of one or more loads not acting simultaneously shall be investigated.**

$$U = 1.4D \quad (9-1)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-2)$$

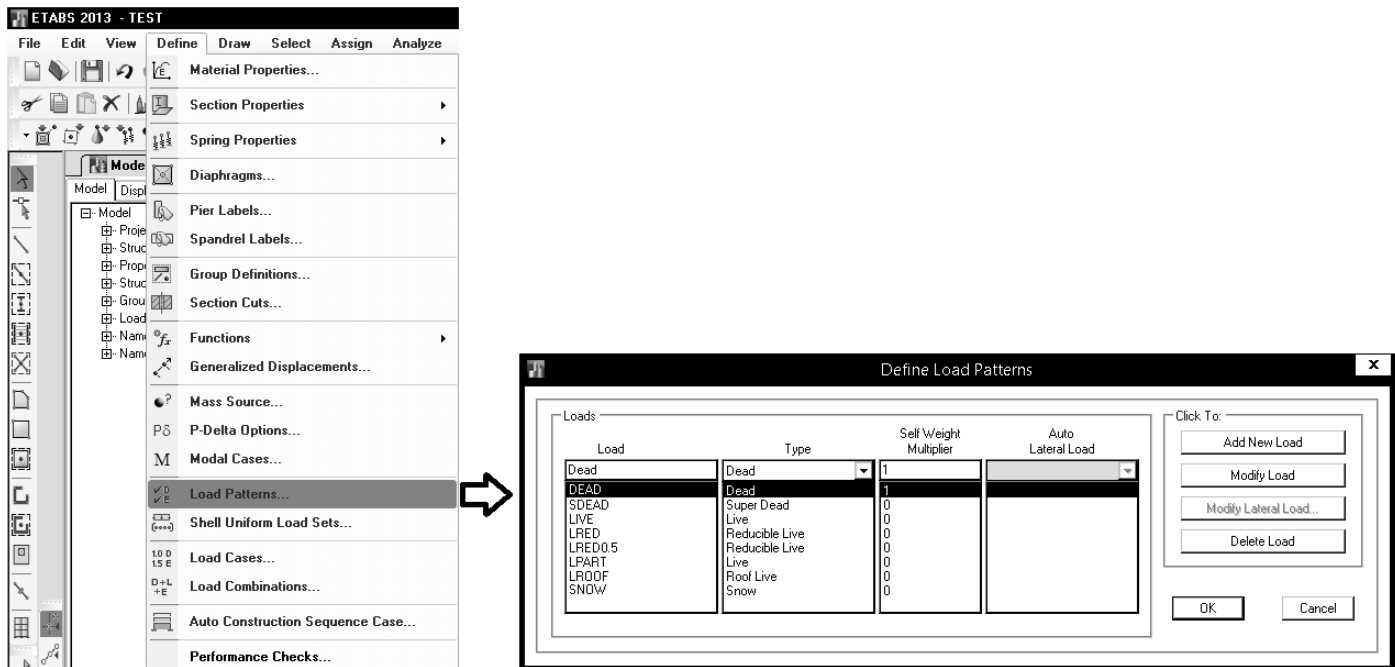
$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W) \quad (9-3)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-4)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (9-5)$$

$$U = 0.9D + 1.0W \quad (9-6)$$

$$U = 0.9D + 1.0E \quad (9-7)$$



DEAD: بار مرده

SDEAD: بار مرده کف سازی (در صورتی که سقف کامپوزیت نداشته باشید نیازی به تعریف SD نیست)

LIVE: بار زنده غیر قابل کاهش. از این بار برای تعریف بار زنده پارکینگ و انباری استفاده می شود.

LRED: بار زنده قابل کاهش. برای تعریف بارهای زنده قابل کاهش مساوی 5 kPa (مانند: بار زنده راه پله، اتاقهای محل تجمع در ساختمانهای مسکونی، فروشگاههای کوچک و خرده فروشی در طبقه همکف). بار LRED در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 1 وارد خواهد شد.

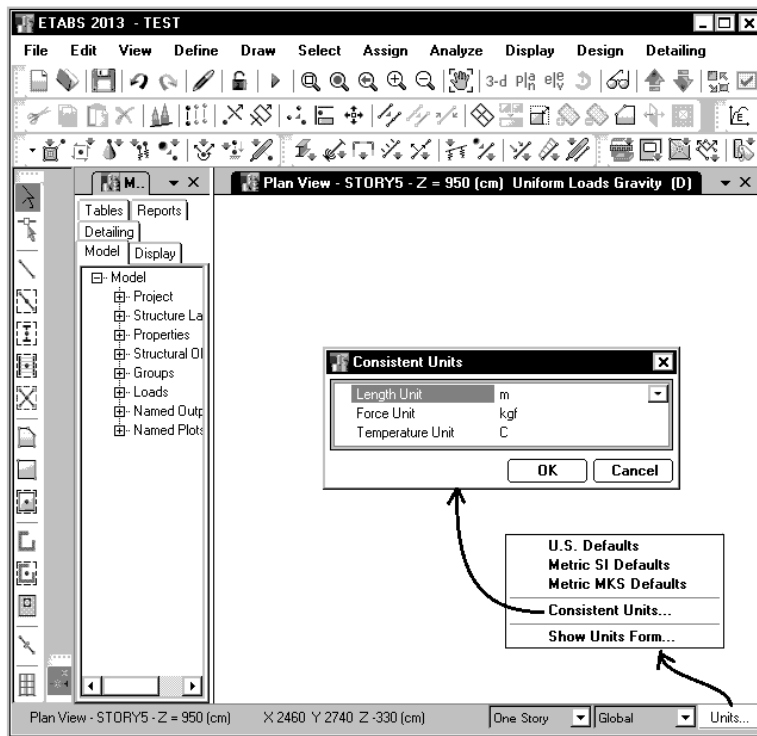
LRED0.5: بار زنده قابل کاهش. برای تعریف بارهای زنده قابل کاهش کمتر از 5 kPa (برای مثال اتاق های خصوصی در سازه های مسکونی). بار LRED0.5 در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 0.5 وارد خواهد شد.

LPART: برای اعمال بار زنده مربوط به تیغه بندی. در مبحث ششم جدید بار تیغه بندی باید از نوع زنده تعریف شود. این بار از نوع غیرقابل کاهش بوده و در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 1 منظور می شود.

LROOF: بار زنده بام می باشد.

SNOW: بار برف می باشد. در پشت بام هم باید بار LROOF اعمال شود و هم بار S. در ترکیب بارها این دو جداگانه منظور شده اند.

## ۲-۷- اعمال بارهای مرده بر سازه



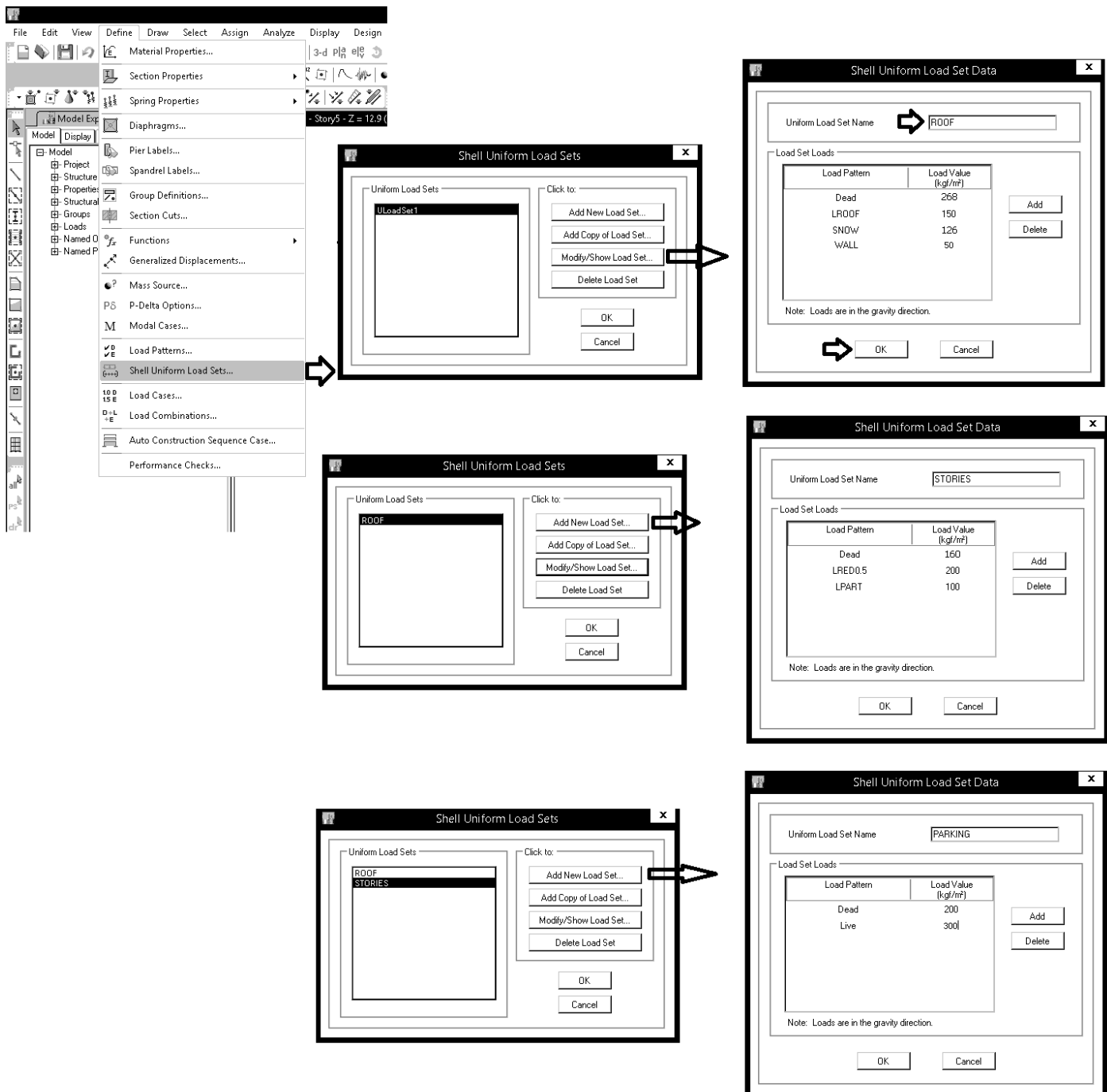
## نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) طبقات ساختمان

|                                        |                                          |
|----------------------------------------|------------------------------------------|
| $0.01 \times 2100 = 21 \text{ kg/m}^2$ | (۱) سرامیک کف                            |
| $0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$ | (۲) ۲ سانتیمتر ملات ماسه سیمان           |
| $0.07 \times 600 = 42 \text{ kg/m}^2$  | (۳) فوم بتن                              |
| $5 \text{ kg/m}^2$                     | (۴) یونولیت                              |
| $50 \text{ kg/m}^2$                    | (۵) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ و گچ و خاک |
| $160 \text{ kg/m}^2$                   | جمع کل                                   |

## نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) بام ساختمان

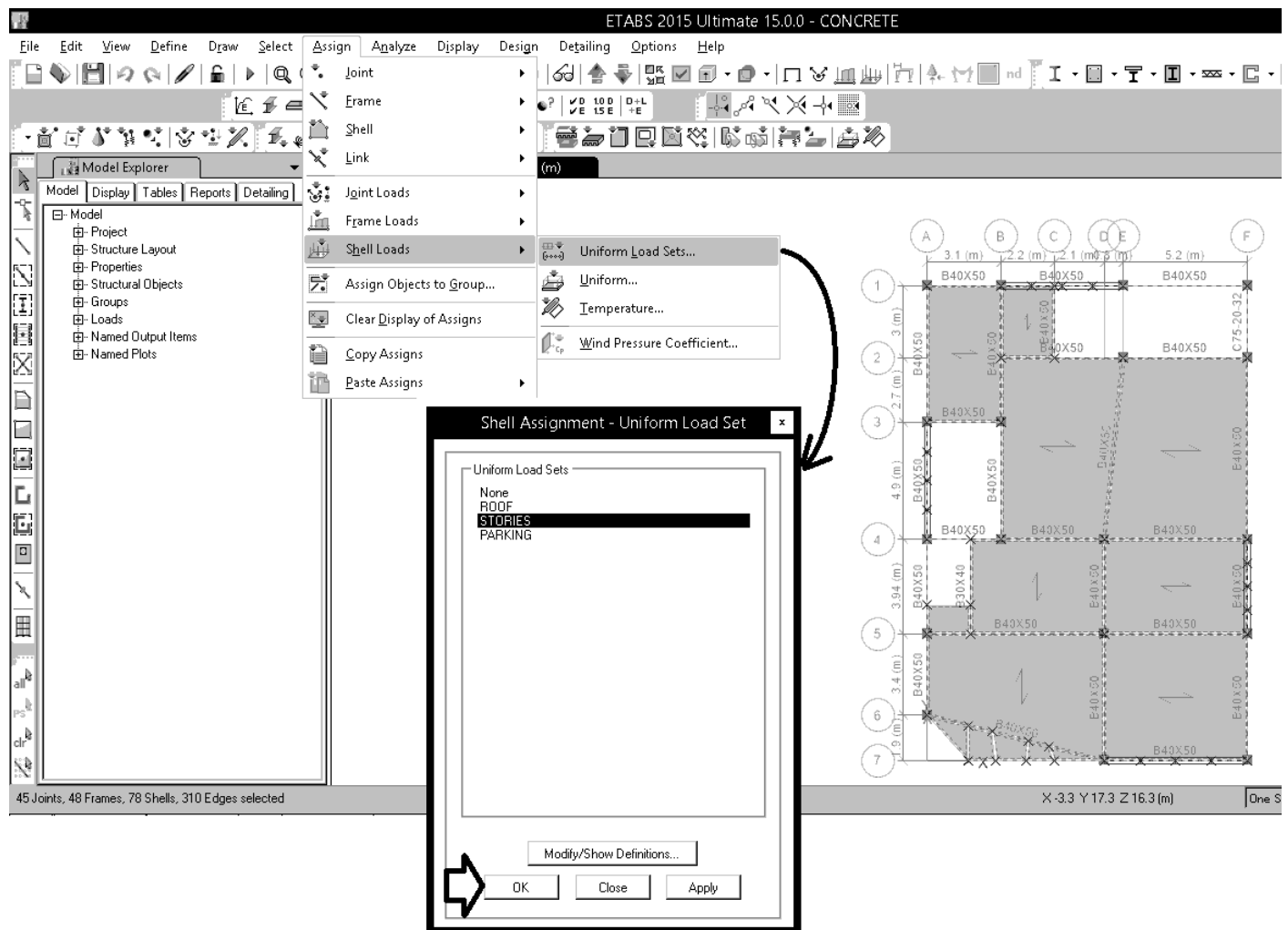
|                                        |                               |
|----------------------------------------|-------------------------------|
| $20 \text{ kg/m}^2$                    | (۱) ایزوگام                   |
| $0.03 \times 2100 = 63 \text{ kg/m}^2$ | (۲) ملات ماسه سیمان           |
| $0.1 \times 1300 = 130 \text{ kg/m}^2$ | (۳) ۱۰ سانتیمتر بتن پوک       |
| $5 \text{ kg/m}^2$                     | (۴) یونولیت                   |
| $50 \text{ kg/m}^2$                    | (۵) سقف کاذب یا گچ و گچ و خاک |
| $268 \text{ kg/m}^2$                   | جمع کل                        |

بهتر است قبل از اعمال بارها، Uniform Load Set تعریف شود. شکل زیر مراحل تعریف آنرا برای یک سازه مسکونی نشان می دهد:

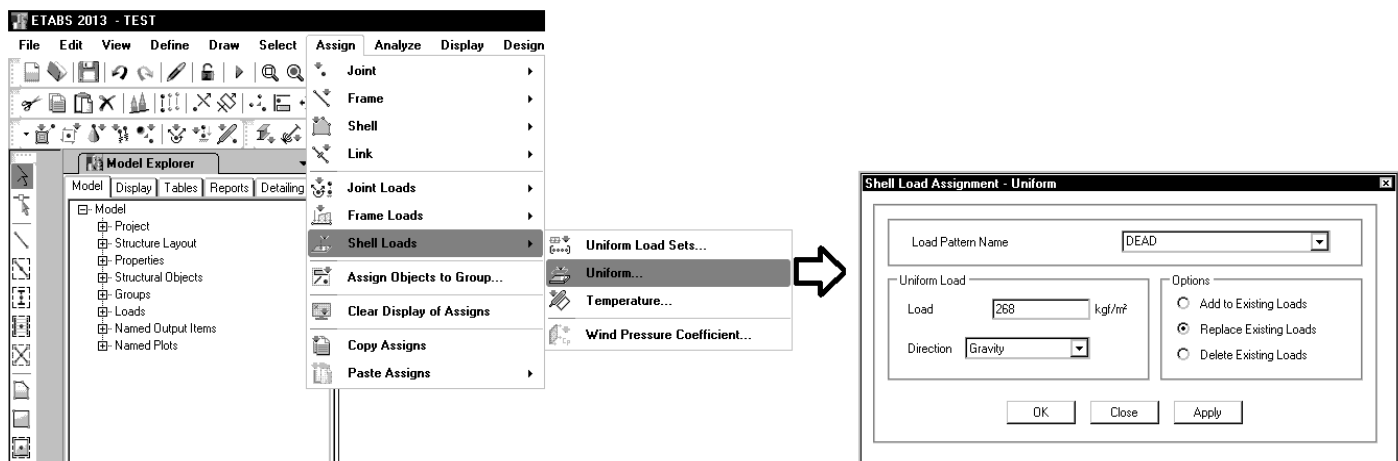


- در مبحث ۶ جدید نحوه محاسبه بار برف تغییر کرده و برای سازه ای واقع در داخل شهر تبریز و یا تهران با فرض نیمه برفگیر بودن آن برابر  $105 \text{ kg/m}^2$  و با فرض برف گیر بودن  $126 \text{ kg/m}^2$  بدست می آید
- بار Wall برای منظور کردن اثر تیغه بندی در جرم لرزه ای طبقه بام می باشد.
- بار زنده پارکینگ در مبحث ۶ جدید برای پارکینگهای با خودروی کمتر از 4ton برابر  $300 \text{ kg/m}^2$  عنوان شده است (قبلا  $500 \text{ kg/m}^2$  بود).

پس از تعریف Load Set، کف مورد نظر را انتخاب و از طریق منوی Assign مطابق شکل زیر مجموعه بار مورد نظر را اعمال نمایید.



به جای استفاده از Load Set می توان از گزینه Uniform برای اعمال بارها استفاده نمود:



### ۷-۳- اعمال بار زنده و برف

#### ۶-۵-۲ ضوابط مربوط به دیوارهای تقسیم کننده

در ساختمان‌های اداری و یا سایر ساختمان‌هایی که در آن‌ها احتمال استفاده از دیوارهای تقسیم کننده و یا جابجایی آن‌ها وجود دارد، باید ضوابطی برای وزن دیوارهای تقسیم کننده بدون توجه به اینکه آن‌ها در پلان نشان داده شده باشند و یا خیر، اقدام گردد. وزن دیوارهای تقسیم کننده نباید کمتر از ۱ کیلونیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. در ساختمان‌هایی که از تیغه‌های سبک نظیر دیوارهای ساندویچی استفاده می‌شود، این بار را می‌توان حداقل به ۰/۵ کیلونیوتن بر مترمربع کاهش داد، مشروط بر آن که وزن یک مترمربع از این نوع دیوارهای جداکننده و ملحقات آنها از ۰/۴ کیلونیوتن تجاوز نکند.

در صورتی که وزن هر مترمربع سطح دیوارهای جداکننده از ۲ کیلونیوتن بیشتر باشد، وزن آن به عنوان بار مرده در نظر گرفته شده و در محل واقعی خود اعمال می‌گردد. استثناء: اگر حداقل بار زنده از ۴ کیلونیوتن بر متر مربع بیشتر باشد، نیازی به در نظر گرفتن بار زنده دیوار تقسیم کننده نیست.

#### ۶-۵-۷ کاهش بارهای زنده طبقات

##### ۶-۵-۷-۱ کلیات

به جز بارهای زنده یکنواخت بام، سایر بارهای زنده توزیع شده یکنواخت حداقل،  $L_o$ ، داده شده در جدول ۶-۵-۱ را می‌توان بر طبق ملاحظات بندهای ۶-۵-۷-۲ الی ۶-۵-۷-۶ کاهش داد.

##### ۶-۵-۷-۳ بارهای زنده سنگین

بارهای زنده بیش از ۵ کیلونیوتن بر متر مربع کاهش نمی‌یابند.

##### ۶-۵-۷-۴ محل عبور و یا پارک خودروهای سواری

بارهای زنده محل عبور و یا پارک خودروهای سواری کاهش داده نمی‌شود.

##### ۶-۵-۷-۵ محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام کاهش نمی‌یابد.

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $L_0$  و بار زنده متمرکز کفها

| ردیف | نوع کاربری                                                  | بار گسترده<br>کیلو نیوتن بر متر مربع                | بار متمرکز<br>کیلو نیوتن |
|------|-------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|--------------------------|
| ۴    | ساختمان‌ها و مجتمع‌های مسکونی                               |                                                     |                          |
| ۱-۴  | اتاق‌ها و سایر فضاهای خصوصی شامل (سرویس‌ها- انبار- راهروها) | ۲                                                   | —                        |
| ۲-۴  | اتاق‌های محل تجمع و راهروهای مرتبط با آن                    | ۵                                                   | —                        |
| ۵    | هتل‌ها- فروشگاه‌ها                                          |                                                     |                          |
| ۱-۵  | اتاق‌ها و سایر فضاهای هتل‌ها، مهمانسراها و خوابگاه‌ها       | ۲                                                   | —                        |
| ۲-۵  | فروشگاه‌های کوچک و خرده‌فروشی- طبقه همکف (ورودی)            | ۵                                                   | ۴٫۵                      |
| ۳-۵  | فروشگاه‌های کوچک و خرده‌فروشی- کف سایر طبقات                | ۳٫۵                                                 | ۴٫۵                      |
| ۴-۵  | فروشگاه‌های عمده‌فروشی- همه طبقات                           | ۶ <sup>(۳)</sup>                                    | ۴٫۵                      |
| ۶    | ساختمان‌های آموزشی- فرهنگی و کتابخانه‌ها                    |                                                     |                          |
| ۱-۶  | کلاس‌های درس، آزمایشگاه‌های سبک                             | ۲٫۵                                                 | ۴٫۵                      |
| ۲-۶  | اتاق‌های مطالعه                                             | ۳                                                   | ۴٫۵                      |
| ۳-۶  | مخازن کتاب یا اتاق بایگانی با قفسه‌های ثابت                 | ۲٫۵ <sup>(۵)</sup> به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۷٫۵ | ۴٫۵                      |
| ۴-۶  | مخازن کتاب یا محل بایگانی با قفسه‌های متحرک                 | ۴ به ازای هر متر ارتفاع، حداقل ۱۰                   | ۷                        |
| ۵-۶  | راهروهای طبقه همکف (ورودی)                                  | ۵                                                   | ۴٫۵                      |
| ۶-۶  | راهروهای سایر طبقات                                         | ۴                                                   | ۴٫۵                      |
| ۷    | ساختمان‌های اداری                                           |                                                     |                          |
| ۱-۷  | دفاتر کار معمولی                                            | ۲٫۵                                                 | ۹                        |
| ۲-۷  | سالن انتظار و ملاقات- راهروهای طبقه همکف (ورودی)            | ۴٫۵                                                 | ۹                        |
| ۳-۷  | راهروهای سایر طبقات                                         | ۳٫۵                                                 | ۹                        |
| ۸    | ساختمان‌های صنعتی                                           |                                                     |                          |
| ۱-۸  | کارگاه‌های صنعتی سبک                                        | ۶ <sup>(۳) (۴) (۵)</sup>                            | ۹                        |
| ۲-۸  | کارگاه‌های صنعتی متوسط                                      | ۱۰ <sup>(۳) (۴) (۵)</sup>                           | ۱۱                       |
| ۳-۸  | کارگاه‌های صنعتی سنگین                                      | ۱۲ <sup>(۳) (۴) (۵)</sup>                           | ۱۴                       |
| ۹    | ورزشگاه‌ها و تأسیسات تفریحی                                 |                                                     |                          |
| ۱-۹  | سالن‌های ورزشی سبک مانند تنیس روی میز- بیلارد و ...         | ۳٫۵ <sup>(۳)</sup>                                  | —                        |
| ۲-۹  | سالن‌های ورزشی و تفریحات بدنی                               | ۵ <sup>(۳)</sup>                                    | —                        |
| ۳-۹  | ورزشگاه‌های دارای صندلی ثابت                                | ۵ <sup>(۳)</sup>                                    | —                        |
| ۴-۹  | ورزشگاه‌های فاقد صندلی ثابت یا دارای نیمکت                  | ۶ <sup>(۳) (۵)</sup>                                | —                        |

جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $L_0$  و بار زنده متمرکز کفها

| ردیف | نوع کاربری                                                        | بار گسترده<br>کیلو نیوتن بر متر مربع                                                                     | بار متمرکز<br>کیلو نیوتن |
|------|-------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|
| ۱    | بام‌ها                                                            |                                                                                                          |                          |
| ۱-۱  | بام‌های معمولی تخت، شیب‌دار و قوسی                                | ۱٫۵ <sup>(۱)</sup>                                                                                       | ۱٫۳                      |
| ۲-۱  | بام با پوشش سبک                                                   | ۰٫۵                                                                                                      | ۱٫۳                      |
| ۳-۱  | بام‌های دارای باغچه و گلخانه                                      | ۵                                                                                                        | —                        |
| ۴-۱  | بام‌هایی با پوشش پارچه‌ای یا سازه اسکلتی                          | ۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش)                                                                                     | ۱٫۳                      |
| ۵-۱  | بام‌هایی با امکان تجمع و ازدحام                                   | بسته به نوع کاربری                                                                                       | —                        |
| ۶-۱  | قاب‌های نگهدارنده یک فضابند                                       | ۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش، فقط به اعضای قابها وارد می‌شود)                                                     | ۱                        |
| ۲    | سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام                                   |                                                                                                          |                          |
| ۱-۲  | سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی‌های ثابت (چسبیده به کف) | ۳ <sup>(۳)</sup>                                                                                         | —                        |
| ۲-۲  | سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد صندلی‌های ثابت                 | ۵ <sup>(۳)</sup>                                                                                         | —                        |
| ۳-۲  | سالن‌های غذاخوری و رستوران‌ها                                     | ۵ <sup>(۳)</sup>                                                                                         | —                        |
| ۴-۲  | سینماها و تئاترها                                                 | ۵ <sup>(۳)</sup>                                                                                         | —                        |
| ۵-۲  | صحنه سینماها و تئاترها                                            | ۷٫۵ <sup>(۳)</sup>                                                                                       | —                        |
| ۶-۲  | سالن‌های اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...                      | ۷٫۵ <sup>(۳)</sup>                                                                                       | —                        |
| ۷-۲  | شیستان مساجد و تکایا                                              | ۶ <sup>(۳)</sup>                                                                                         | —                        |
| ۸-۲  | سالن انتظار و ملاقات                                              | ۵ <sup>(۳)</sup>                                                                                         | —                        |
| ۹-۲  | پایانه‌های مسافربری                                               | ۶ <sup>(۳)</sup>                                                                                         | —                        |
| ۳    | راهروها، راه پله‌ها <sup>(۳)</sup> و بالکن‌ها                     |                                                                                                          |                          |
| ۱-۳  | راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)            | ۵                                                                                                        | —                        |
| ۲-۳  | راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات                   | مطلق بار زنده اتاق‌های مجاور                                                                             | —                        |
| ۳-۳  | راه‌پله و راه‌های منتهی به درب‌های خروجی                          | ۵ <sup>(۳) (۴) (۵)</sup>                                                                                 | ۱٫۳                      |
| ۴-۳  | راه پله اضطراری                                                   | ۵                                                                                                        | ۱٫۳                      |
| ۵-۳  | راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تأسیسات                    | ۲                                                                                                        | ۱٫۳                      |
| ۶-۳  | بالکن‌ها                                                          | ۱٫۵ برابر بار زنده کف اتاق‌های متصل به آنها. لازم نیست بیش از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع در نظر گرفته شود. | —                        |

ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $L_0$  و بار زنده متمرکز کفها

| ردیف  | نوع کاربری                                               | بار گسترده<br>کیلو نیوتن بر متر مربع  | بار متمرکز<br>کیلو نیوتن                           |
|-------|----------------------------------------------------------|---------------------------------------|----------------------------------------------------|
| ۱۰    | بیمارستان‌ها و مراکز درمانی                              |                                       |                                                    |
| ۱-۱۰  | اتاق‌های بیمار                                           | ۲                                     | ۴٫۵                                                |
| ۲-۱۰  | اتاق‌های عمل، آزمایشگاه‌ها                               | ۳                                     | ۴٫۵                                                |
| ۳-۱۰  | راهروهای طبقه اول                                        | ۵                                     | ۴٫۵                                                |
| ۴-۱۰  | راهروهای سایر طبقات                                      | ۴                                     | ۴٫۵                                                |
| ۱۱    | محل عبور و پارک خودروها                                  |                                       |                                                    |
| ۱-۱۱  | محل عبور و پارک خودروهایی با وزن حداکثر تا ۴۰ کیلو نیوتن | ۳ <sup>(۳) (۴) (۵) (۸)</sup>          | ۲۰                                                 |
| ۲-۱۱  | محل عبور و پارک خودروهایی با وزن ۴۰ تا ۹۰ کیلو نیوتن     | ۶                                     | ۳۰                                                 |
| ۳-۱۱  | معابر و بخش‌هایی از محوطه با امکان عبور کامیون           | ۱۲ <sup>(۹)</sup>                     | ۳۶ <sup>(۱۵)</sup>                                 |
| ۱۲    | سایر موارد                                               |                                       |                                                    |
| ۱-۱۲  | سردخانه‌ها                                               | ۵ به ازای هر متر ارتفاع مفید حداقل ۱۵ | —                                                  |
| ۲-۱۲  | آشپزخانه‌های صنعتی و رخت‌شوی‌خانه‌ها                     | ۵                                     | —                                                  |
| ۳-۱۲  | تعبیه انبار سبک در فضای داخل سقف کاذب                    | ۱                                     | —                                                  |
| ۴-۱۲  | انباری‌های سبک                                           | ۶ <sup>(۳)</sup>                      | —                                                  |
| ۵-۱۲  | انباری‌های سنگین                                         | ۱۳ <sup>(۳) (۴) (۵)</sup>             | —                                                  |
| ۶-۱۲  | موتورخانه‌ها                                             | ۷٫۵                                   | —                                                  |
| ۷-۱۲  | اتاق‌های هواساز- پمپ و نظایر آن                          | ۴                                     | —                                                  |
| ۸-۱۲  | محل فرود بالگرد                                          | ۳ <sup>(۱۱) (۱۲) (۱۳)</sup>           | —                                                  |
| ۹-۱۲  | کف کاذب در فضاهای اداری                                  | ۲٫۵                                   | ۹                                                  |
| ۱۰-۱۲ | کف کاذب برای اتاق‌های کامپیوتر                           | ۵                                     | ۹                                                  |
| ۱۱-۱۲ | اتاق آسانسور                                             | ۳٫۶                                   | ۱٫۳ (بر روی سطحی برابر با ۵۰×۵۰ میلی‌متر وارد شود) |
| ۱۲-۱۲ | هرگونه ساختمان دیگر                                      | ۱                                     | —                                                  |



## ۴-۲ اعمال بارهای خطی

نمونه محاسبه بار مرده دیوارهای پیرامونی غیرنما

|                                        |                     |
|----------------------------------------|---------------------|
| $0.01 \times 2100 = 21 \text{ kg/m}^2$ | (۱) ملات ماسه سیمان |
| $0.22 \times 850 = 187 \text{ kg/m}^2$ | (۲) بلوک سفالی      |
| $0.02 \times 1600 = 32 \text{ kg/m}^2$ | (۳) گچ و خاک        |
| $0.01 \times 1300 = 13 \text{ kg/m}^2$ | (۵) اندود گچ        |
| $253 \text{ kg/m}^2$                   | جمع کل              |

نمونه محاسبه بار مرده دیوارهای پیرامونی نما

|                                        |                     |
|----------------------------------------|---------------------|
| $0.02 \times 2800 = 56 \text{ kg/m}^2$ | (۱) سنگ نما         |
| $0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$ | (۱) ملات ماسه سیمان |
| $0.22 \times 850 = 187 \text{ kg/m}^2$ | (۲) بلوک سفالی      |
| $0.02 \times 1600 = 32 \text{ kg/m}^2$ | (۳) گچ و خاک        |
| $0.01 \times 1300 = 13 \text{ kg/m}^2$ | (۵) اندود گچ        |
| $330 \text{ kg/m}^2$                   | جمع کل              |

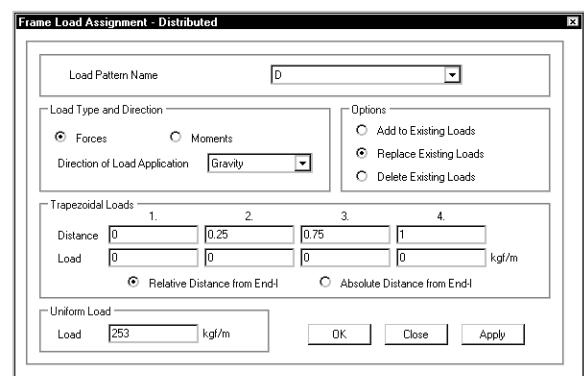
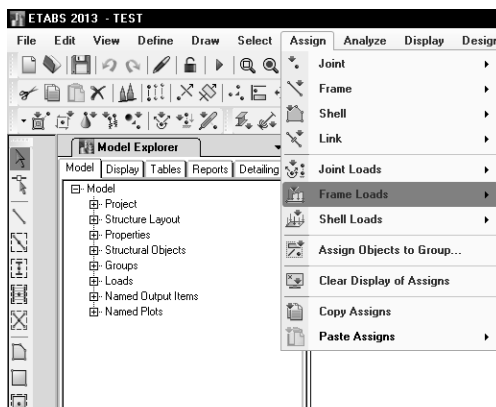
جهت در نظر گرفتن اثر بازشوها می توان بار مرده دیوارهای نما را در ۰.۷ ضرب نمود.

با فرض اینکه ارتفاع دیوارها تقریباً ۳ متر باشد، بار خطی گسترده وارد بر دیوارها به شرح زیر خواهد بود:

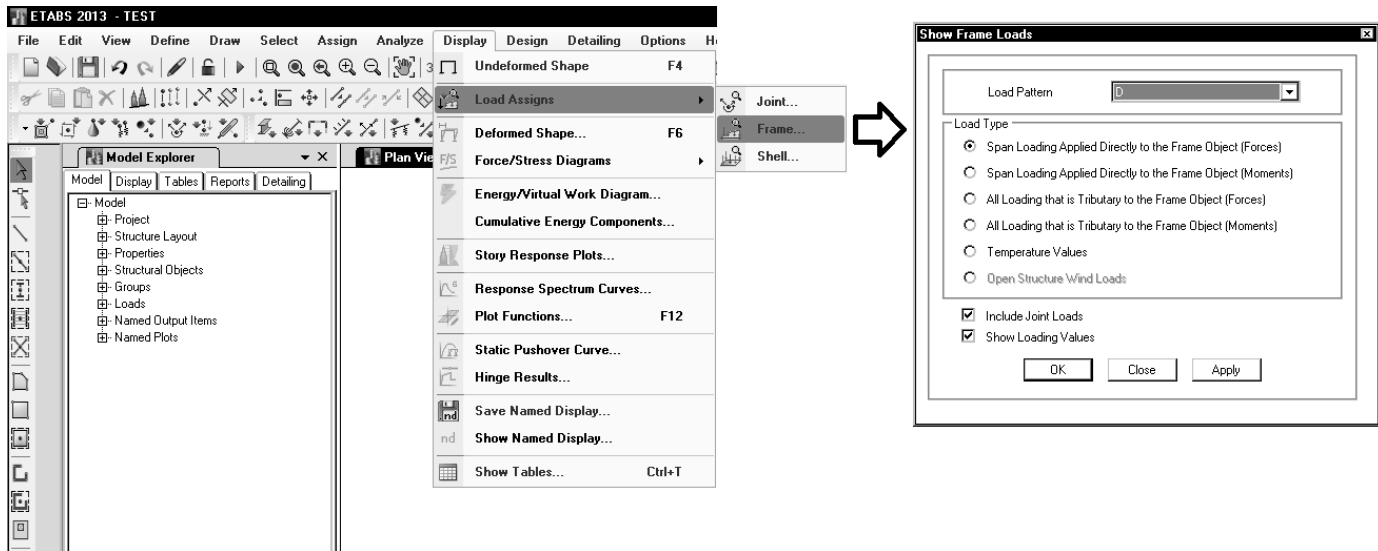
$$\text{بار گسترده مربوط به دیوارهای غیرنما} \quad 253 \times 3 \cong 760 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{بار گسترده مربوط به دیوارهای نما} \quad 330 \times 0.7 \times 3 \cong 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{بار گسترده مربوط به جان پناه بام} \quad 330 \times 0.8 \cong 265 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$



#### ۷-۵- مشاهده و بررسی بارهای وارد شده



### Notional Load - $\epsilon$ - $\gamma$

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

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

$$N_t = \cdot / \cdot \cdot \cdot Y_i \quad (9-1-2-10)$$

که در آن:

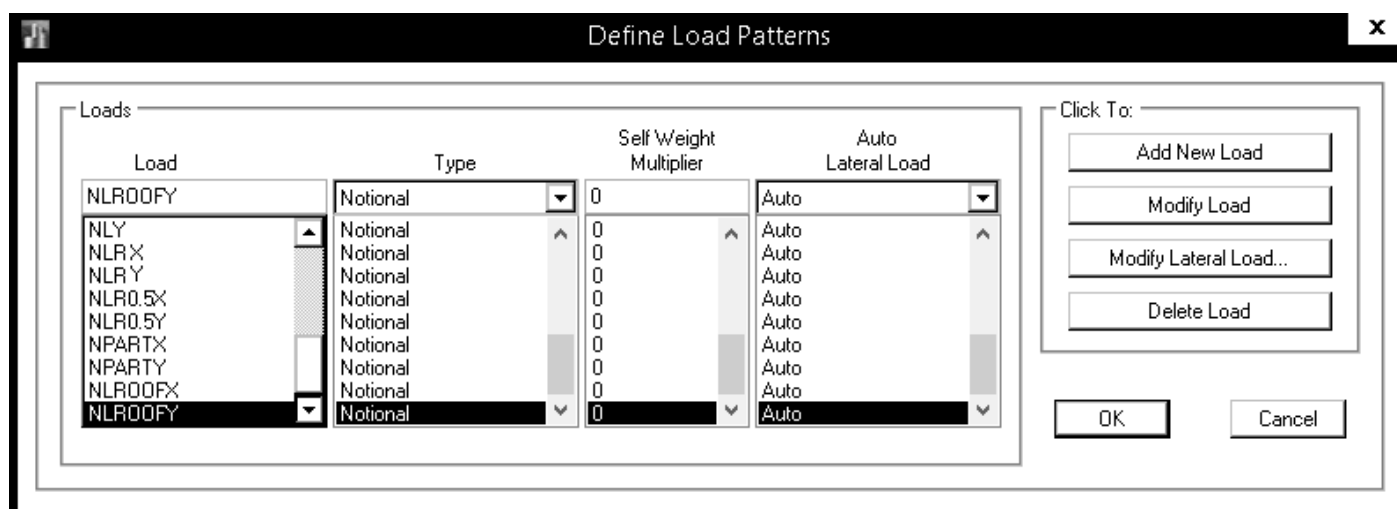
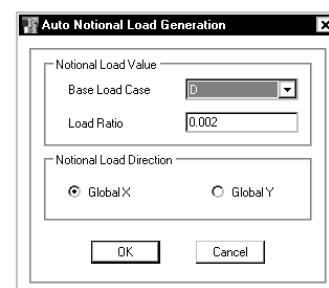
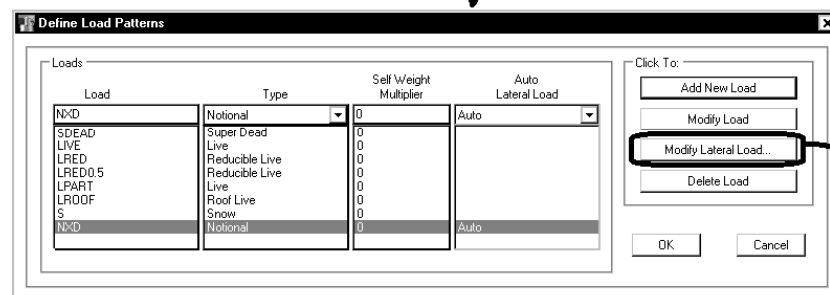
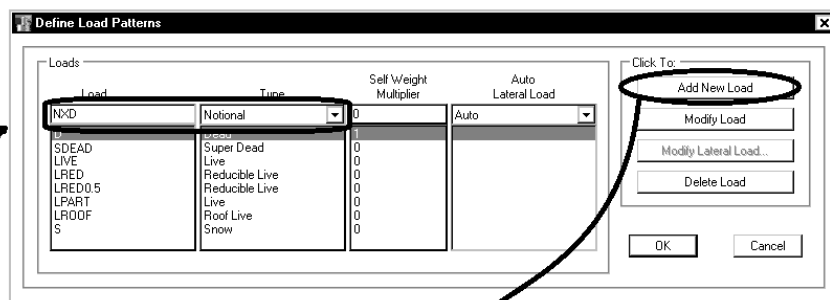
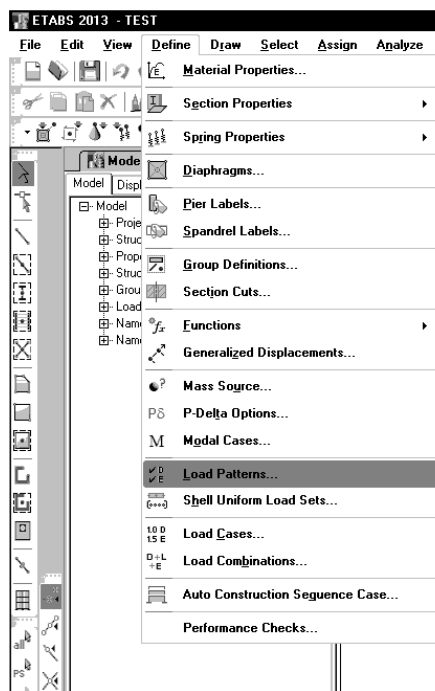
$$N_j = \text{بار جانبی فرضی در طبقه } i$$

$$Y_i = \text{بار ثقلی ضریب‌دار در طبقه } i \text{ متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری}$$

برای هر یک از بارهای ثقلی (DEAD, SDEAD, LIVE, LRED, LRED0.5, LPART, LROOF, SNOW) دو بار از نوع Notional باید تعریف شود:

یک بار در راستای  $x$  و یک بار دیگر در راستای  $y$ .

نکته مهم: تعریف بار Notional تنها زمانی لازم است که سازه فلزی باشد.



## ۷-۲- نیروی زلزله استاتیکی

پس از تعریف بارهای ثقلی، بارهای جانبی مربوط به زلزله را تعریف می کنیم. بار زلزله را طبق آیین نامه به دو صورت می توان در نظر گرفت: ۱- روش استاتیکی معادل ۲- روش دینامیکی

برای تعریف نیروی زلزله استاتیکی، باید چهار پارامتر  $A$ ,  $B$ ,  $I$  و  $R$  را محاسبه کنیم. در ادامه بندهای آیین نامه ای نحوه محاسبه این پارامترها آمده است.

### ۷-۲-۱- ضوابط آیین نامه ای محاسبه نیروی زلزله

#### ۲-۲-۳ روش های تحلیل خطی

روش های تحلیل خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می توان در ساختمان های سه طبقه و کوتاه تر، از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار گرفت:

- الف- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه
- ب- ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:
  - نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
  - نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

#### ۲-۳-۱-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به تراز در ساختمان اطلاق می شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایه برای طراحی ساختمان ها به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

- ۱- برای ساختمان های بدون زیرزمین یا ساختمان های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.
- ۲- برای ساختمان های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز پایه می تواند در نزدیک ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. در این راستا می توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

### ۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین شده و به صورت استاتیکی در امتدادها و جهات مختلف بر طبق بندهای (۳-۱-۴) و (۳-۱-۵) به سازه اعمال می‌گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود.

#### ۳-۳-۱ نیروهای جانبی زلزله

##### ۳-۳-۱-۱ نیروی برشی پایه $V_u$

نیروی برشی پایه یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۳-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۳-۱) به دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \quad (۳-۱)$$

در این رابطه:

$V_u$ : نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب ۱/۴ تقسیم شود.

C: ضریب زلزله که از رابطه (۳-۲) به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (۳-۲)$$

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۳-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۳-۳-۴)

$R_u$ : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۳-۳-۵)

مقدار برش پایه،  $V_u$ ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u\ min} = 0.12AIW \quad (۳-۳)$$

۷-۲-۲- تعیین شتاب مبنای طرح (A)

## ۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۱-۲) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان‌شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

| منطقه | توصیف                      | نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل |
|-------|----------------------------|---------------------------------|
| ۱     | پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد | ۰/۲۵                            |
| ۲     | پهنه با خطر نسبی زیاد      | ۰/۳۰                            |
| ۳     | پهنه با خطر نسبی متوسط     | ۰/۲۵                            |
| ۴     | پهنه با خطر نسبی کم        | ۰/۲۰                            |

## ۳-۷-۲ تعیین ضریب بازتاب ساختمان (B)

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (۲-۲)$$

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

| نوع زمین | $T_0$ | $T_s$ | خطر نسبی کم و متوسط |      | خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد |      |
|----------|-------|-------|---------------------|------|---------------------------|------|
|          |       |       | $S_0$               | $S$  | $S_0$                     | $S$  |
| I        | ۰/۱   | ۰/۴   | ۱                   | ۱/۵  | ۱                         | ۱/۵  |
| II       | ۰/۱   | ۰/۵   | ۱                   | ۱/۵  | ۱                         | ۱/۵  |
| III      | ۰/۱۵  | ۰/۷   | ۱/۱                 | ۱/۲۵ | ۱/۱                       | ۱/۷۵ |
| IV       | ۰/۱۵  | ۱/۰   | ۱/۳                 | ۲/۲۵ | ۱/۳                       | ۱/۷۵ |

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned} \quad (۳-۲)$$

ب- برای پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و کم

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.4 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned} \quad (۴-۲)$$

با توجه به روابط فوق، ضریب بازتاب ساختمان به عوامل زیر بستگی دارد:

۱- دور تناوب ساختمان T

۲- نوع خاک

۳- میزان خطر لرزه خیزی منطقه

بنابراین قبل از محاسبه مقدار B باید سه مورد فوق تعیین شود.

## ۷-۳-۱- تعیین دوره تناوب سازه (T)

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان،  $T$ 

## ۲-۳-۳-۳ ساختمان‌های غیرمتعارف

ساختمان‌های غیرمتعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شوند که مشمول تعریف بند (۳-۳-۱) نمی‌گردند، مانند ساختمان مساجد، آمفی‌تئاترها، سالن‌های ورزشی، گنبد ها و... در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان باید با استفاده از تحلیل دینامیکی ساختمان و با منظور داشتن ضوابط زیر تعیین گردد:

الف- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور شده باشند:

$$T = T_D$$

ب- در مواردی که جداگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور نشده باشند:

$$T = 0.8T_D$$

در این روابط  $T_D$  زمان تناوب اصلی انتقالی در تحلیل دینامیکی است.

## ۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

(۳-۳)

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9}$$

(۴-۳)

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند: مقدار  $T$  باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۵-۳)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75}$$

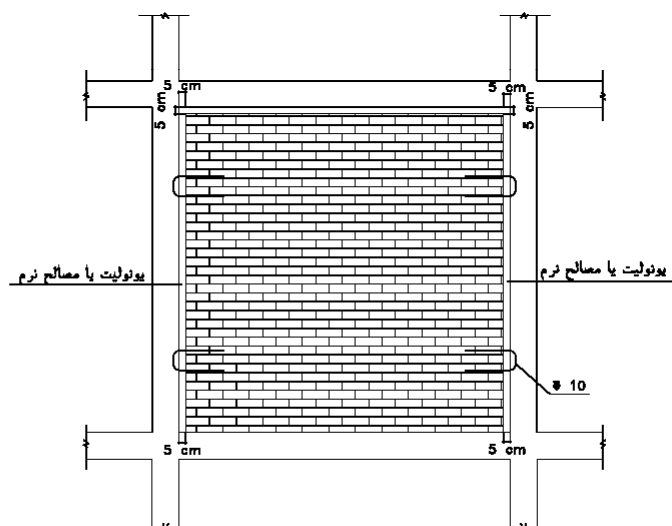
(۵-۳)

در روابط بالا  $H$  ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خریشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار،  $H$  متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

توجه- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

| سازمان نظام مهندسی استان تهران - دفتر کنترل ساختمان |                             |                                           |  |
|-----------------------------------------------------|-----------------------------|-------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| گردآوری و تنظیم: حسین منیردانی                      |                             | دفتر راهنمای نکات محاسبات و نقشه‌های سازه |                                                                                       |
| صفحه: ۸                                             | زمان اولین بازنگری: آبان ۸۷ | شماره مدرک: CTL-STR-CMSTK-001-R3          | شماره بازنگری: ۳                                                                      |
|                                                     |                             |                                           | زمان بازنگری: دی ۸۷                                                                   |

۸- در سازه‌های با سیستم باربر جانبی قاب خمشی برای آنکه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نکنند، جزئیات مناسب در نقشه‌های سازه ارائه شود. شکل کلی زیر به عنوان راهنما ارائه می‌شود.



در ابتدای کار مدلسازی که هنوز ابعاد تیرها و ستونها مشخص (طراحی) نشده است، تعیین دوره تناوب سازه (که به جرم و سختی جانبی سازه بستگی دارد) غیر ممکن است. بنابراین در ابتدای کار از محاسبه "زمان تناوب حاصل از تحلیل" صرف نظر کرده و از مقدار { زمان تناوب تجربی  $\times 1.25$  } به عنوان زمان تناوب سازه استفاده می کنیم.

پس از مدلسازی و طراحی اولیه باید زمان تناوب حاصل از تحلیل مطابق بند ۱۸- محاسبه شود و اگر مقدار آن کمتر از زمان تناوب تجربی  $\times 1.25$  بدست آمد، محاسبات مجدداً باید با دوره تناوب جدید تکرار شوند.

#### ۷-۷-۴- تعیین ضریب رفتار سازه ( $R_u$ )

جدول ۲-۳- مقادیر ضریب رفتار ساختمان،  $R_u$ ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان  $H_m$

| سیستم سازه                | سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی                                       | $R_u$ | $\Omega_o$ | $C_d$ | $H_m$ (متر) |
|---------------------------|--------------------------------------------------------------------------|-------|------------|-------|-------------|
| الف- سیستم دیوارهای باریز | ۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه                                           | ۵     | ۲/۵        | ۵     | ۵۰          |
|                           | ۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط                                          | ۴     | ۲/۵        | ۴     | ۵۰          |
|                           | ۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]                                     | ۳/۵   | ۲/۵        | ۳/۵   | -           |
|                           | ۴- دیوارهای برشی یا مصالح بنایی مسلح                                     | ۳     | ۲/۵        | ۳     | ۱۵          |
|                           | ۵- دیوارهای متشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی | ۴     | ۲          | ۲/۵   | ۱۵          |
|                           | ۶- دیوارهای متشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی      | ۵/۵   | ۳          | ۴     | ۱۵          |
|                           | ۷- دیوارهای بتن پیش‌ساخته سیم‌بندی                                       | ۳     | ۲          | ۳     | ۱۰          |
| ب- سیستم قاب ساختمانی     | ۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]                                       | ۶     | ۲/۵        | ۵     | ۵۰          |
|                           | ۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط                                          | ۵     | ۲/۵        | ۴     | ۲۵          |
|                           | ۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]                                     | ۴     | ۲/۵        | ۳     | -           |
|                           | ۴- دیوارهای برشی یا مصالح بنایی مسلح                                     | ۳     | ۲/۵        | ۲/۵   | ۱۵          |
|                           | ۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]                                 | ۷     | ۲          | ۴     | ۵۰          |
|                           | ۶- مهاربندی گمانشی تاب                                                   | ۷     | ۲/۵        | ۵     | ۵۰          |
|                           | ۷- مهاربندی همگرایی معمولی فولادی                                        | ۳/۵   | ۲          | ۳/۵   | ۱۵          |
|                           | ۸- مهاربندی همگرایی ویژه فولادی [۲]                                      | ۵/۵   | ۲          | ۵     | ۵۰          |
| پ- سیستم قاب خمشی         | ۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۲]                                            | ۷/۵   | ۳          | ۵/۵   | ۲۰۰         |
|                           | ۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]                                           | ۵     | ۳          | ۴/۵   | ۲۵          |
|                           | ۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]                                    | ۴     | ۳          | ۲/۵   | -           |
|                           | ۴- قاب خمشی فولادی ویژه                                                  | ۷/۵   | ۳          | ۵/۵   | ۲۰۰         |
|                           | ۵- قاب خمشی فولادی متوسط                                                 | ۵     | ۳          | ۴     | ۵۰          |
|                           | ۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]                                            | ۳/۵   | ۳          | ۳     | -           |
| ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی | ۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه          | ۷/۵   | ۲/۵        | ۵/۵   | ۲۰۰         |
|                           | ۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه                    | ۶/۵   | ۲/۵        | ۵     | ۷۰          |
|                           | ۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط                   | ۶     | ۲/۵        | ۴/۵   | ۵۰          |
|                           | ۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط                     | ۶     | ۲/۵        | ۴/۵   | ۵۰          |
|                           | ۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی                    | ۷/۵   | ۲/۵        | ۴     | ۲۰۰         |
|                           | ۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی                   | ۶     | ۲/۵        | ۵     | ۷۰          |
|                           | ۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرایی ویژه فولادی                   | ۷     | ۲/۵        | ۵/۵   | ۲۰۰         |
|                           | ۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرایی ویژه فولادی                  | ۶     | ۲/۵        | ۵     | ۷۰          |
| ث- سیستم کنسولی           | ۱- سازه‌های فولادی یا بتن آرمه ویژه                                      | ۲     | ۱/۵        | ۲     | ۱۰          |



مقایسه بین ویرایش ۳ و ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰:

- به جای رابطه  $\frac{ABI}{R}$  از رابطه  $\frac{ABI}{R_u}$  باید استفاده شود:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \rightarrow \begin{matrix} \nearrow B=B_1N \\ \searrow R_u = \frac{R}{1.4} \end{matrix}$$

$$R_u = \frac{R}{1.4}$$

برای مثال برای قاب خمشی متوسط قبلاً  $R=7$  بود که طبق ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ باید از  $R_u=5$  استفاده شود.

- سوال: آیا تبدیل  $R$  به  $R_u$  به معنای افزایش در نیروی زلزله می باشد؟

پاسخ: خیر. اگر چه نیروی زلزله افزایش یافته است، ولی در عوض ترکیب بارها نیز تغییر کرده اند:

### ترکیب بار لرزه ای بر اساس ویرایش ۳

|                                                                                                                                                     |                                     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|
| ACI 318-99 آیین نامه بتن آمریکا سال ۱۹۹۹                                                                                                            | <b>1.05D + 1.275L + 1.4E</b>        |
| ACI 318 – 11 آیین نامه بتن آمریکا سال ۲۰۱۱<br>AISC 360 – 10 آیین نامه فولاد آمریکا ۲۰۱۱ (روش LRFD)<br>مبحث ۱۰ ایران (روش LRFD)                      | <b>1.2D + L + 1.4E + 0.2S</b>       |
| AISC ASD – 89 آیین نامه فولاد آمریکا ۲۰۱۱ (روش ASD)<br>مبحث ۱۰ قدیم ایران (روش ASD)<br>این روش از آیین نامه ایران حذف شده و منسوخ شده محسوب می شود. | <del><b>0.75 (D + L + 1E)</b></del> |
| ترکیب بار کنترل تنش خاک (بر اساس مبحث ۶ قدیم)                                                                                                       | <b>0.75 (D + L + 1E)</b>            |

### ترکیب بار لرزه ای بر اساس ویرایش ۴

|                                                                                                                                                                                                                                              |                                       |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|
| ACI 318-99 آیین نامه بتن آمریکا سال ۱۹۹۹                                                                                                                                                                                                     | <b>1.05D + 1.275L + 1E</b>            |
| ACI 318 – 11 آیین نامه بتن آمریکا سال ۲۰۱۱<br>AISC 360 – 10 آیین نامه فولاد آمریکا ۲۰۱۱ (روش LRFD)<br>مبحث ۱۰ ایران (روش LRFD)                                                                                                               | <b>1.2D + L + 1E + 0.2S</b>           |
| AISC ASD – 89 آیین نامه فولاد آمریکا ۲۰۱۱ (روش ASD)<br>مبحث ۱۰ قدیم ایران (روش ASD)<br>این روش از آیین نامه ایران حذف شده و منسوخ شده محسوب می شود.                                                                                          | <del><b>0.75 (D + L + 0.7E)</b></del> |
| مبحث ۹ ایران (چاپ ۱۳۹۲)<br>با توجه به اینکه در نرم افزار ETABS از ACI استفاده می شود، باید برای بتن از ترکیب بار بتن آمریکا استفاده شود (سطر دوم این جدول). حق نداریم برای طراحی از ACI استفاده کنیم و ترکیب بارها را از مبحث ۹ انتخاب کنیم. | <b>D + 1.2L + 0.84E</b>               |
| ترکیب بار کنترل تنش خاک (بر اساس بند ۶-۳-۴ مبحث ۶)<br>• برای کنترل تنش خاک بقیه ترکیب بارها نیز باید کنترل شوند.                                                                                                                             | <b>D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75S</b> |

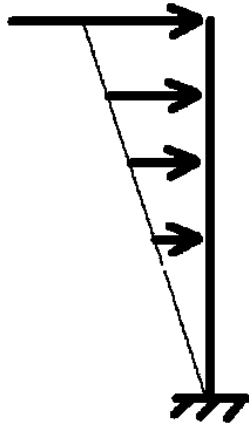
برای مثال برای قاب خمشی متوسط داریم:

$$1.2D + L + 1.4 \left( \frac{ABI}{7} \right) + 0.2S$$

↑ (ویرایش سوم) R

$$1.2D + L + 1 \left( \frac{ABI}{5} \right) + 0.2S$$

↑ (ویرایش چهارم)  $R_u$



### ویرایش ۳

۹-۳-۲ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه  $V$ ، که طبق بند ۱-۳-۲ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (9-2)$$

در این رابطه:

$F_t$ : نیروی جانبی در تراز طبقه  $i$

$W_i$ : وزن طبقه  $i$  شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۱) و نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

$h_i$ : ارتفاع تراز  $i$ ، ارتفاع سقف طبقه  $i$ ، از تراز پایه

$n$ : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

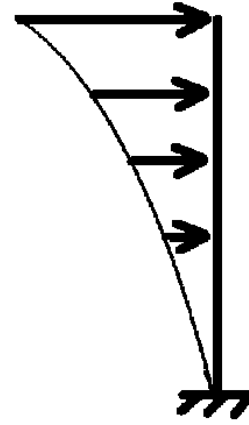
$F_t$ : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه  $n$  که به وسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_t = 0.07 TV \quad (10-2)$$

نیروی  $F_t$  نباید بیشتر از  $0.25 V$  در نظر گرفته شود و چنانچه  $T$  برابر یا کوچکتر از  $0.7$

ثانیه باشد، می‌توان آن را برابر با صفر اختیار نمود.

تبصره: در صورتی که ساختمان دارای خرپشته با وزن کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیروی  $F_t$  در تراز بام اعمال خواهد شد و در غیر این صورت، نیروی  $F_t$  در تراز سقف خرپشته اثر داده می‌شود.



### ویرایش ۴

۹-۳-۳ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه  $V_u$ ، که طبق بند (۱-۱-۳-۳) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (6-2)$$

در این رابطه:

$F_{ui}$ : نیروی جانبی در تراز طبقه  $i$

$W_i$ : وزن طبقه  $i$  شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۱-۳) و نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

$h_i$ : ارتفاع تراز سقف طبقه  $i$  از تراز پایه

$n$ : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

$k$ : ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه  $T$  از رابطه زیر به دست آورده می‌شود:

$$K = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (7-3)$$

مقدار  $K$  برای مقادیر  $T$  کوچکتر از  $0.5$  ثانیه و بزرگتر از  $2.5$  ثانیه باید به ترتیب برابر با  $1.0$  و  $2.0$  در نظر گرفته شود.

تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

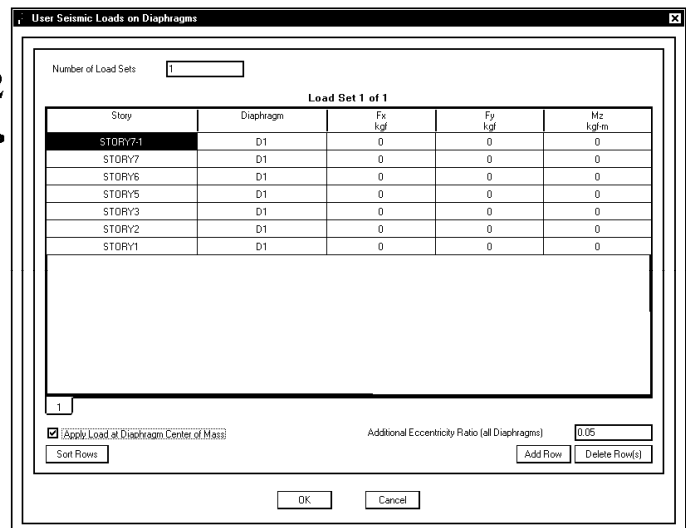
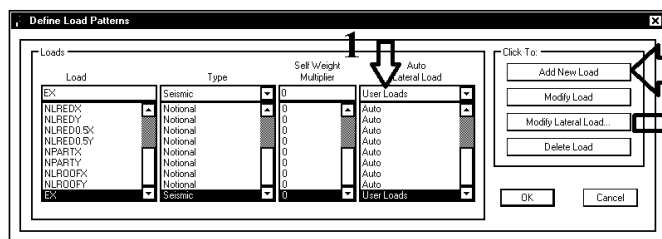
- ضریب  $K$  بر اساس رابطه ۷-۳ محاسبه می‌شود که بستگی به دوره تناوب سازه دارد.

برای محاسبه نیروی زلزله می توانید از نرم افزار Excel که برای این منظور نوشته ام استفاده نمایید. این نرم افزار را می توانید از آدرس زیر دانلود نمایید:

<http://www.hoseinzadeh.net/ebook-software.htm>

|                                      |                          |
|--------------------------------------|--------------------------|
| www.hoseinzadeh.net                  |                          |
| ویرایش چهار                          |                          |
| ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)       | 50                       |
| درجه اهمیت سازه                      | $I=0.8$                  |
| ضریب A                               | $A=0.35$                 |
| نوع زمین                             | III                      |
| سیستم سازه                           | قاب سازه یا بادبند همگرا |
| $R_u=$                               | 3.5                      |
| سازه میانقاب دارد؟                   | خیر                      |
| زمان تناوب نرم افزار ( $T_{ETABS}$ ) | 2.00                     |
| $T_0=$                               | 0.15                     |
| $T_s=$                               | 0.7                      |
| $S_0=$                               | 1.1                      |
| $S=$                                 | 1.75                     |
| $T= \text{Min}$ (تحلیلی، 1.25 تجربی) | 1.18                     |
| $N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=$             | 1.10080                  |
| $B1=(S+1)(T_s/T)=$                   | 1.63804                  |
| $B=B1*N=$                            | 1.80315                  |
| $C-\text{min}=0.12*A*I=$             | 0.0336                   |
| $C=A.B.I/R=$                         | 0.1443                   |
| $k=0.5*T+0.75=$                      | 1.3376                   |
| $C_{DRIFT}=$                         | 0.098233333              |
| $K_{DRIFT}=$                         | 1.75                     |

## ۷-۶- استفاده از User Load



## ۷-۷- استفاده از User Coefficient

|                                      |          |
|--------------------------------------|----------|
| ویرایش چهار                          |          |
| ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)       | 27.2     |
| درجه اهمیت سازه                      | $I=1$    |
| ضریب A                               | $A=0.35$ |
| نوع زمین                             | III      |
| نوع اسکلت                            | بتنی     |
| قاب خمشی                             | قاب سازه |
| $R_u=$                               | 5        |
| سازه میانقاب دارد؟                   | خیر      |
| زمان تناوب نرم افزار ( $T_{ETABS}$ ) | 5.00     |
| $T_0=$                               | 0.15     |
| $T_s=$                               | 0.7      |
| $S_0=$                               | 1.1      |
| $S=$                                 | 1.75     |
| $T= \text{Min}$ (تحلیلی، 1.25 تجربی) | 1.04     |
| $N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=$             | 1.07258  |
| $B1=(S+1)(T_s/T)=$                   | 1.84712  |
| $B=B1*N=$                            | 1.98119  |
| $C-\text{min}=0.14*A*I=$             | 0.05     |
| $k=0.5*T+0.75=$                      | 1.2711   |
| $C=A.B.I/R=$                         | 0.1387   |

مقادیر EXALL, EYALL و نیز EX و EY به ترتیب زیر تعریف می شوند.

- EXALL اثرات سه زلزله EXP, EX و EXN را همزمان منظور می کند.
- EYALL اثرات سه زلزله EYP, EY و EYN را همزمان منظور می کند.
- در تصاویر زیر فرض شده است که سیستم باربر جانبی و ضرایب زلزله در هر دو جهت X و Y یکسان می باشد.

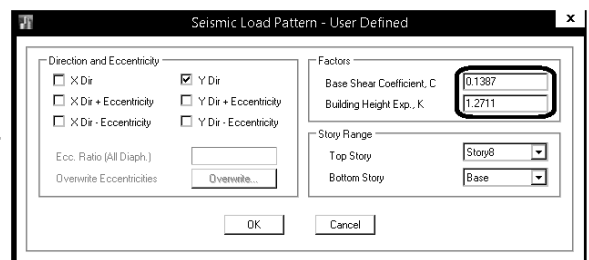
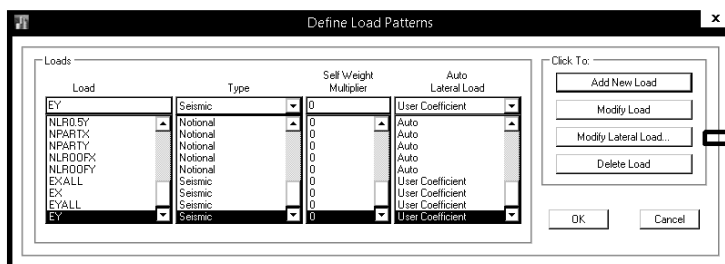
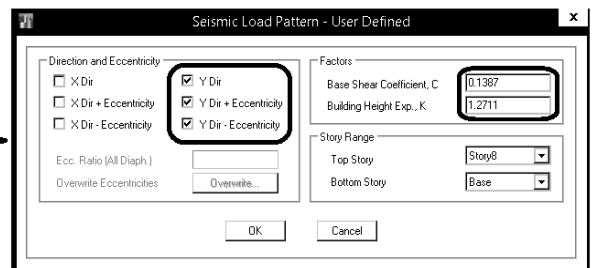
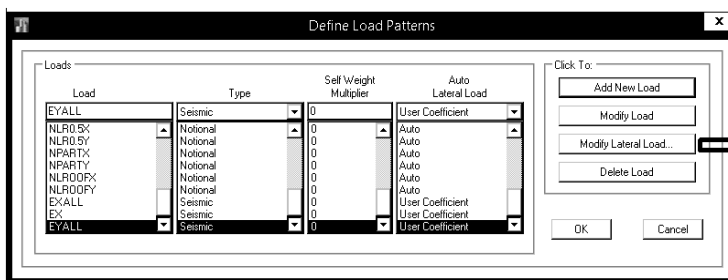
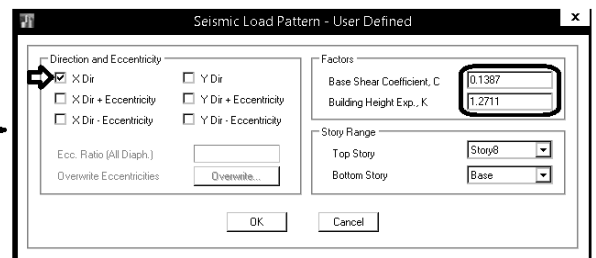
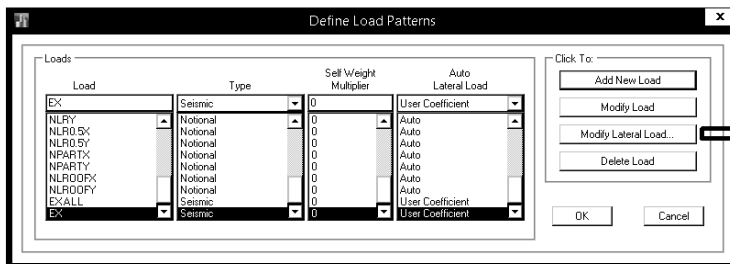
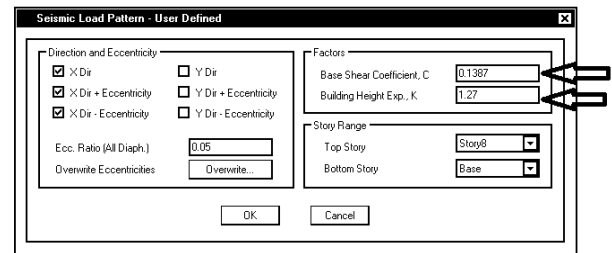
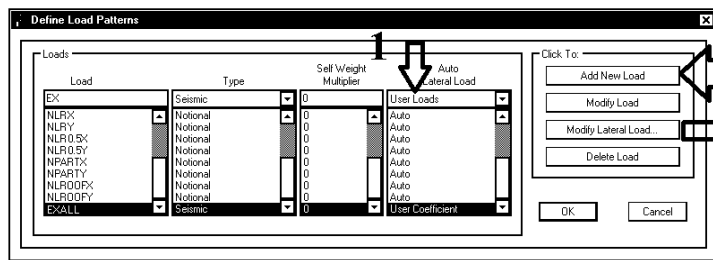
با توجه به اینکه نیروی شلاقی حذف شده است، دیگر نیازی به استفاده از UBC در تعریف نیروی زلزله نیست و به راحتی می توان با استفاده از user coefficient نیروی زلزله را تعریف کرد. برای این منظور اعداد C و K را که توسط Excel محاسبه شده است را مطابق شکل زیر وارد نمایید.

در ایتبس ۲۰۱۵ می توان زلزله های EX, EXP, EXN را همزمان تعریف کرد. در شکل زیر یک زلزله در راستای X با نام EXALL تعریف شده است و

EXALL1

X Dir

هنگام تعریف آن هر سه گزینه X Dir + Eccentricity فعال شده اند. در واقع ایتبس این زلزله را با سه نام متفاوت به صورت EXALL2 ذخیره می کند و اگر در ترکیب باری از EXALL استفاده شده باشد، آن ترکیب بار شامل سه ترکیب بار خواهد بود.



### ۷-۳-۳ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

۷-۳-۳-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱) می شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی به طبقه رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left( \frac{\Delta_{max}}{1/4 \Delta_{ave}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (9-3)$$

در این رابطه:

$\Delta_{max}$  = حداکثر تغییر مکان طبقه  $j$  که با فرض  $A_j = 1/0$  محاسبه شده است.

$\Delta_{ave}$  = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه  $j$  که با فرض  $A_j = 1/0$  محاسبه شده است.

۷-۳-۳-۴ در ساختمان های تا ۵ طبقه و یا کوتاه تر از هجده متر در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

۷-۳-۳-۱ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند (۳-۳-۶) در طبقات ساختمان ایجاد می شود، به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت پرون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید طبق بند (۳-۳-۷)، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برش ها باید اثر تغییر شکل های ایجاد شده در کف ها نیز منظور شود.

۷-۳-۳-۲ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه  $i$  در اثر نیروهای جانبی زلزله از رابطه زیر به دست می آید:

$$M_{ui} = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_{uj} \quad (8-3)$$

در این رابطه:

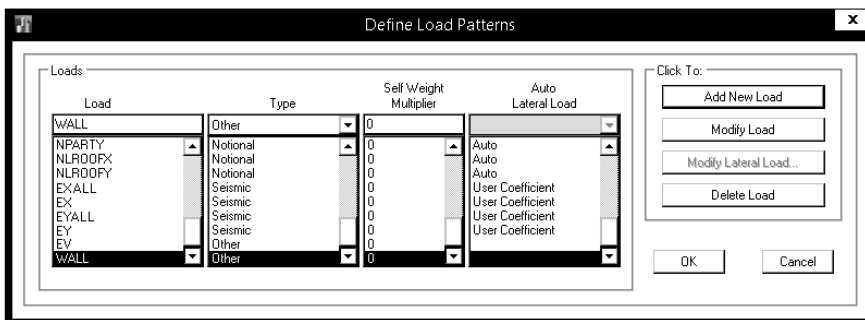
$e_{ij}$  = برون مرکزی نیروی جانبی طبقه  $j$  نسبت به مرکز سختی طبقه  $i$ ، فاصله افقی مرکز جرم طبقه  $j$  و مرکز سختی طبقه  $i$

$e_{aj}$  = برون مرکزی اتفاقی طبقه  $j$ ، موضوع بند (۳-۳-۷)

$F_{uj}$  = نیروی جانبی در تراز طبقه  $j$

### ۸-۷ بار Wall

جهت اصلاح وزن لرزه ای دیوارها و تیغه ها، یک نوع بار خاص با نام WALL تعریف می کنیم و نوع آن را Other انتخاب می کنیم:

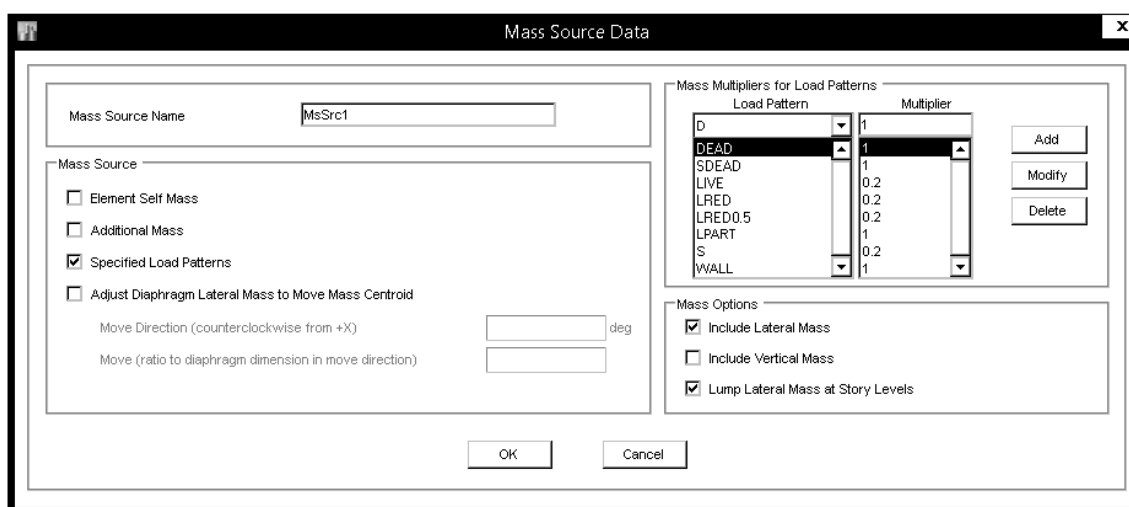
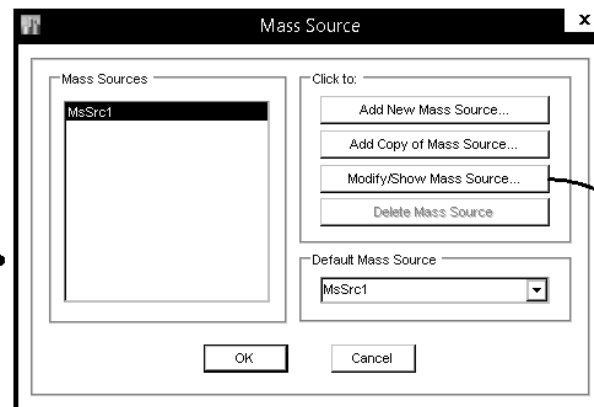
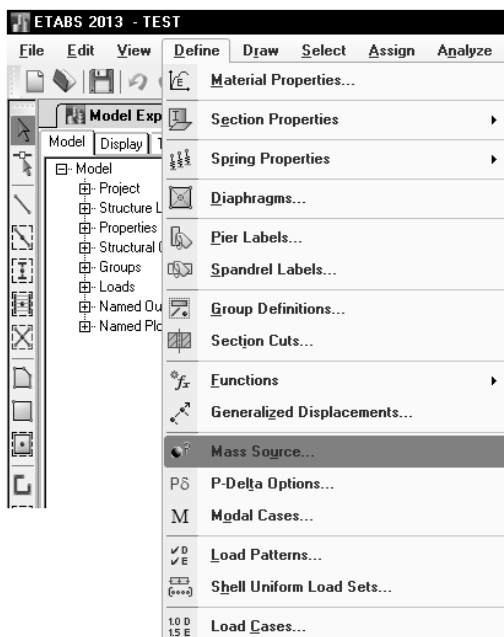


## ۹-۷- وزن لرزه ای (Mass Source)

**W:** وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف. مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

| محل بار زنده                                                      | درصد میزان بار زنده |
|-------------------------------------------------------------------|---------------------|
| بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین        | ۲۰                  |
| بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق                                  | -                   |
| ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها                    | ۲۰                  |
| پیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام | ۲۰                  |
| کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)                     | ۴۰ حداقل            |
| مخازن آب و یا سایر مایعات                                         | ۱۰۰                 |

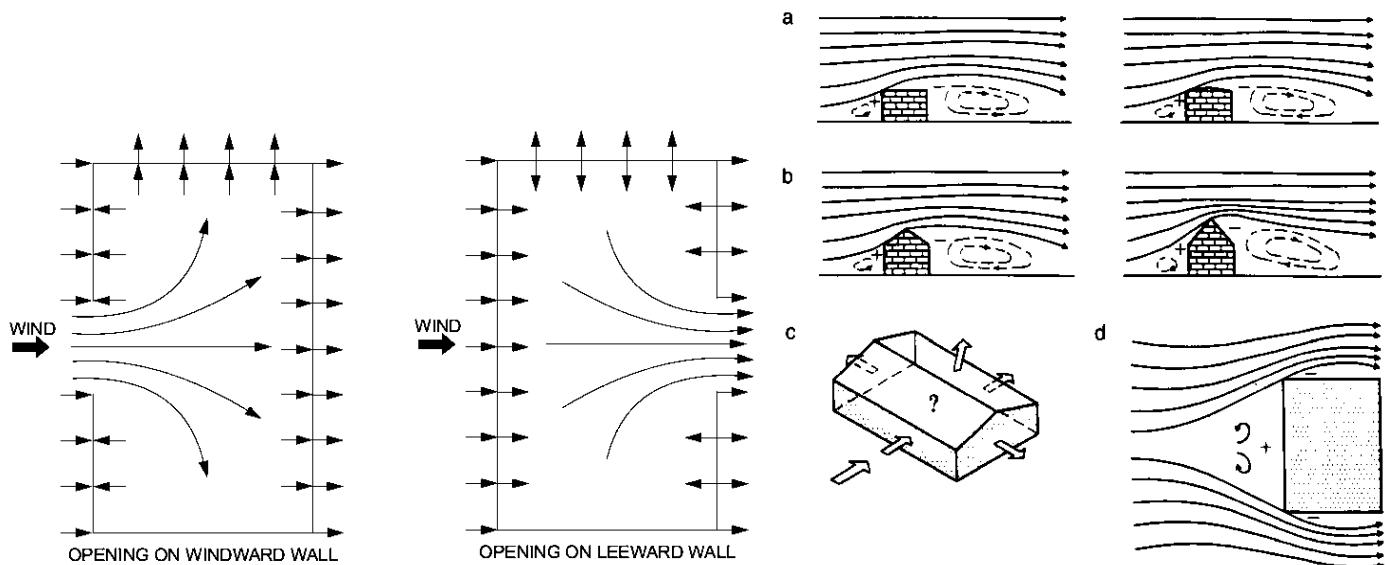


سوال: آیا می‌توان به جای اعمال PARTITION LIVE، بار LIVE و یا REDUCIBLE LIVE اعمال کرد؟ مثلاً در سازه مسکونی به جای 200 kg/m<sup>2</sup>، بار زنده را برابر 300 kg/m<sup>2</sup> وارد نمود.

پاسخ: خیر. بار تیغه بندی باید با یک نام مجزا وارد شود. علت این است که در معرفی جرم لرزه ای (Mass source) بارهای زنده مشارکت ۲۰ درصدی خواهند داشت در حالیکه مشارکت بار تیغه بندی، بر خلاف بارهای زنده، باید 100% باشد. بنابراین باید مجزا تعریف شود.

## ۷-۱۰- بار باد

- در سازه ها علاوه بر محاسبه فشار خارجی باد، باید فشار داخلی نیز محاسبه شود. این فشار بسته به چیدمان باز شو ها ممکن است موجب ایجاد فشار و یا مکش در داخل شود.
- برای محاسبه فشار باد باید هر دو فشار داخلی و خارجی محاسبه شده و با هم جمع شوند. شکل زیر اثر فشار داخلی ناشی از باد را نشان می دهد. یعنی باید بر اساس روابط زیر مقادیر  $p$  و  $p_i$  هر دو محاسبه شوند و بار نهایی وارد بر دیوار سازه از رابطه  $p_i + p$  حاصل شود.



## ۶-۱۰- بار باد

## ۶-۱۰-۲ فشار ناشی از باد بر ساختمان ها و سازه ها

فشار [خارجی] یا مکش تحت باد بر روی جز یا کل سطح یک ساختمان باید با استفاده از رابطه ذیل بدست آید.

$$p = I_w q C_e C_g C_{pi}$$

$I_w$  = ضریب اهمیت برای بار باد طبق جدول ۶-۱-۲  
 $q$  = فشار مبنای باد بخش ۶-۱۰-۳ و جدول ۶-۱۰-۲  
 $C_e$  = ضریب بادگیری طبق بند ۶-۱۰-۱  
 $C_g$  = ضریب اثر جهشی باد طبق بند ۶-۱۰-۴

(۶-۱۰-۱)

فشار خالص ناشی از باد بر یک جزء یا تمام سطح یک ساختمان از جمع جبری فشار و مکش

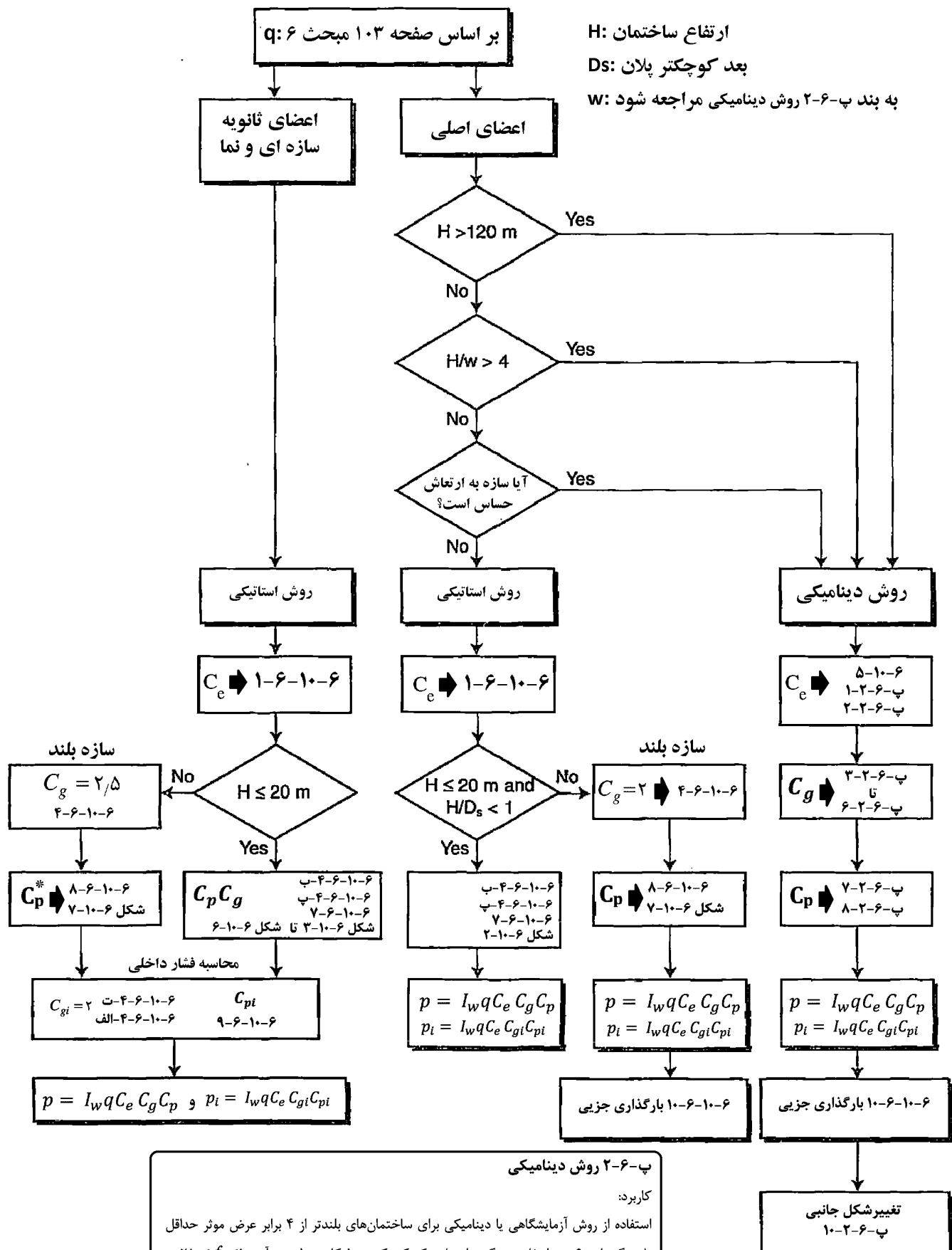
بدست می آید. فشار یا مکش [داخلی] در اثر باد از رابطه زیر بدست می آید.

$$p_i = I_w q C_e C_{gi} C_{pi}$$

$C_{gi}$  = ضریب اثر جهشی باد داخلی که طبق بند ۶-۱۰-۴ بیان شده است.  
 $C_{pi}$  = ضریب فشار داخلی

(۶-۱۰-۲)

- محاسبه بار باد سوله (ساختمان کوتاه) با بار باد سازه بلند متفاوت است. از فلوچارت صفحه بعد که بر اساس آیین نامه کانادا نوشته ام، می توانید استفاده نمایید.
- برای سوله ها (در صورت استفاده از روش استاتیکی) مقدار  $C_g C_p$  به صورت مستقیم از جداول آیین نامه ای محاسبه می شود (در ادامه این جزوه این جداول آمده است).
- برای سازه های بلند (در صورت استفاده از روش استاتیکی)، مقدار  $C_g$  برای اعضای اصلی سازه برابر ۲ می باشد و مقدار  $C_p$  نیز جداگانه بر اساس شکلهایی که در ادامه این جزوه آمده است محاسبه می شود.
- برای توضیحات بیشتر می توانید به جزوه آمادگی نظام مهندسی اینجانب در سایت hoseinzadeh.net مراجعه نمایید.



### پ-۲ روش دینامیکی

کاربرد:

استفاده از روش آزمایشگاهی یا دینامیکی برای ساختمان‌های بلندتر از ۴ برابر عرض موثر حداقل یا بزرگتر از ۶۰ متر ارتفاع و دیگر سازه‌هایی که کوچکترین فرکانس طبیعی آن  $0.125 < f_n < 1$  باشد الزامی می‌باشد. عرض موثر حداقل در رابطه زیر تعریف شده است.

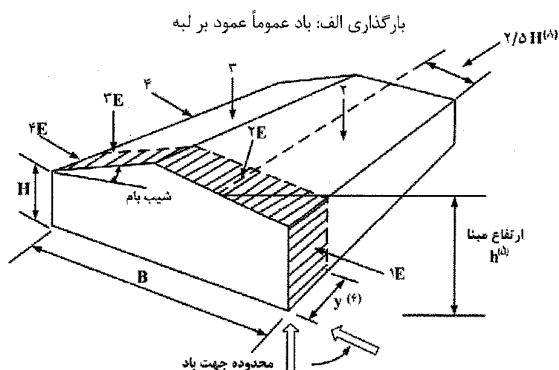
$$w = \frac{\sum h_i w_i}{h_i} \quad (پ-۲-۱)$$

که  $h_i$  ارتفاع تراز از زمین و  $w_i$  کمترین عرض ساختمان در جهت عمود بر باد در ارتفاع  $i$  است. روش‌های تجربی برای ساختمان‌هایی که فرکانس طبیعی آنها " $f_n$ " کمتر از ۰٫۲۵ هرتز است با روش‌های مناسب مانند تونل باد الزامی می‌باشد.



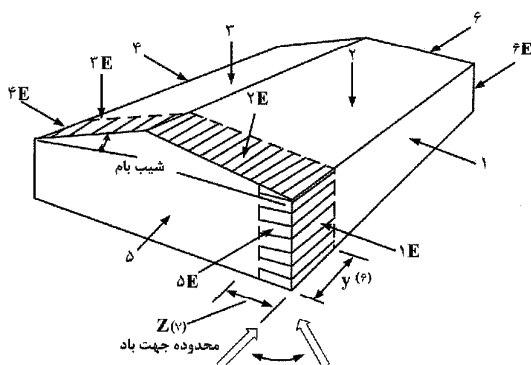
### ۳-۱-۲ محاسبه ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود و در هر عضو سازه اثر هر یک که بیشتر باشد، ملاک عمل قرار می‌گیرد. ولی رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله، مطابق نیاز سیستم سازه در کلیه اعضا الزامی است.

#### ۶-۱۰-۶ ضرایب فشار خارجی برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه



| شیب بام    | سطوح ساختمان |      |      |      |      |      |       |      |
|------------|--------------|------|------|------|------|------|-------|------|
|            | ۱            | ۱E   | ۲    | ۲E   | ۳    | ۳E   | ۴     | ۴E   |
| ۵° تا ۰°   | ۰٫۷۵         | ۱٫۱۵ | -۱٫۳ | -۲٫۰ | -۰٫۷ | -۰٫۳ | -۰٫۵۵ | -۰٫۸ |
| ۲۰°        | ۱            | ۱٫۵  | -۱٫۳ | -۲٫۰ | -۰٫۹ | -۱٫۳ | -۰٫۸  | -۱٫۲ |
| ۳۰° تا ۴۵° | ۱٫۰۵         | ۱٫۳  | -۰٫۴ | ۰٫۵  | -۰٫۸ | -۱٫۰ | -۰٫۷  | -۰٫۹ |
| ۹۰°        | ۱٫۰۵         | ۱٫۳  | ۱٫۰۵ | ۱٫۳  | -۰٫۷ | -۰٫۹ | -۰٫۷  | -۰٫۹ |

بارگذاری ب: باد عموماً موازی با لبه



| شیب بام   | سطوح ساختمان |      |      |      |      |      |       |      |      |      |       |      |
|-----------|--------------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|-------|------|
|           | ۱            | ۱E   | ۲    | ۲E   | ۳    | ۳E   | ۴     | ۴E   | ۵    | ۵E   | ۶     | ۶E   |
| ۰° تا ۹۰° | -۰٫۸۵        | -۰٫۹ | -۱٫۳ | -۲٫۰ | -۰٫۷ | -۱٫۰ | -۰٫۸۵ | -۰٫۹ | ۰٫۷۵ | ۱٫۱۵ | -۰٫۵۵ | -۰٫۸ |

شکل ۶-۱۰-۶ ضریب بیشینه مرکب فشار و باد جهشی خارجی،  $C_p C_g$ ، برای کنش‌های سازه‌ای اولیه ناشی از اثر هم زمان بار باد روی کلیه سطوح

ضرایب فشار خارجی توصیه شده برای طراحی ساختمان‌های کوتاه مرتبه در شکل ۶-۱۰-۶-۲ الی ۶-۱۰-۶-۶ ارائه شده است. این ضرایب بر اساس داده‌های به دست آمده از مطالعات تونل باد لایه مرزی می‌باشند. در موارد مختلفی، درستی این داده‌ها با اندازه‌گیری‌های مقیاس کامل صحت‌سنجی شده است. این ضرایب مبتنی بر حداکثر فشارهای باد جهشی هستند که تقریباً ۱ ثانیه به طول می‌انجامد، و در نتیجه شامل یک مقداری از ضریب اثر باد جهشی،  $C_g$  می‌باشند. بنابراین، این ضرایب نشان دهنده حاصل ضرب  $C_p C_g$  هستند. ضرایب فشار خارجی به ناحیه مربوط به المان یا عضو مشخصی که فشار باد روی آن عمل می‌کند، اعمال می‌گردد.

**ضرایب فشار جهشی خارجی** در شکل‌های ۶-۱۰-۶-۲ الی ۶-۱۰-۶-۶ برای ساختمان‌های با نسبت‌های ارتفاع به عرض کمتر از ۰٫۵ و ارتفاع مبنای کمتر از ۲۰ متر در حالتی که عرض ساختمان بعد کوچکتر پلان،  $D_g$  باشد، توصیه می‌گردد. در نبود اطلاعات بیشتر، این شکل‌ها را می‌توان برای ساختمان‌های با نسبت‌های ارتفاع به عرض کمتر از ۱ و ارتفاع مبنای کمتر از ۲۰ متر نیز به کار برد. به جز این محدودیت‌ها، باید از شکل ۶-۱۰-۶-۷ نیز استفاده شود.

شکل ۶-۱۰-۶-۲ مقادیر  $C_p C_g$  را برای سیستم مقاوم اصلی در برابر نیروی باد ساختمان‌های تحت تأثیر فشار باد در بیشتر از یک وجه، مانند قاب‌های ساختمانی، را نشان می‌دهد. توزیع بار ساده شده در شکل ۶-۱۰-۶-۲ برای نمایش هر چه نزدیک‌تر رفتارهای سازه‌ای (فشار افقی، بلندشدگی و لنگرهای قاب) از آزمایشات تونل باد بدست آمده است. این نتایج حد مجاز بارگذاری جزئی جهشی باد را که در بند ۶-۱۰-۶-۴ به آن اشاره شده است، مشخص می‌کند.

معیار کوتاه یا بلند بودن سازه

در شکل ۶-۱۰-۲:

- (۱) ساختمان باید برای کلیه جهات باد طراحی شود. هر گوشه باید به نوبه خود به عنوان گوشه رو به باد مطابق شکل‌های مربوطه، در نظر گرفته شود. برای تمامی شیب‌های بام، به بارگذاری  $A$  و بارگذاری  $B$  به عنوان دو وضعیت بارگذاری جداگانه نیاز است تا سیستم سازه‌ای، در برابر کنش‌های باد، شامل پیچش، مقاومت کند.

کلا ۸ حالت بارگذاری متفاوت خواهیم داشت.

۴ حالت بارگذاری برای حالت الف و چهار حالت بارگذاری برای حالت ب

- (۲) برای مقادیر نشان داده نشده شیب بام، ضریب  $C_p C_g$  می‌تواند به صورت خطی میانجیابی شود.

- (۳) ضرایب مثبت نشان دهنده نیروهای رو به سطح هستند، در حالی که ضرایب منفی، نیروهای دور از سطح را نشان می‌دهند.

- (۴) برای طراحی شالوده‌ها، به غیر از میل مهارهای قاب‌ها، تنها ۷۰٪ بار موثر باد در نظر گرفته می‌شود.

- (۵) ارتفاع مبنا،  $h$ ، برای محاسبه فشار، ارتفاع میانه سقف یا ۶ متر، هر کدام که بزرگتر، می‌باشد. ارتفاع پاشیب،  $H$ ، می‌تواند در صورت شیب کمتر از ۷° بام، جایگزین میانگین ارتفاع شود.

- (۶) عرض ناحیه انتهایی،  $y$ ، باید ۶m یا ۲Z هر کدام بزرگتر باشد، در نظر گرفته شود.  $Z$  ناحیه انتهایی دیوار ساختمان برای ترکیب بار  $B$  تعریف شده است. از طرف دیگر، برای ساختمان‌های با قاب، ناحیه انتهایی  $Y$  می‌تواند فاصله بین انتها و نخستین قاب داخلی باشد.

- (۷) عرض ناحیه انتهایی  $Z$  برابر ۱۰٪ کمترین بعد افقی یا ۴۰٪ ارتفاع،  $H$ ، هر کدام کمتر باشد، است. این عرض، نباید از ۴٪ بعد افقی کوچکتر یا ۱ متر اختیار شود.

- (۸) برای  $B/H < 5$  در بارگذاری  $A$ ، ضرایب منفی روی سطوح ۲،  $2E$  باید تنها روی سطحی اعمال شوند که پهنای آن از محل پاشیب رو به باد،  $2/5H$  باشد. فشار روی بقیه بام رو به باد باید به ضرایب مشخص شده برای بام پشت به باد (ضرایب مربوط به سطوح ۳،  $3E$ ) کاهش یابد.

## ۶-۱۰-۸ ضرایب فشار خارجی برای ساختمان‌های بلند مرتبه

شکل ۶-۱۰-۷ ضرایب فشار خارجی مورد استفاده برای ساختمان‌های مستطیلی در پلان، با ارتفاع،  $H$ ، بزرگتر از ۲۰ متر یا بعد کوچکتر پلان،  $D_s$ ، را در بر می‌گیرد. ضرایب به صورت ضریب فشار متوسط زمانی و فضائی،  $C_p$ ، یا صرفاً به صورت ضریب فشار محلی متوسط زمانی،  $C_{p,i}$ ، داده شده اند. ضریب فشار محلی  $C_{p,i} = \pm 0.9$ ، که در طراحی سطوح کوچک پوسته خارجی یا نما (در حدود اندازه یک پنجره) استفاده می‌شود، می‌تواند تقریباً در هر جا و در هر تراز، به جز نزدیک گوشه‌ها که  $C_{p,i}^*$  محلی برابر با  $1/2$  مناسب است، اعمال گردد.

$C_p^*$

در شکل ۶-۱۰-۷:

(۱)  $W, D$  به ترتیب نشان‌دهنده ابعاد پلان پای ساختمان در روی شالوده، در جهت باد و جهت عمود بر باد می‌باشند.

(۲) ضرایب  $C_p$  نشان داده شده رو به باد دیوار، هنگامی که جهت باد عمود بر دیوار است، قابل اعمال اند.

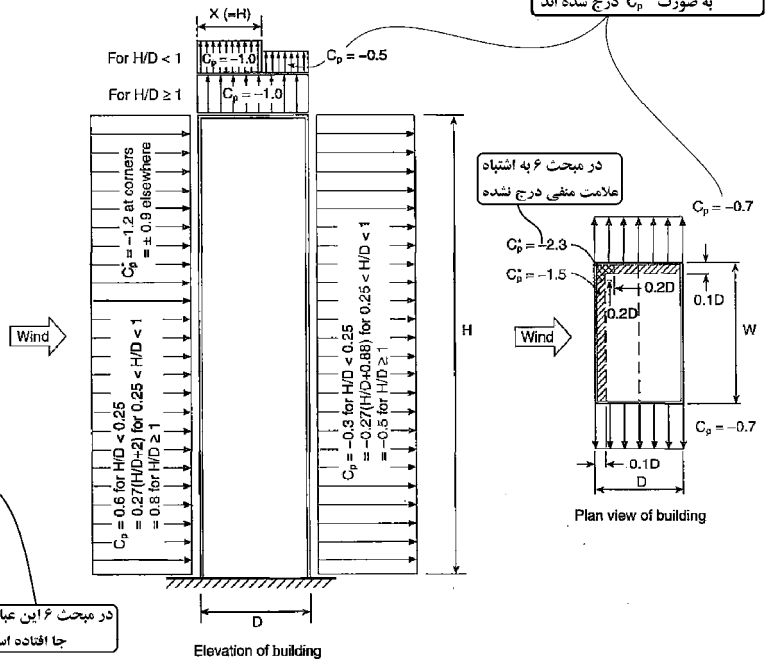
(۳) ضرایب  $C_{p,i}^*$  برای مکش‌های موضعی شدید ایجاد شده توسط وزش باد با یک زاویه کوچکی به سمت دیوار می‌باشند. این ضرایب باید برای طراحی پوسته خارجی و سطوح بام کوچک به کار روند، لیکن نباید به همراه  $C_p$  برای کل ساختمان در نظر گرفته شوند.

(۴) ترکیب فشار خارجی و داخلی باید برای دستیابی به بحرانی‌ترین حالت بارگذاری، ارزیابی شود. ضرایب فشار داخلی،  $C_{p,i}$ ، در بند ۶-۱۰-۹ ارائه شده‌اند.  $C_{p,i}^*$

(۵) ضرایب فشار نشان داده شده معمولاً برای نماهای شیشه‌ای فاقد عضو نگهدارنده قائم خمیده عمیق به کار می‌رود. در چنین نماهایی،  $C_{p,i} = -1.2$  که برای گوشه‌ها داده شده، برای ناحیه گوشه که عرض آن  $0.1D$  است، به کار می‌رود. هنگامی که عضو نگهدارنده قائم خمیده عمیق‌تر از ۱ متر روی این نماهای شیشه‌ای قرار می‌گیرند، به یک ناحیه گوشه که عرضش  $0.2D$  است، اعمال می‌گردد.  $C_{p,i}^* = -1.4$

(۶) مقدار  $C_{p,i}^*$  را برای بام‌های با جان پناه‌های محیطی بلندتر از ۱ متر، از  $-2.3$  به  $-2$  باید کاهش داد.  $C_{p,i}^* = -1.4$

(۷) در سطوح پایین‌تر بام‌های پله‌ای مسطح، ضرایب فشار مثبت مساوی با همین مقادیر برای دیوارها، برای فاصله  $b$  اعمال می‌شود (به شکل ۶-۱۰-۷). برای تعریف  $b$  رجوع شود. بخش‌هایی از دیوارها بالای بام‌های پایین‌تر، ضرایب مشابه باد دیوارهای دیگری دارند که به نحو مشابهی در برابر جریان باد چرخیده باشند.



شکل ۶-۱۰-۷ ضرایب فشار خارجی  $C_p$  و  $C_{p,i}^*$  برای ساختمانهای با بام تخت

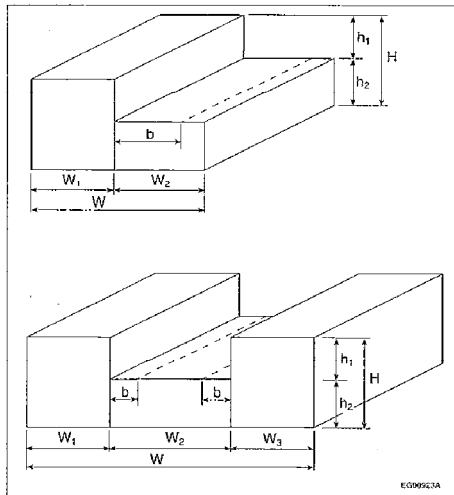
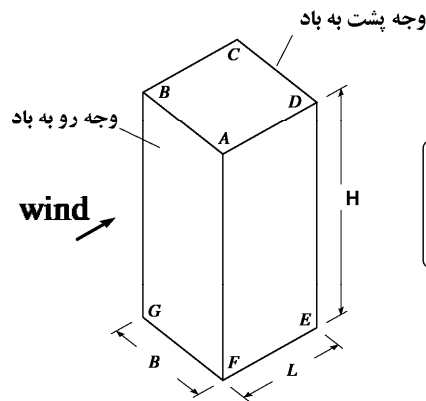


Figure 1-10  
External peak composite pressure-gust coefficients,  $C_p C_{p,i}$ , for the design of the structural components and cladding of buildings with stepped roofs

Notes to Figure 1-10:

- (1) The zone designations, pressure-gust coefficients and notes provided in Figure 1-9 apply to both the upper and lower levels of flat stepped roofs, except that on the lower levels, positive pressure-gust coefficients equal to those in Figure 1-8 for walls apply for a distance,  $b$ , where  $b$  is equal to  $1.5h$ , but not greater than  $30$  m. For all walls in Figure 1-10, zone designations and pressure coefficients provided for walls in Figure 1-8 apply.<sup>(4)(5)</sup>
- (2) Note (1) above applies only when the following conditions are met:  $h_1 \geq 0.3H$ ,  $h_1 \geq 3$  m, and  $W_1$ ,  $W_2$ , or  $W_3$  is greater than  $0.25W$  but not greater than  $0.75W$ .

این شکل فراموش شده ترجمه شود



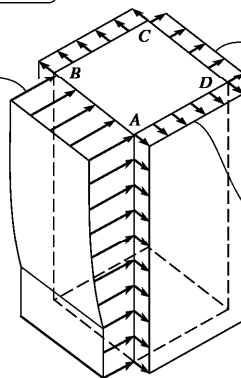
(ب) برای ساختمان‌های بلندتر،  
 $h$  برای وجه رو به باد، ارتفاع واقعی آن نقطه در بالای زمین است،  
 $h$  برای وجه پشت به باد، نصف ارتفاع ساختمان، و  
 $h$  برای بام و دیوارهای جانبی، ارتفاع ساختمان است.

زمین باز،  $C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{1/2}$ ، و حداقل برابر ۰٫۹

زمین پرتراکم،  $C_e = ۰٫۷ \left(\frac{h}{12}\right)^{1/2}$  و حداقل برابر ۰٫۷

2  $p = I_w q C_e C_g C_p$

$= 0.6$  for  $H/D < 0.25$   
 $= 0.27(H/D+2)$  for  $0.25 < H/D < 1$   
 $= 0.8$  for  $H/D \geq 1$



2  $p = I_w q C_e C_g C_p$

$= -0.3$  for  $H/D < 0.25$   
 $= -0.27(H/D+0.88)$  for  $0.25 < H/D < 1$   
 $= -0.5$  for  $H/D \geq 1$

زمین باز،  $C_e = \left(\frac{H}{2 \times 10}\right)^{1/2}$ ، و حداقل برابر ۰٫۹

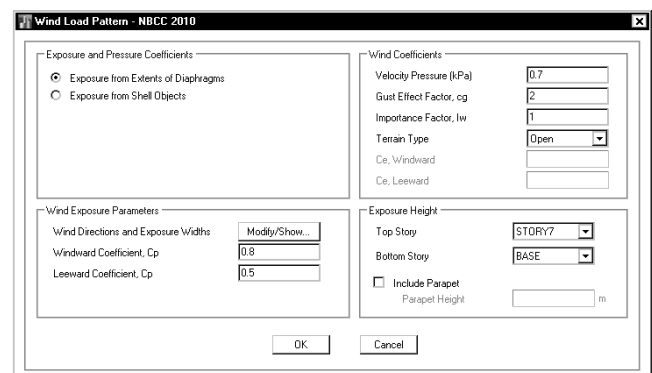
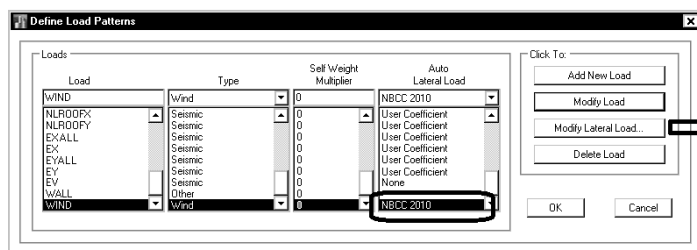
زمین پرتراکم،  $C_e = ۰٫۷ \left(\frac{H}{2 \times 12}\right)^{1/2}$  و حداقل برابر ۰٫۷

2  $p = I_w q C_e C_g C_p$

-0.7

زمین باز،  $C_e = \left(\frac{H}{10}\right)^{1/2}$ ، و حداقل برابر ۰٫۹

زمین پرتراکم،  $C_e = ۰٫۷ \left(\frac{H}{12}\right)^{1/2}$  و حداقل برابر ۰٫۷



دقت شود که استفاده از NBCC10 تنها برای سازه های بلند قابل استفاده است و بار باد سوله ها باید به صورت دستی محاسبه شود. برای سوله ها در قسمت Auto Lateral Load باید None انتخاب شود.

## ۱۱-۷ بار حرارتی و بار مربوط به فشار خاک

در صورتی که ابعاد سازه بیش از حد متعارف باشد، مطابق بند زیر باید اثرات ناشی از انقباض و انبساط طولی در سازه و بارهای مربوط به آن در نظر گرفته شود. برای چنین سازه هایی بار TEMP تعریف می شود.

### ۹-۱۲-۲ درزهای انبساط

در ساختمان هایی که طول یا عرض آنها زیاد باشد، لازم است با تعبیه درز انبساط امکان آزاد شدن تغییر شکل ها فراهم شود. فاصله بین دو درز متوالی (طول یا عرض ساختمان بین دو درز) در مناطق خشک ۲۵ متر، در مناطق معتدل ۳۵ متر و در مناطق مرطوب ۵۰ متر در نظر گرفته می شود.

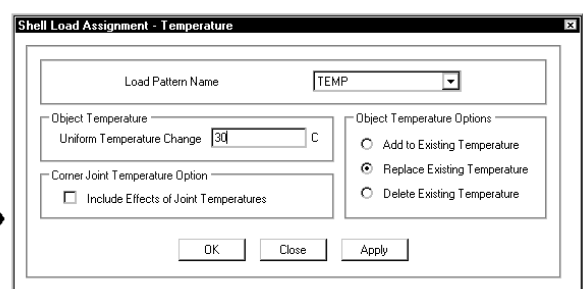
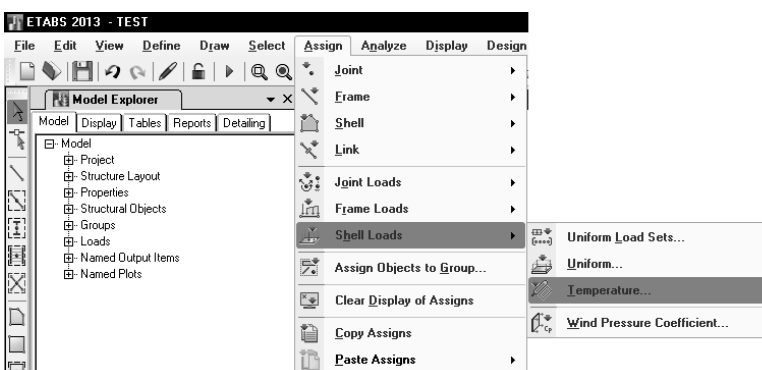
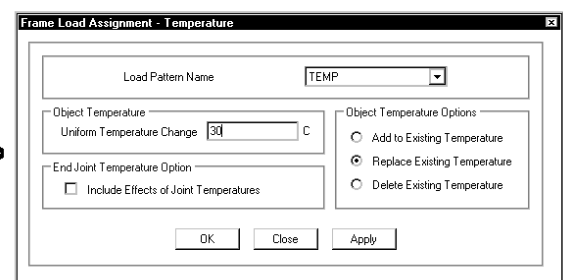
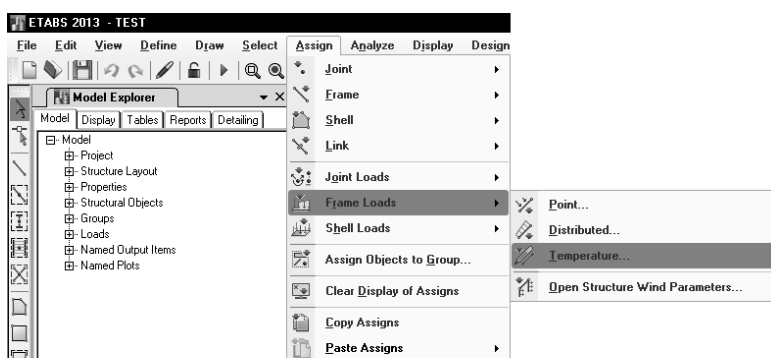
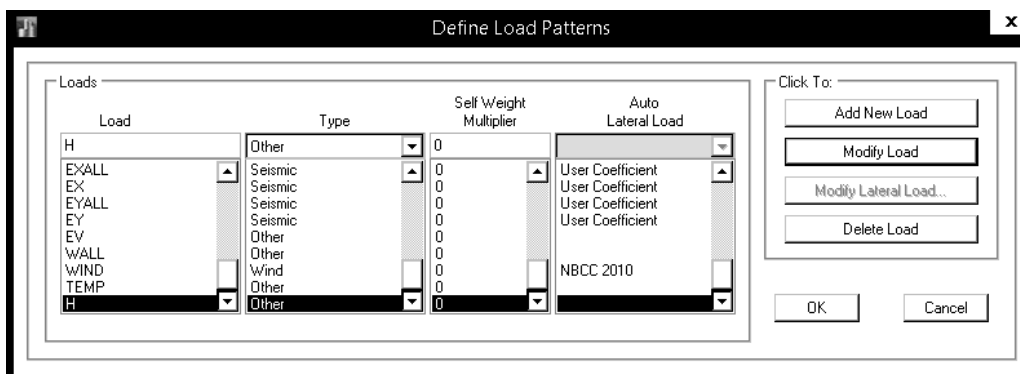
در صورت عدم امکان پیش بینی درز انبساط لازم است اثر تغییر شکل های حرارتی یا جمع شدگی بتن در تحلیل سازه منظور شود. عرض درز انبساط متناسب به تغییر شکل اجزای سازه ای از رابطه (۹-۱۲-۳) محاسبه می شود.

$$\Delta L = \alpha L \Delta T$$

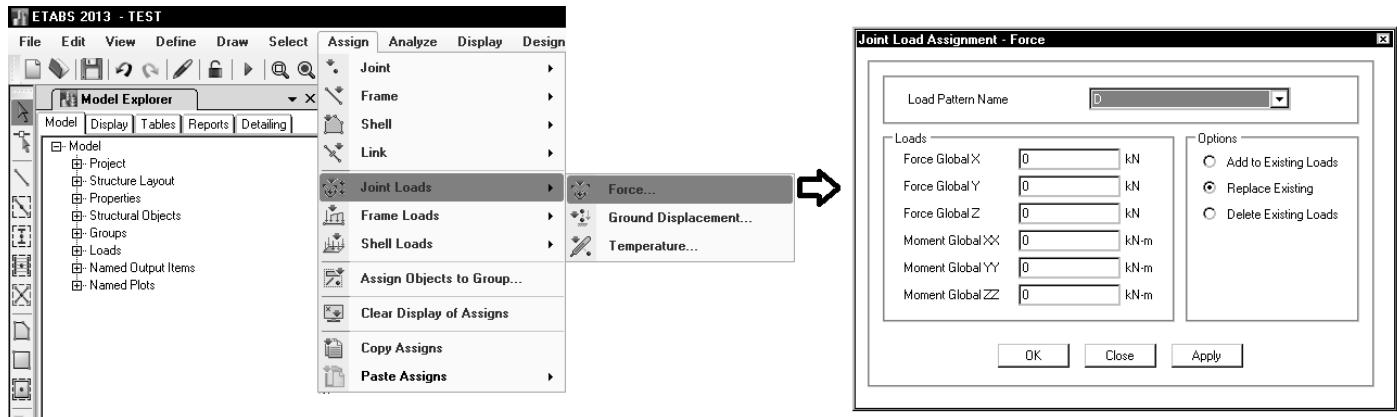
(۹-۱۲-۳)

در این رابطه،  $\alpha$  برابر با  $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  در نظر گرفته می شود. مقدار  $\Delta T$  بر حسب تغییرات درجه حرارت در هر منطقه اختیار می شود. در صورتی که آمار قابل قبول مورد نیاز برای  $\Delta T$  وجود نداشته باشد آن را برابر با  $60^\circ\text{C}$  درجه سلسیوس بر حسب حداقل  $30^\circ\text{C}$  و حداکثر  $30^\circ\text{C}$ ، در نظر گرفته می شود. این مقدار لازم است ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان را برای درز انقطاع نیز تأمین نماید.

همچنین در مواردی که فشار خاک زیرزمین بر سازه وارد می شود، بار مربوط به فشار خاک (H در شکل زیر) باید تعریف شود.



## ۱۲-۷- اعمال بارهای گرهی



## ۱۲-۷-۱- بار آسانسور

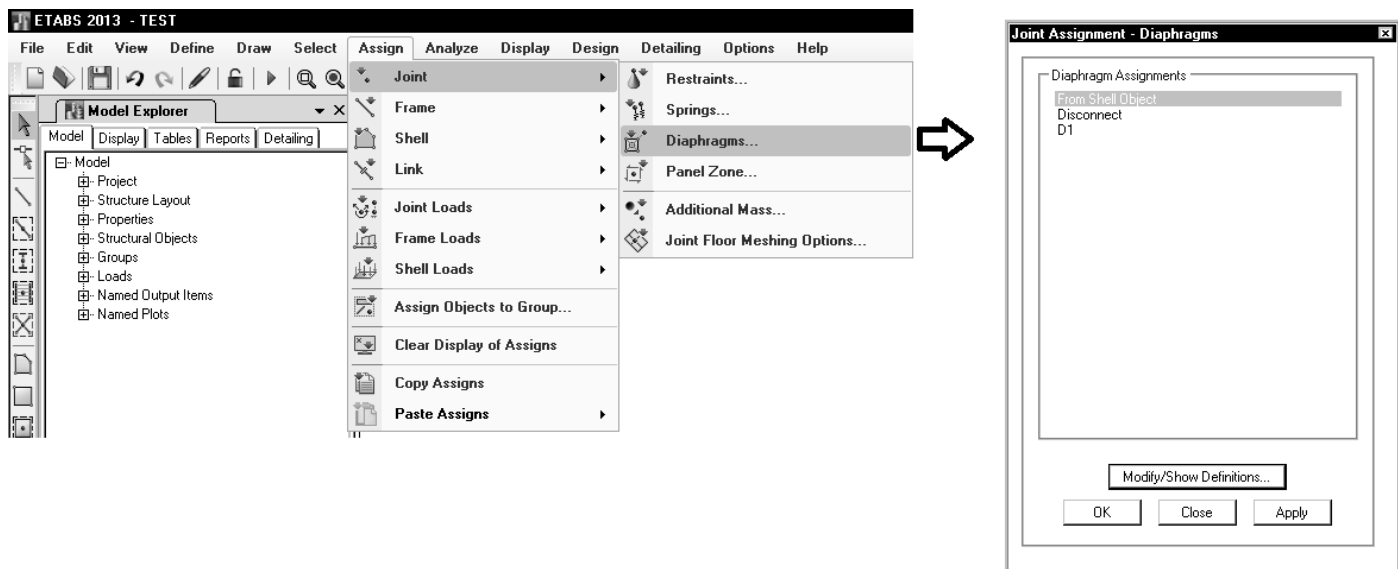
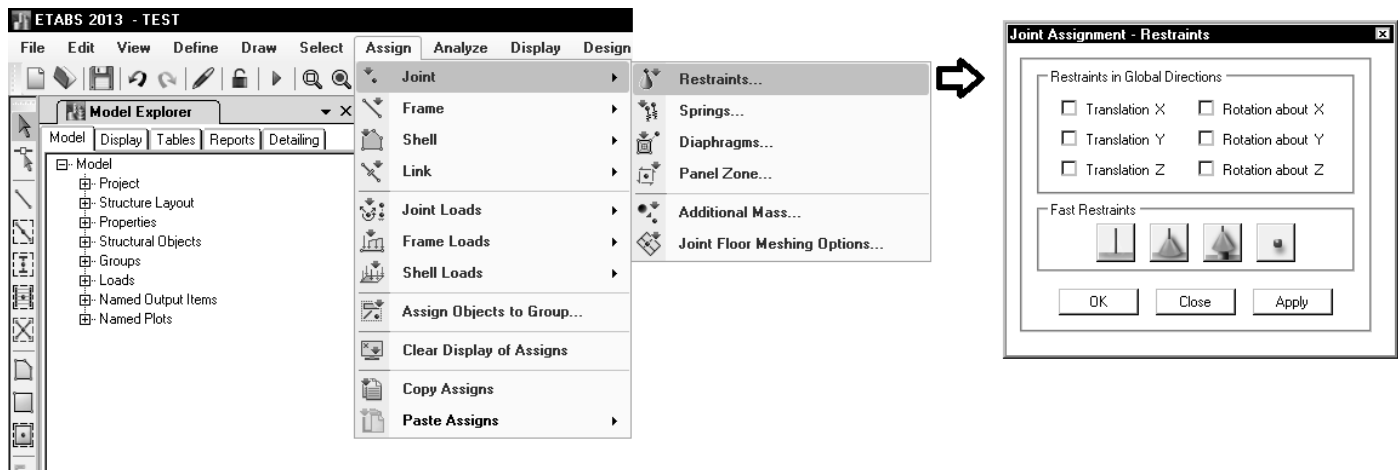
ادامه جدول ۶-۵-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت  $L_0$  و بار زنده متمرکز کفها

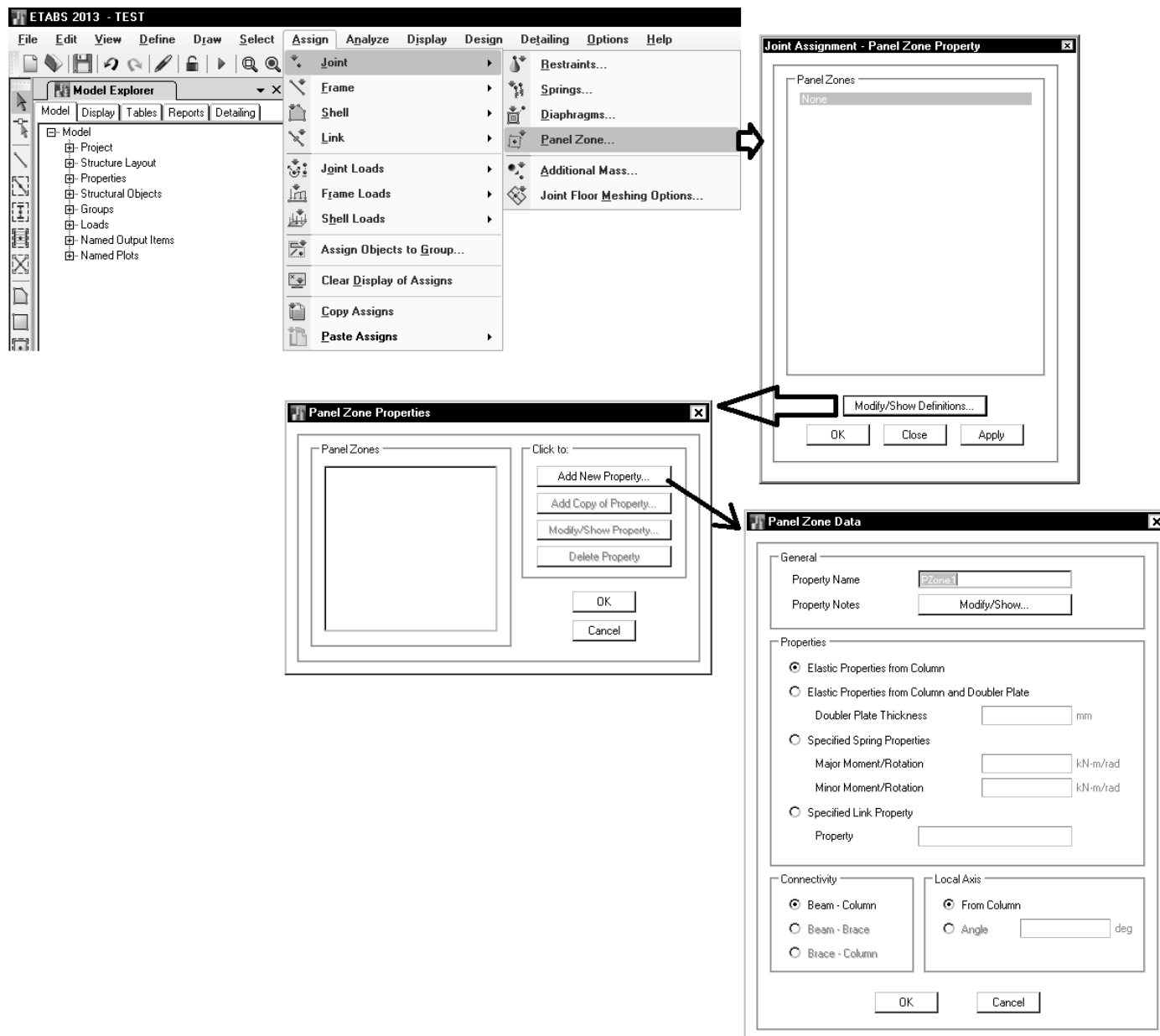
| ردیف  | نوع کاربری          | بار گسترده<br>کیلونیوتن بر مترمربع | بار متمرکز<br>کیلونیوتن                                         |
|-------|---------------------|------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| ۱۱-۱۲ | اتاق آسانسور        | ۳/۶                                | ۱/۳ (بروی<br>سطحی<br>برابر با<br>۵۰×۵۰<br>میلی متر<br>وارد شود) |
| ۱۲-۱۲ | هرگونه ساختمان دیگر | ۱                                  |                                                                 |

| سازمان نظام مهندسی استان تهران - دفتر کنترل ساختمان |                             |                                              |  |
|-----------------------------------------------------|-----------------------------|----------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| گردآوری و تنظیم: حسین صفرموانلو                     |                             | دفتر راهبردی نجات محاربه و نشت و نشت های ماز |                                                                                       |
| شماره مدرک: CTL-STR-CMSTK-001-R2                    | زمان اولین بازنگری: آبان ۸۷ | صفحه: ۲۶                                     | شماره بازنگری: ۲                                                                      |
|                                                     |                             |                                              | زمان بازنگری: آذر ۸۷                                                                  |

۱۱. بار آسانسور و پله ها به نحو مناسبی به تکیه گاه های مربوطه اعمال شود. حداقل بار آسانسور برابر ۱/۵ تن و با اعمال ضریب ضربه ۲ در نظر گرفته شود.

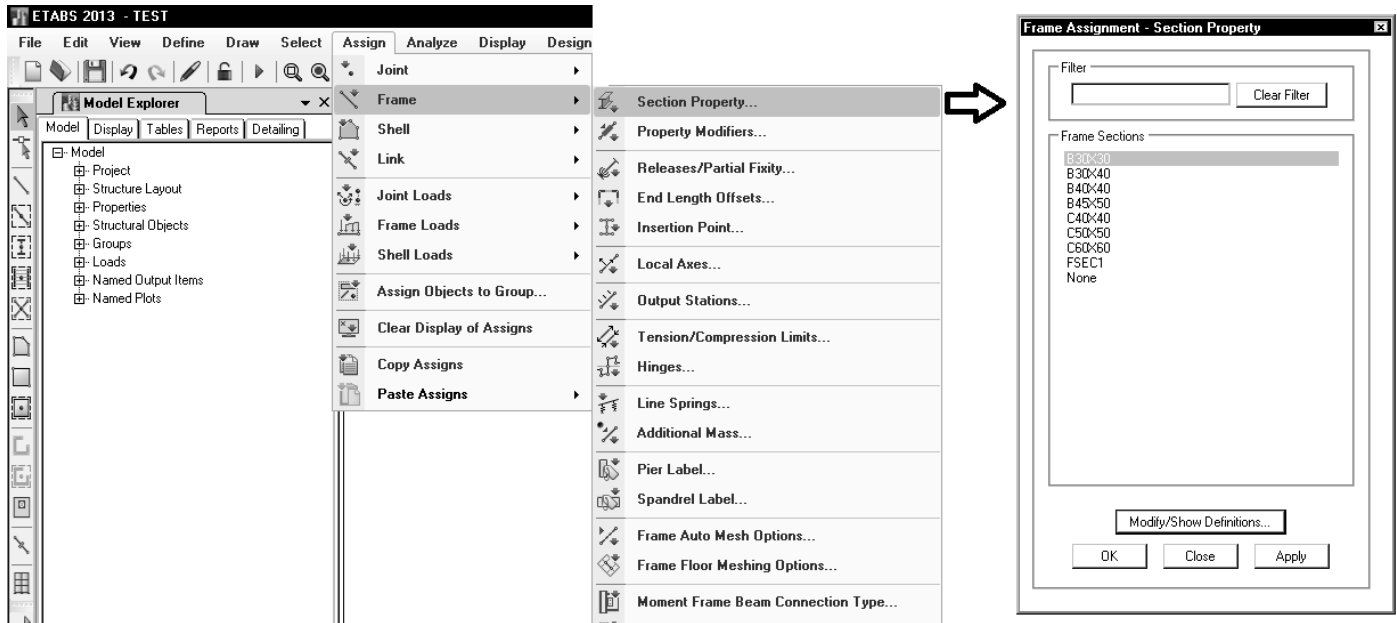
# Assign – Joint/Point بررسی منوی



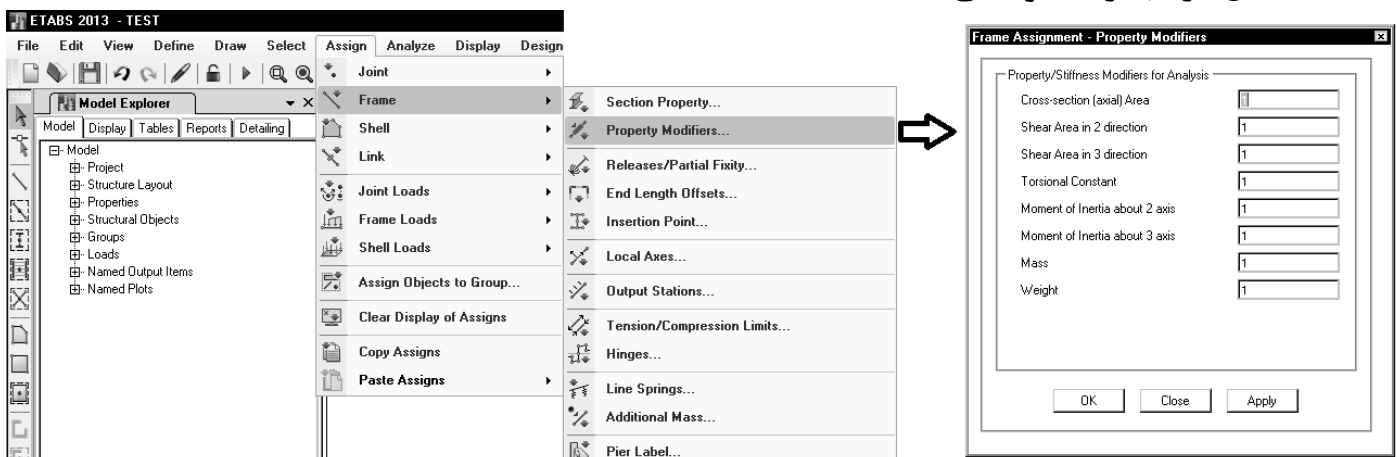


## ۱۴-۷- بررسی منوی Assign - frame/Line

## ۱۴-۷-۱- تغییر مقطع عضو



## ۱۴-۷-۲- اعمال ضرایب ترک خوردگی



در تحلیل سازه و استخراج نیروهای داخلی جهت طراحی اعضا باید سختی خمشی مقاطع بتنی (طبق مبحث ۹) کاهش یابد:

## ۹-۱۳-۴- اثر ترک خوردگی

در تحلیل سازه باید سختی خمشی و پیچشی اعضای ترک خورده به نحو مناسب محاسبه و منظور گردد. اثر ترک خوردگی با توجه به تغییر شکل‌های محوری و خمشی و آثار دراز مدت باید محاسبه شود. در غیاب محاسبات دقیق برای منظور کردن اثر ترک خوردگی می‌توان:

- در قاب‌های مهار نشده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل  $0.35$  و  $0.7$  برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.
- در قاب‌های مهار شده سختی خمشی تیرها و ستون‌ها را به ترتیب معادل  $0.5$  و  $1$  برابر سختی خمشی مقطع ترک نخورده آنها منظور نمود.
- سختی خمشی دیوارها در هر دو جهت را در صورتی که ترک خورده باشند  $0.5$  و در غیر این صورت  $0.7$  برابر سختی خمشی مقطع کل منظور نمود.

در رابطه با سختی پیچشی اعضا می‌توان طبق توصیه زیر، از ضریب  $0.15$  برای تیرها استفاده نمود.

تغییر سختی پیچشی بیشتر بر تیرهایی تاثیر دارد که تیر فرعی به آنها متصل است و یا پیچش نامعین تحمل می‌کنند.



بنابراین می توان ابتدا برای کلیه تیرها این سختی را برابر یک در نظر گرفت و سپس تنها برای تیرهایی که تیر فرعی به آنها متصل است و یا پیچش نامعین تحمل می کنند، این ضریب را اعمال کرد تا پیچش وارد بر آنها کاهش یابد.

|                                                     |                             |                                              |                                                                                     |
|-----------------------------------------------------|-----------------------------|----------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| سازمان نظام مهندسی استان تهران - دفتر کنترل ساختمان |                             |                                              |  |
| گردآوری و تنظیم: حسین صفرمروانی                     |                             | دفتر برنامه های نکات محاسبات و نقشه های سازه |                                                                                     |
| صفحه: ۳۰                                            | زمان اولین بازنگری: آبان ۸۷ | شماره مدرک: CTL-STR-CMSTK-001-R3             | شماره بازنگری: ۳                                                                    |
|                                                     |                             |                                              | زمان بازنگری: دی ۸۷                                                                 |

## ۹- نکات مهم در فایل مدل کامپیوتری سازه های بتنی

۱. در مورد شکل پذیری تیرها و ستونها، رعایت موارد ذیل ضروری است:

الف) شکل پذیری ستونها و تیرهای اصلی (تیرهایی که از هر دو طرف به ستون متصل هستند) با توجه به شکل پذیری فرض شده برای سیستم باربر جانبی (شکل پذیر معمولی، متوسط و زیاد) تعیین شود.  
(Sway ordinary, Sway intermediate, Sway special)  
ب) شکل پذیری تیرهای کنسول و تیرهای فرعی (تیرهایی که از یک طرف یا هر دو طرف به تیر متصل هستند) از نوع شکل پذیر معمولی (sway ordinary) تعیین شود.

۲. برای در نظر گرفتن اثر ترک خوردگی در تیرها و ستونها، بتنی، به نکات زیر توجه شود:

الف) برای تحلیل و طراحی سازه و کنترل "تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح" ضرائب ترک خوردگی سختی خمشی ستونها در هر دو جهت برابر  $0/7$  و برای تیرها برابر  $0/35$  در نظر گرفته شود. همچنین برای تیرها ضریب ترک خوردگی سختی پیچشی، طبق ضوابط تفسیر آیین نامه بتن ایران، برابر  $0/15$  اعمال گردد. این ضریب باعث کاهش قابل توجه لنگر پیچشی وارد بر تیرها شده و سهولت بیشتری در طراحی آرماتور پیچشی و برشی تیر ایجاد مینماید.

ب) برای محاسبه زمان تناوب تحلیلی سازه (در صورت نیاز به استفاده از آن) ضرائب ترک خوردگی سختی خمشی ستونها در هر دو جهت برابر  $1/0$  و برای تیرها برابر  $0/5$  در نظر گرفته شود. در صورتی که از زمان تناوب تحلیلی سازه برای محاسبه برش پایه کنترل تغییر مکان جانبی (طبق تبصره بند ۶-۷-۳-۲-۴ میحث ششم) استفاده شود، نحوه محاسبه برش پایه و ریز محاسبات آن نیز در دفترچه محاسبات ذکر گردد. توجه شود که در صورت استفاده از زمان تناوب تحلیلی در کنترل تغییر شکل، اگر مقدار زمان تناوب تحلیلی سازه بیش از  $0/7$  ثانیه باشد، مقدار مجاز تغییر شکل جانبی نسبی طرح به  $0/2$  محدود گردد. (حتی اگر زمان تناوب تجربی سازه کمتر از  $0/7$  ثانیه باشد)

پ) برای محاسبه "تغییر مکان جانبی نسبی بهره برداری" تحت اثر زلزله سطح بهره برداری، ضرائب ترک خوردگی سختی خمشی ستونها در هر دو جهت برابر  $1/0$  و برای تیرها برابر  $0/5$  در نظر گرفته شود.  
۳. کلیه اتصالات در سازه های بتنی یکپارچه باید از نوع گیردار باشد و اتصال مفصلی مجاز نیست. جهت کاهش لنگر پیچشی وارد بر تیرهای بتنی، طبق ضوابط تفسیر آیین نامه بتن ایران، ضریب اصلاح سختی پیچشی برابر  $0/15$  بر کلیه تیرها اعمال گردد. این ضریب باعث کاهش قابل توجه لنگر پیچشی وارد بر تیرها شده و سهولت بیشتری در طراحی آرماتور پیچشی و برشی تیر ایجاد می نماید.

کاهش وزن و جرم حجمی مصالح در فایل سازه قابل پذیرش نیست. اصولاً کاهش وزن فقط برای تیرهای بتنی (جهت حذف وزن قسمت مشترک با دالها) قابل توجیه است که باید از گزینه weight property modifier یا mass property modifier استفاده شود و ریز محاسبات آن نیز در دفترچه محاسبات ذکر شود. لیکن به طور کلی توصیه اکید می شود برای در نظر گرفتن اثرات بارهای مرده پیش بینی نشده، از کاهش وزن اسکلت صرف نظر شود.

قابهای خمشی بتنی مهار نشده جهت تحلیل سازه (محاسبه نیروهای داخلی و تغییر مکانها):

## Beam

## Column

**Analysis Property Modification Factors**

Property Modifiers

|                                |      |
|--------------------------------|------|
| Cross-section (axial) Area     | 1    |
| Shear Area in 2 direction      | 1    |
| Shear Area in 3 direction      | 1    |
| Torsional Constant             | 1    |
| Moment of Inertia about 2 axis | 1    |
| Moment of Inertia about 3 axis | 0.35 |
| Mass                           | 0.85 |
| Weight                         | 0.85 |

OK Cancel

**Analysis Property Modification Factors**

Property Modifiers

|                                |     |
|--------------------------------|-----|
| Cross-section (axial) Area     | 1   |
| Shear Area in 2 direction      | 1   |
| Shear Area in 3 direction      | 1   |
| Torsional Constant             | 1   |
| Moment of Inertia about 2 axis | 0.7 |
| Moment of Inertia about 3 axis | 0.7 |
| Mass                           | 1   |
| Weight                         | 1   |

OK Cancel

قابهای خمشی بتنی مهارشده جهت تحلیل سازه (محاسبه نیروهای داخلی و تغییر مکانها):

## Beam

## Column

**Analysis Property Modification Factors**

Property Modifiers

|                                |      |
|--------------------------------|------|
| Cross-section (axial) Area     | 1    |
| Shear Area in 2 direction      | 1    |
| Shear Area in 3 direction      | 1    |
| Torsional Constant             | 1    |
| Moment of Inertia about 2 axis | 1    |
| Moment of Inertia about 3 axis | 0.5  |
| Mass                           | 0.85 |
| Weight                         | 0.85 |

OK Cancel

**Analysis Property Modification Factors**

Property Modifiers

|                                |   |
|--------------------------------|---|
| Cross-section (axial) Area     | 1 |
| Shear Area in 2 direction      | 1 |
| Shear Area in 3 direction      | 1 |
| Torsional Constant             | 1 |
| Moment of Inertia about 2 axis | 1 |
| Moment of Inertia about 3 axis | 1 |
| Mass                           | 1 |
| Weight                         | 1 |

OK Cancel

در هنگام تعیین دوره تناوب سازه (جهت محاسبه نیروی زلزله) طبق استاندارد ۲۸۰۰ و مبحث ۶، ممان اینرسی اعضای بتنی باید به شرح زیر اصلاح شوند:

**تبصره ۲:** در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی، به منظور در نظر گرفتن سختی مؤثر در اثر ترک خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع برای تیرها  $I_g \cdot 0.5$  و برای ستونها و دیوارها  $I_g$  منظور شود.  $I_g$  ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. این مقادیر  $1/5$  برابر مقادیر مندرج در بند ۶-۷-۳-۲-۶ برای مقاطع ترک خورده است.

قابهای خمشی بتنی مهارشده و مهارنشده جهت تعیین دوره تناوب سازه:

## Beam

## Column

**Analysis Property Modification Factors**

Property Modifiers

|                                |      |
|--------------------------------|------|
| Cross-section (axial) Area     | 1    |
| Shear Area in 2 direction      | 1    |
| Shear Area in 3 direction      | 1    |
| Torsional Constant             | 1    |
| Moment of Inertia about 2 axis | 1    |
| Moment of Inertia about 3 axis | 0.5  |
| Mass                           | 0.85 |
| Weight                         | 0.85 |

OK Cancel

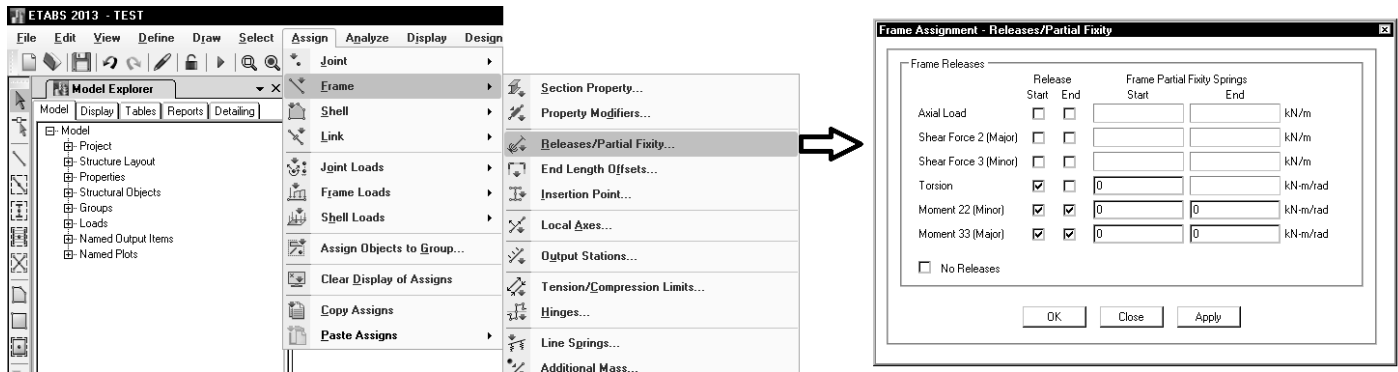
**Analysis Property Modification Factors**

Property Modifiers

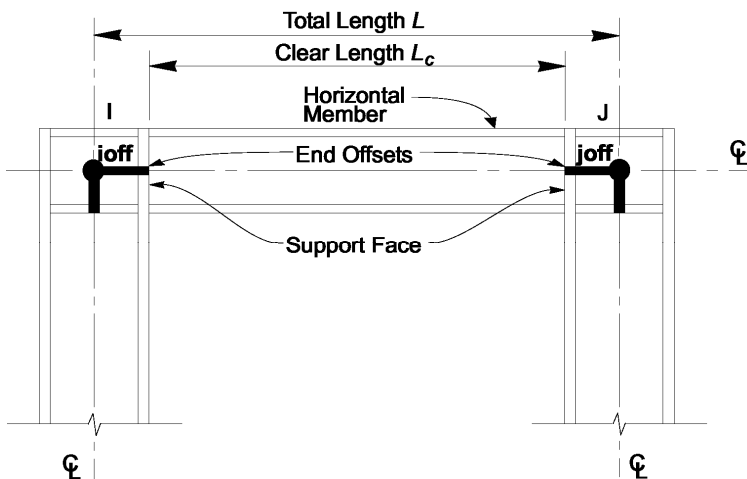
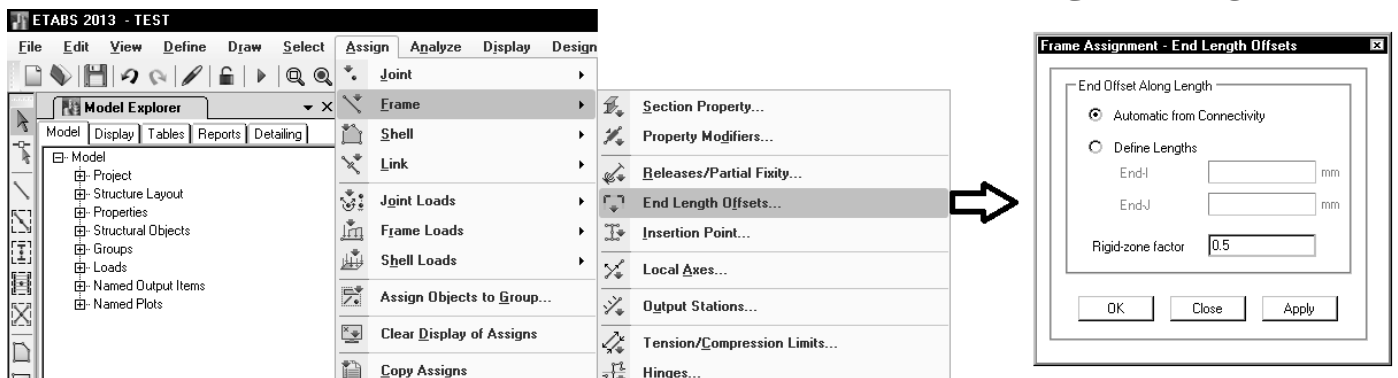
|                                |   |
|--------------------------------|---|
| Cross-section (axial) Area     | 1 |
| Shear Area in 2 direction      | 1 |
| Shear Area in 3 direction      | 1 |
| Torsional Constant             | 1 |
| Moment of Inertia about 2 axis | 1 |
| Moment of Inertia about 3 axis | 1 |
| Mass                           | 1 |
| Weight                         | 1 |

OK Cancel

## ۷-۱۴-۳- تعریف مفصل در انتهای عضو

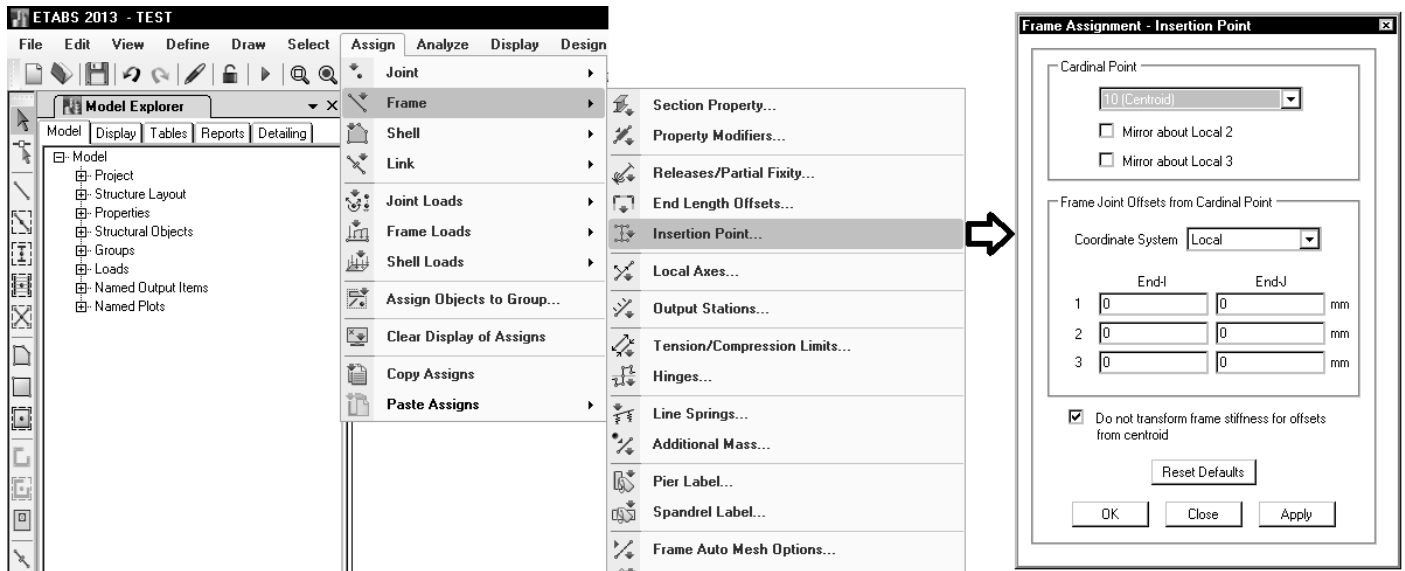


## ۷-۱۴-۴- اصلاح اتصال انتهایی اعضا

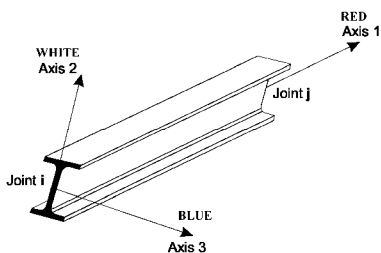
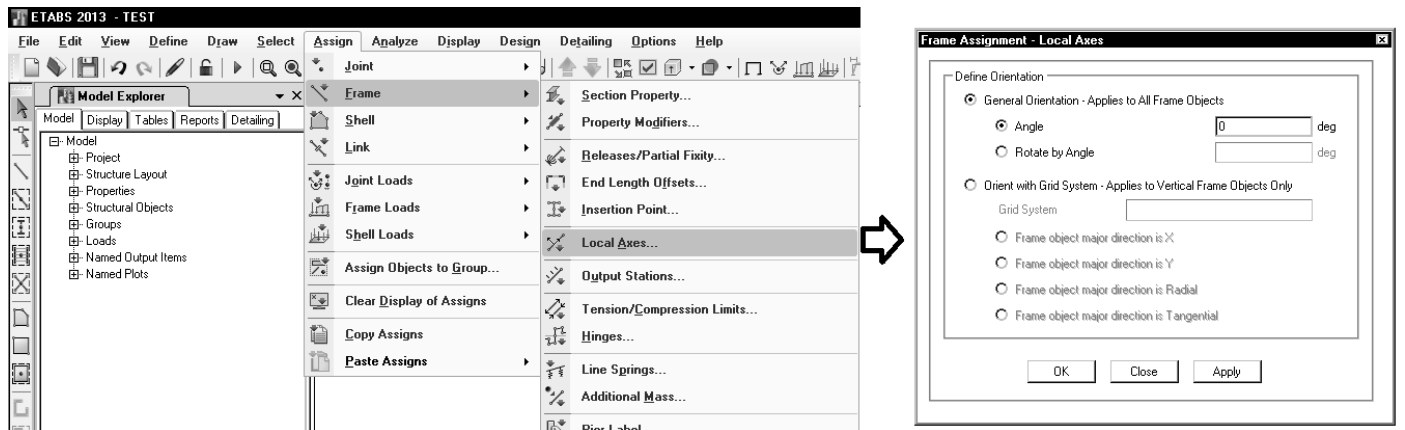


The default value for **rigid** is zero. The maximum value of unity would indicate that the end offsets are fully rigid. You must use engineering judgment to select the appropriate value for this parameter. It will depend upon the geometry of the connection, and may be different for the different elements that frame into the connection. Typically the value for **rigid** would not exceed about 0.5.

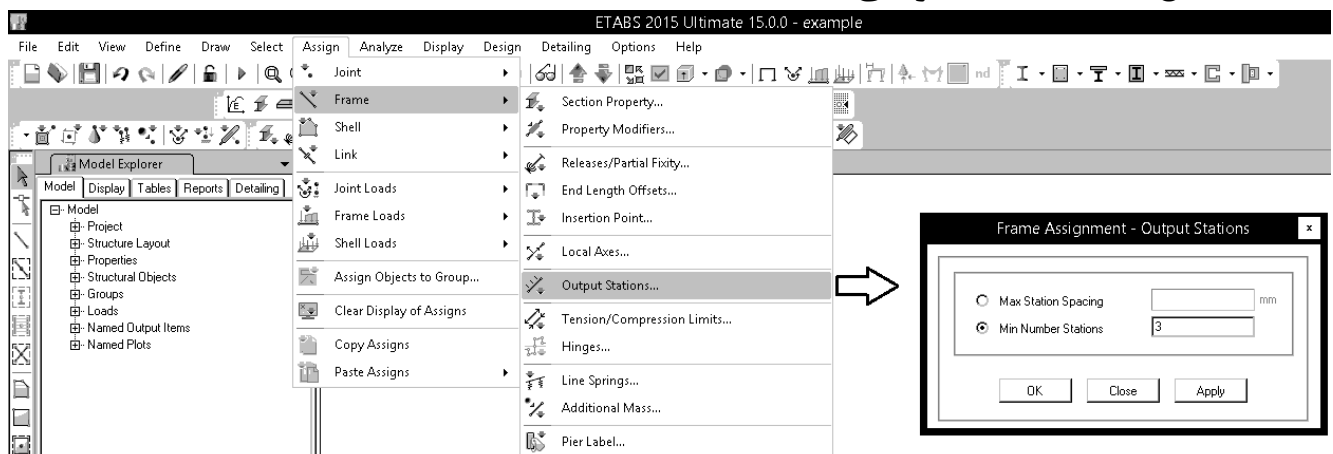
## ۷-۱۴-۵- تغییر موقعیت قرار گیری اعضا نسبت به آکس آنها



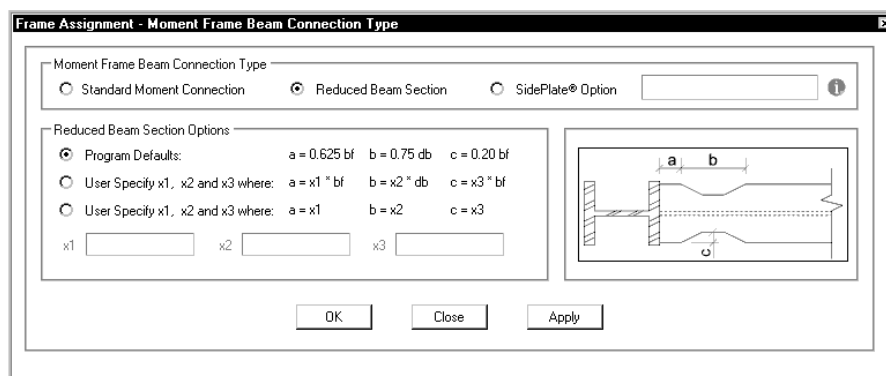
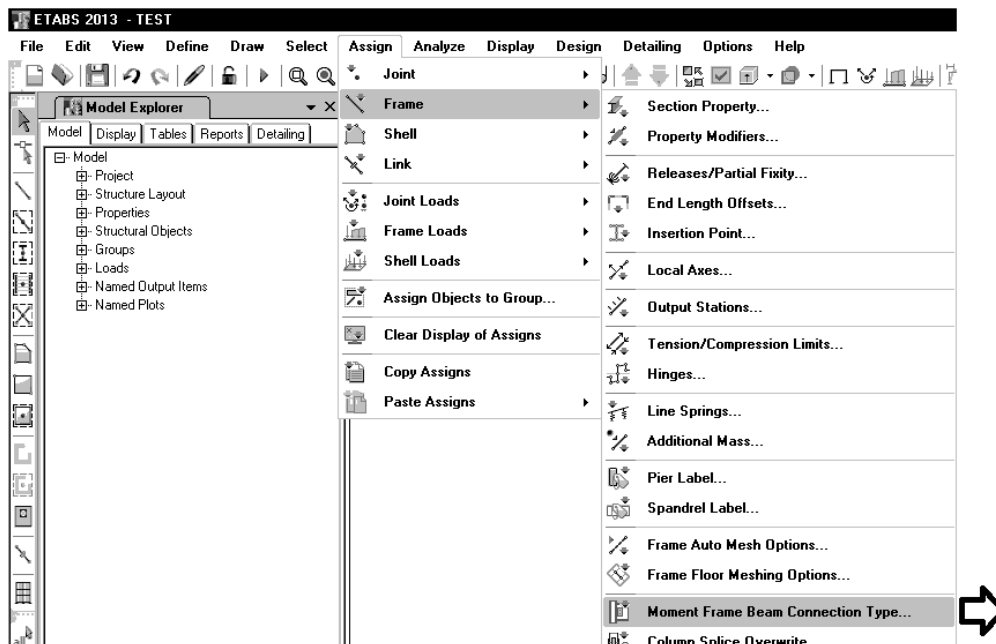
## ۷-۱۴-۶- مختصات محلی عضو



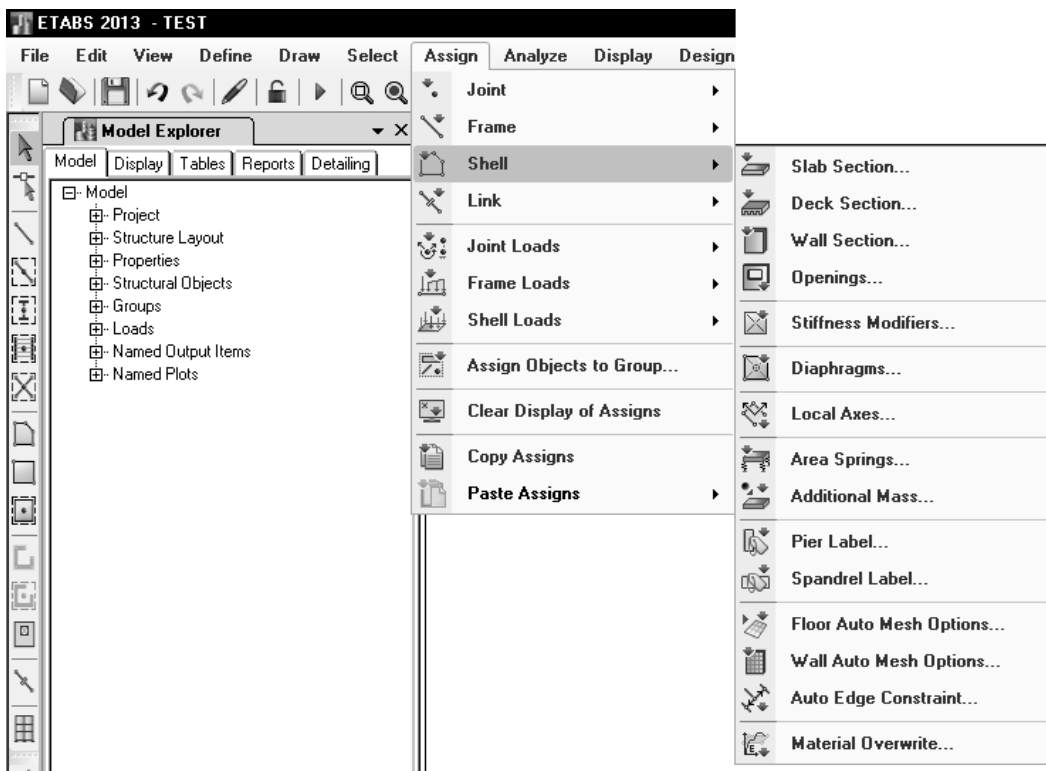
## ۷-۱۴-۷- تعیین تعداد ایستگاههای خروجی در اعضا



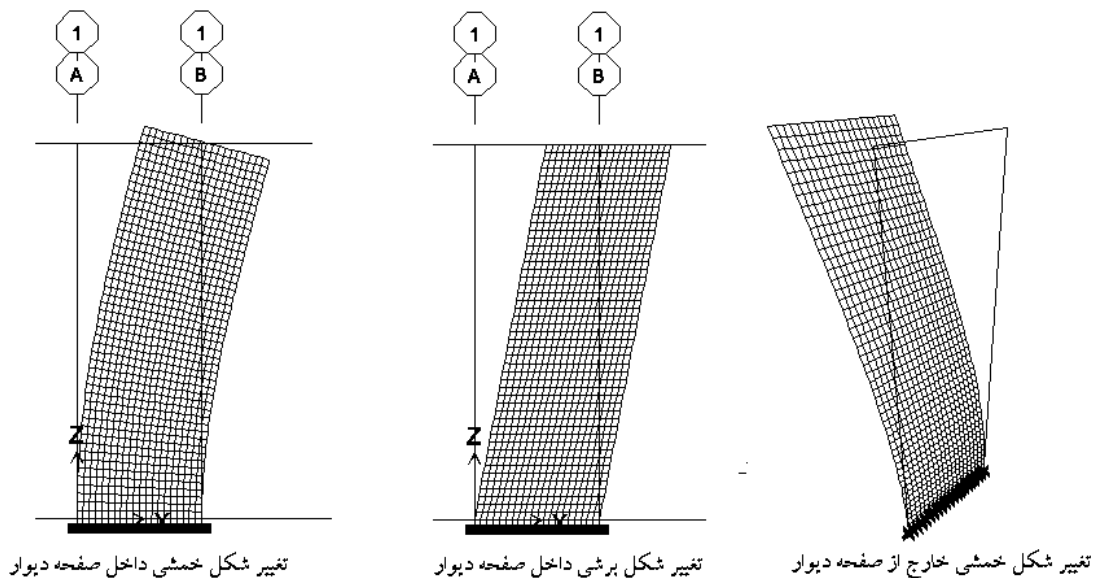
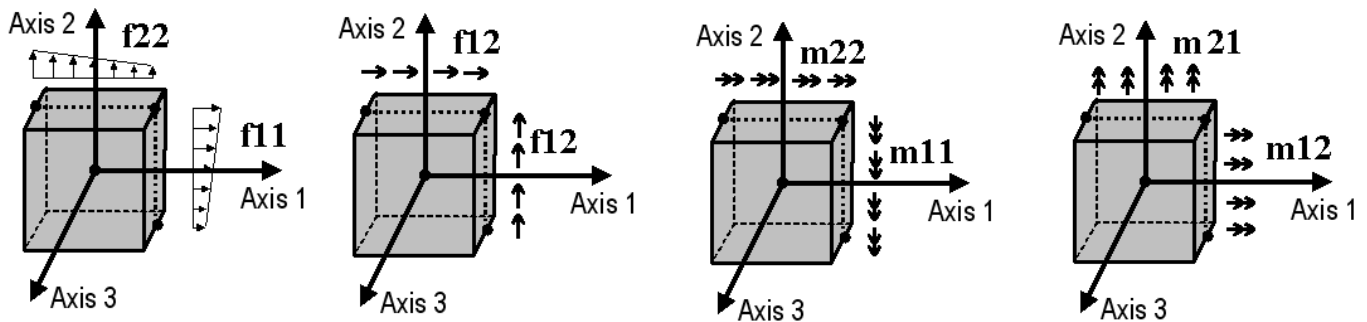
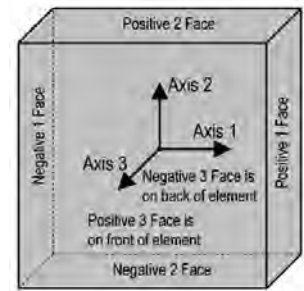
## ۷-۱۴-۸- تعیین نوع اتصال در قاب های خمشی فولادی



## ۷-۱۵- بررسی منوی shell - Assign



## ۷-۱۵-۱- اختصاص ضرایب ترک خوردگی المان های سطحی

**Modeling cracked shear-wall behavior**

Page restrictions apply Added by Truly Guzman, last edited by Mike Abell on Apr 17, 2012 (view change)

The cracked behavior of shear walls and other shell objects may be modeled in ETABS by using property modifiers to adjust their stiffness. When local axes correspond with default settings, modifiers, and their associated properties, are as follows:

- f12 controls shear behavior through the GA component
- f11 controls flexure through EI
- f22 controls axial behavior through EA

ACI 318-05, Section 10.11 recommendations are associated with slenderness effects and governing flexural deformations, in which case, users should modify EI, which correlates with f11 for frames and either f11 or f22 for shells.

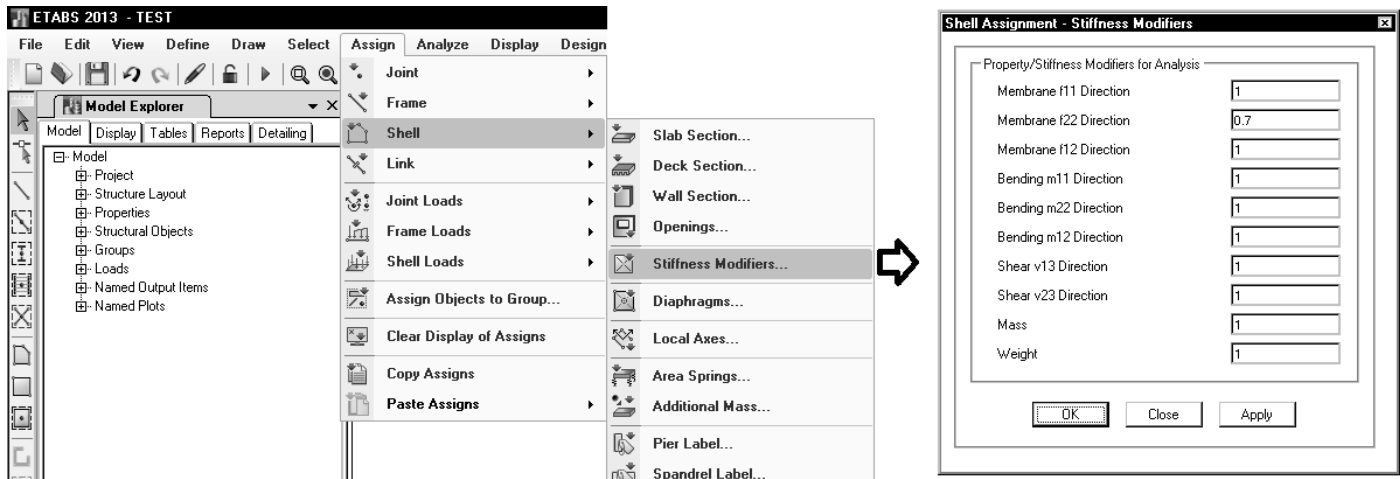
ACI 318-08, Section 8.8 provides modification factors. No recommendation is made for shear, though users should modify GA when shear walls experience stiffness degradation upon cracking.

Default settings align shear walls such that their 1-axis is horizontal and their 2-axis is vertical. As a result, the **flexural modifier EI should be applied to f22 for wall piers and f11 for spandrels.**

Copyright © 2013 Computers and Structures, Inc. All rights reserved.

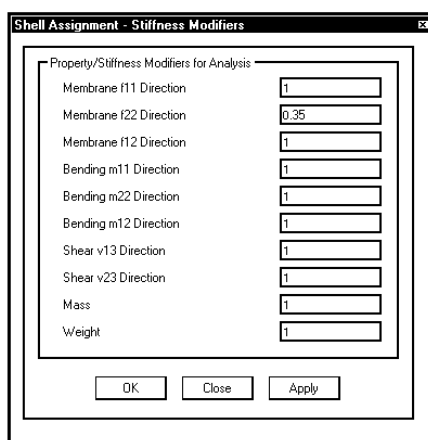
مرجع: [www.wiki.csiberkeley.com](http://www.wiki.csiberkeley.com)

دیوار برشی در صورتی که تحت بارهای جانبی ترک نخورد:

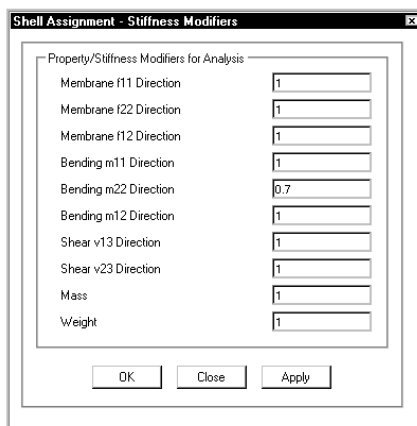


در این حالت تنها سختی خمشی داخل صفحه دیوار اصلاح می شود.

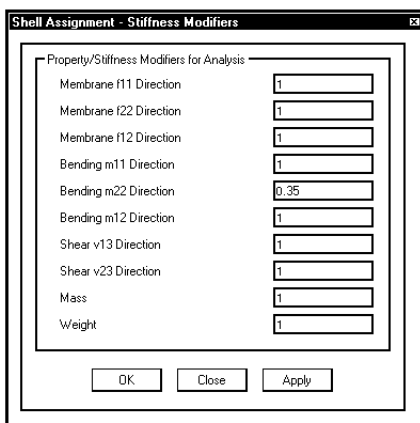
دیوار برشی در صورتی که تحت بارهای جانبی ترک خورد:



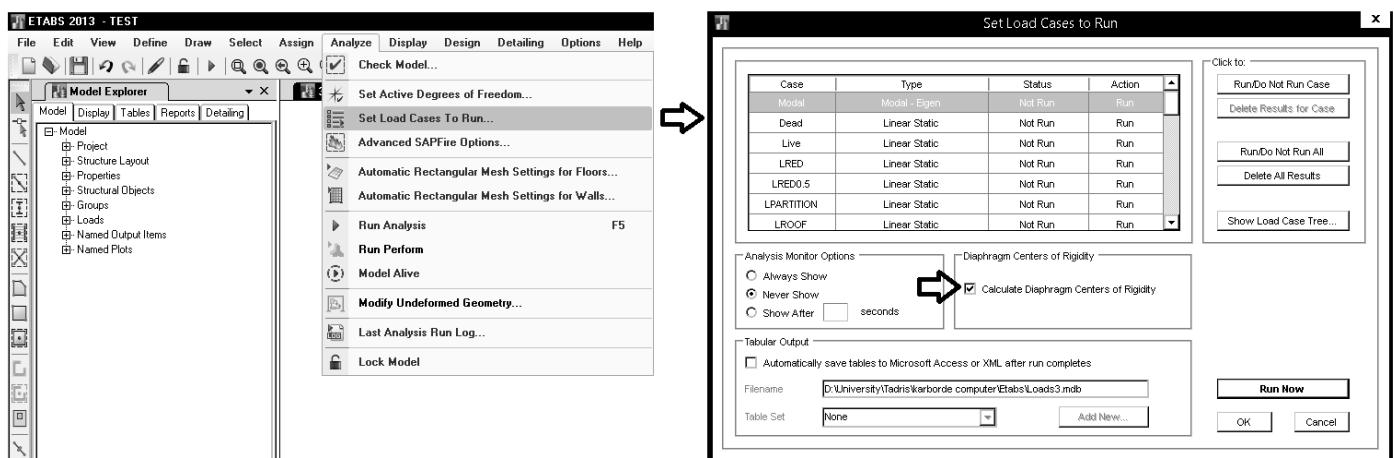
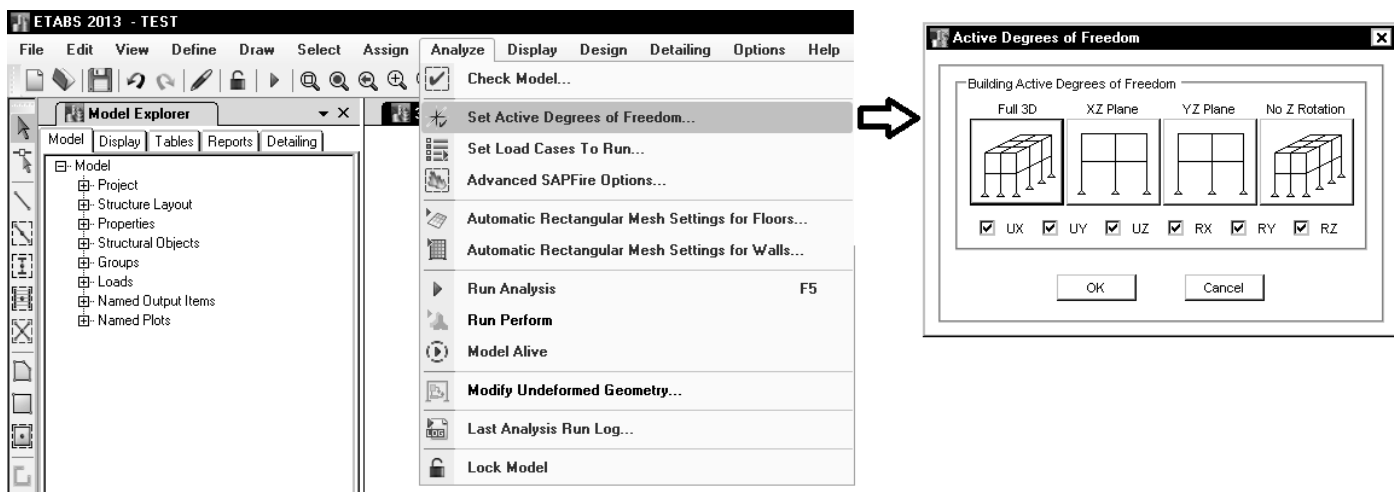
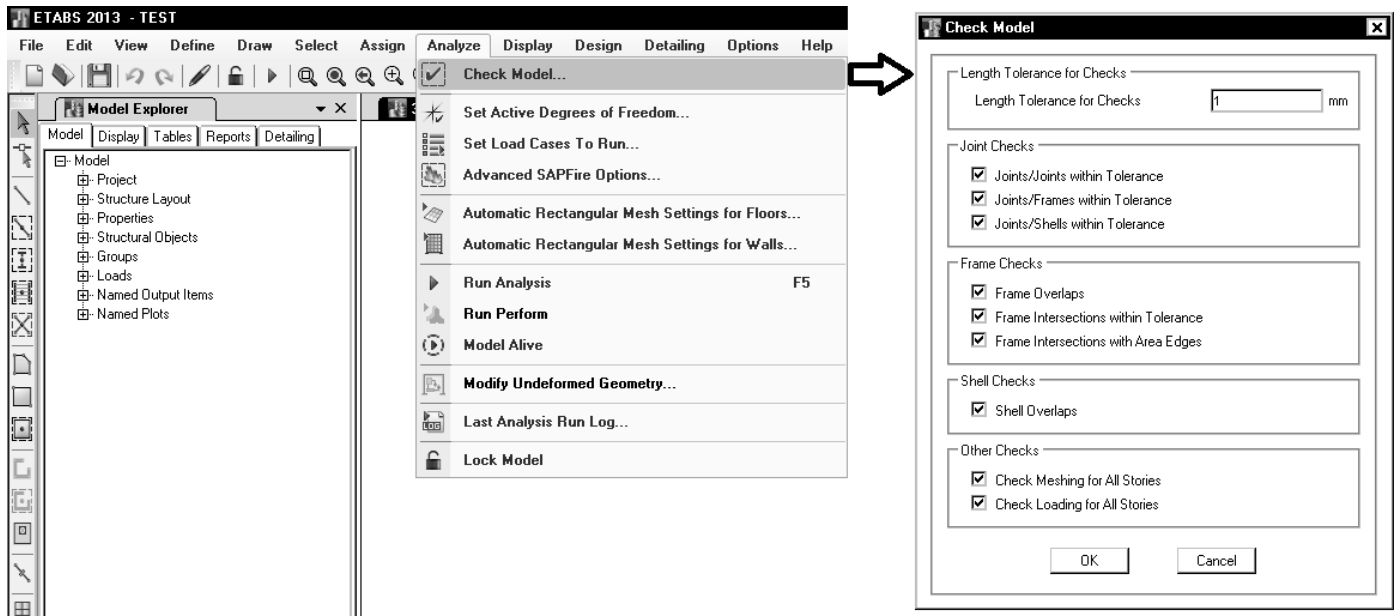
دیوار حایل در صورتی که تحت بارهای جانبی عمود بر صفحه (فشار خاک) ترک نخورد:



دیوار حایل در صورتی که تحت بارهای جانبی عمود بر صفحه (فشار خاک) ترک خورد:



## ۸- تنظیم پارامترهای تحلیل سازه





## ۸-۱-۱ اثر P-Δ

ترکیب بار اثر P-delta برای سازه هایی که بار زلزله حاکم است، باید بر اساس ترکیب بار زلزله انتخاب شود و در سازه هایی که بار باد حاکم است بر اساس ترکیب بار مربوط به بار باد انتخاب شود. با توجه به اینکه در سازه ها معمولا ترکیب بار لرزه ای حاکم است، ترکیب بار P-delta باید به صورت  $1.2D+1.2SD+Live+L_{PARTITION}+L_{RED}+L_{RED}0.5+0.2SNOW$  وارد شود. دقت شود که در ترکیب فوق بار زنده بام (LROOF) وجود ندارد.

**9.2.1** — Required strength  $U$  shall be at least equal to the effects of factored loads in Eq. (9-1) through (9-7). The effect of one or more loads not acting simultaneously shall be investigated.

$$U = 1.4(D + F) \quad (9-1)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-2)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.8W) \quad (9-3)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (9-4)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \quad (9-5)$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (9-6)$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (9-7)$$

متن زیر مربوط به راهنمای نرم افزار ETABS می باشد که نحوه انتخاب ترکیب بار برای اثر P-delta را تشریح می کند:

**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.

در ASCE7 برای محاسبه شاخص پایداری عنوان شده است که بار ثقلی باید

بر اساس بارهای بدون ضریب محاسبه شود که در این صورت به جای ترکیب

$$1.2DEAD+1.2SDEAD+Live+L_{PART}+L_{RED}+L_{RED}0.5+0.2SNOW$$

باید از ترکیب

$$DEAD+SDEAD+Live+L_{PART}+L_{RED}+L_{RED}0.5+SNOW$$

استفاده کرد. از آنجا که اثر P-Δ بر اساس اندیس پایداری قابل محاسبه می باشد،

برخی طراحان ترجیح می دهند که برای اثر P-Δ از بارهای بدون ضریب استفاده نمایند. البته برای سازه هایی که شاخص پایداری آنها پایین است، دو ترکیب فوق شاید تفاوت قابل توجهی با یکدیگر نداشته باشند ولی استفاده از ترکیب اول محافظه کارانه می باشد. با توجه به توصیه CSI، بنده ترکیب اول را پیشنهاد می کنم.

### 12.8.7 P-Delta Effects

P-delta effects on story shears and moments, the resulting member forces and moments, and the story drifts induced by these effects are not required to be considered where the stability coefficient ( $\theta$ ) as determined by the following equation is equal to or less than 0.10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (12.8-16)$$

where

$P_x$  = the total vertical design load at and above Level  $x$  (kip or kN); where computing  $P_x$ , no individual load factor need exceed 1.0

$\Delta$  = the design story drift as defined in Section 12.8.6 occurring simultaneously with  $V_x$  (in. or mm)

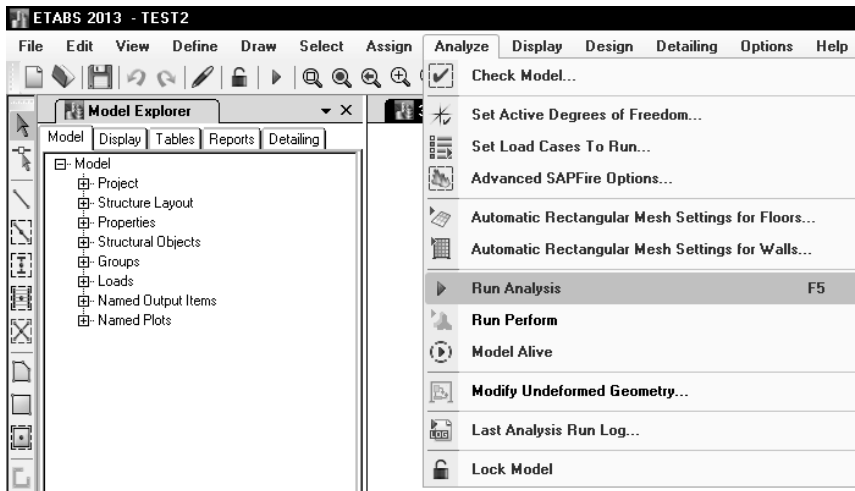
$I_e$  = the importance factor determined in accordance with Section 11.5.1

$V_x$  = the seismic shear force acting between Levels  $x$  and  $x - 1$  (kip or kN)

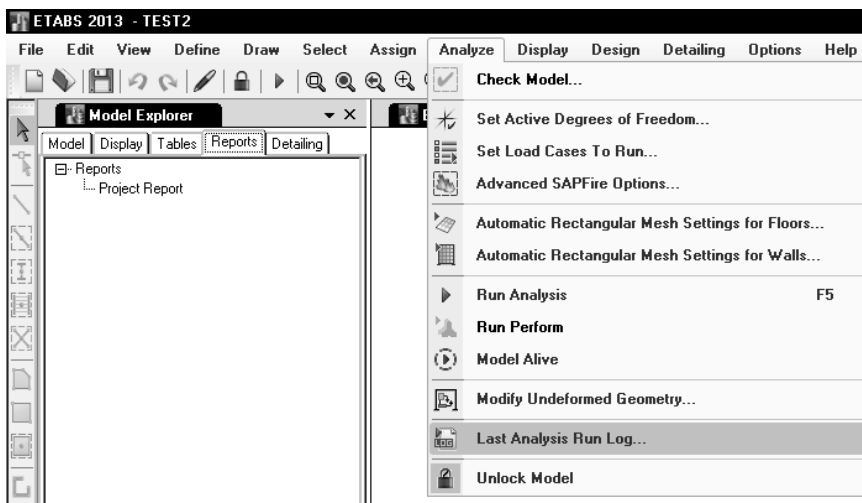
$h_{sx}$  = the story height below Level  $x$  (in. or mm)

$C_d$  = the deflection amplification factor in Table 12.2-1

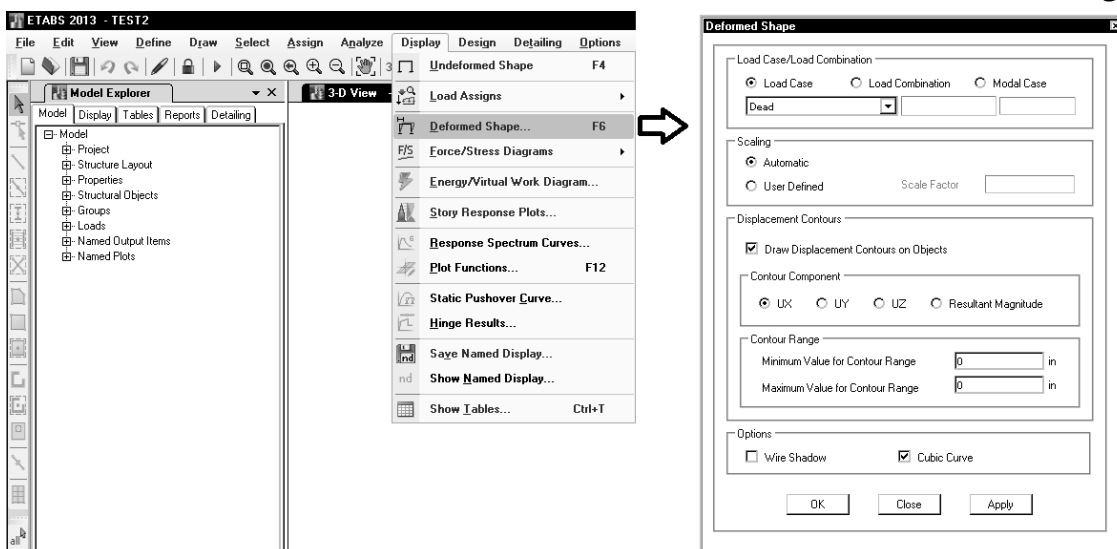
## ۸-۲- تحلیل سازه و بررسی نتایج تحلیل



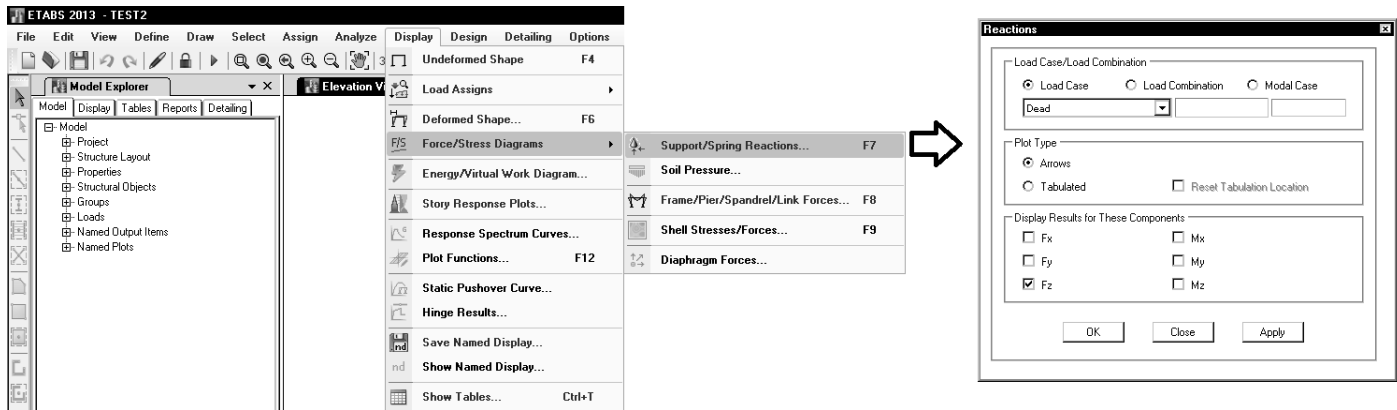
## ۸-۲-۱- بررسی پایداری سازه و خطاهای آنالیز



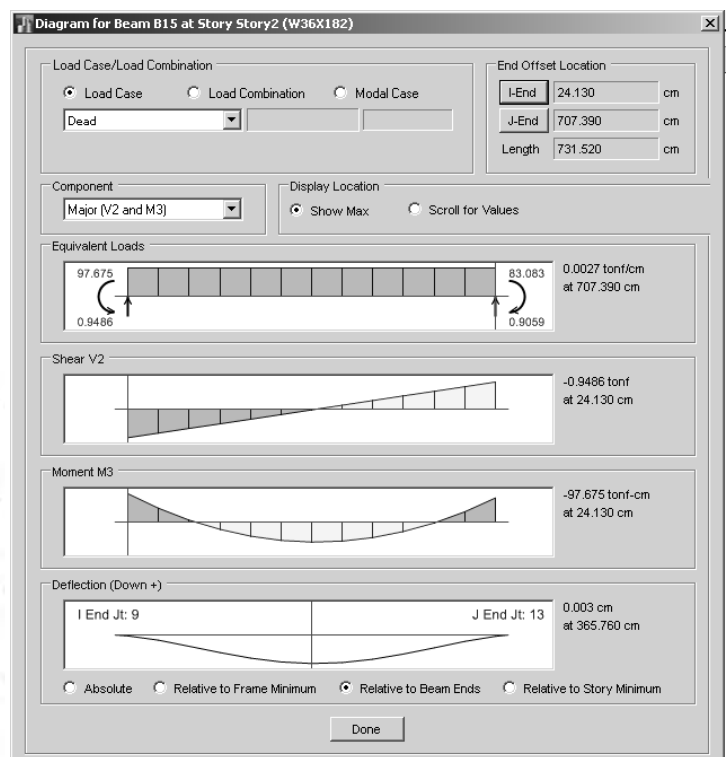
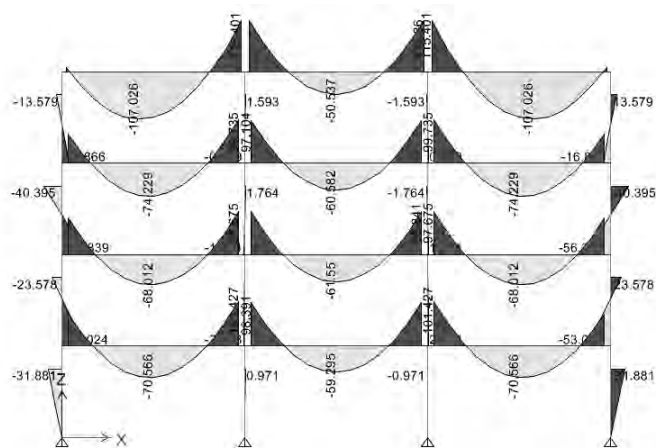
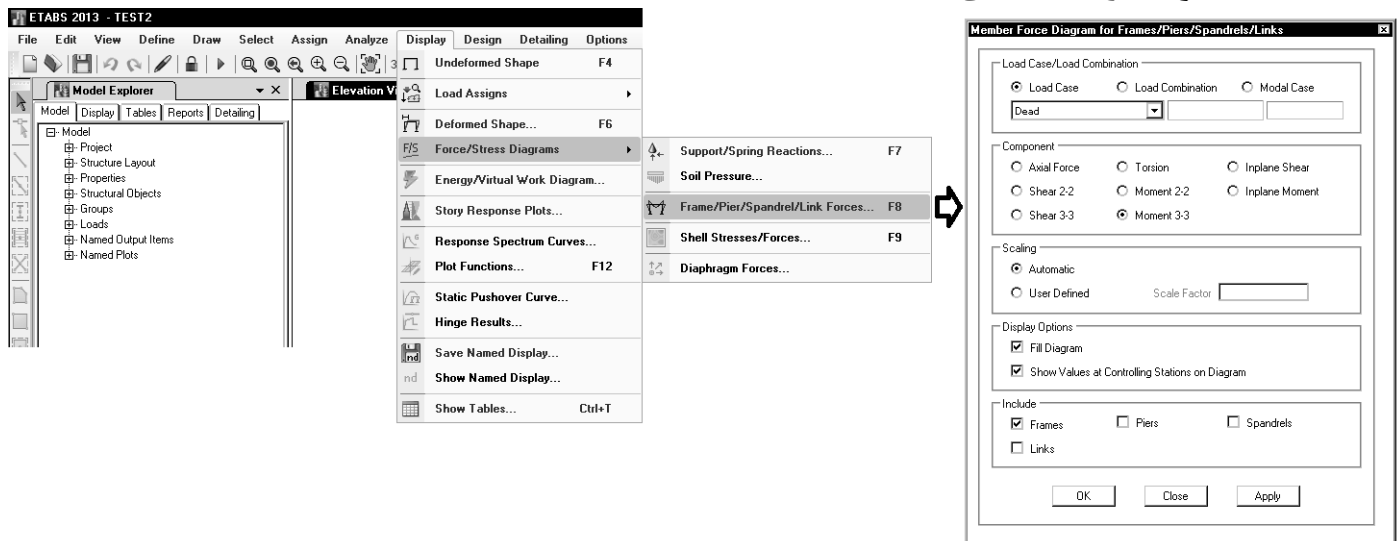
## ۸-۲-۲- مشاهده تغییر شکل سازه



## ۸-۲-۳- مشاهده عکس عملهای تکیه گاهی

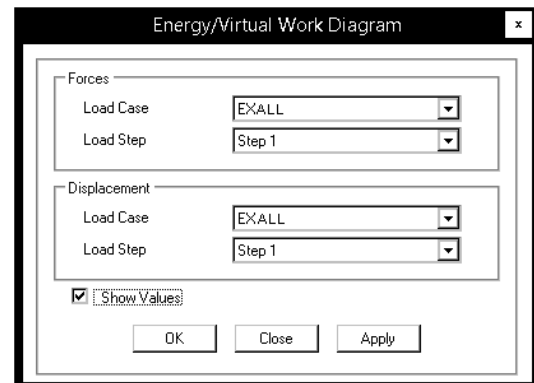
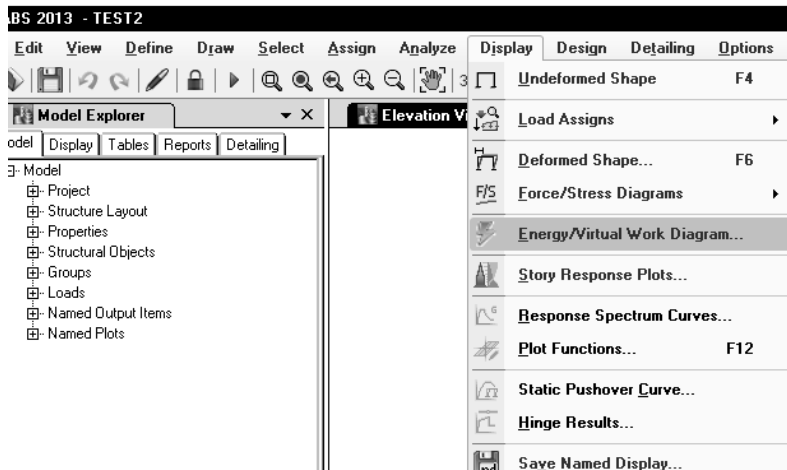


## ۸-۲-۴- مشاهده نمودار نیروهای داخلی اعضا

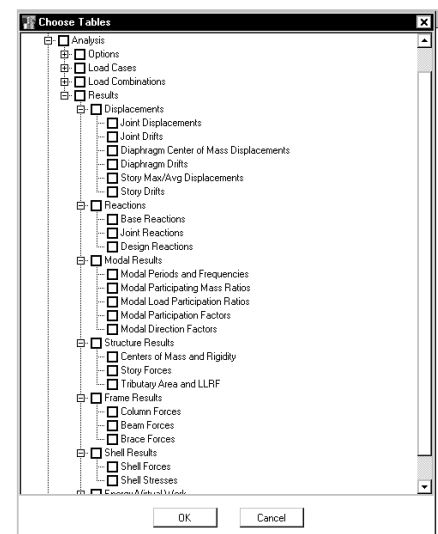
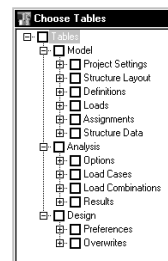
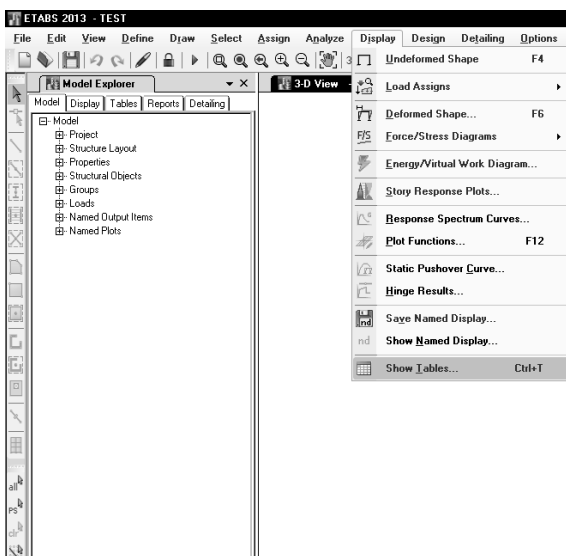


## ۵-۲-۸- مشاهده انرژی اعضا

سوال: از نمودار انرژی چه استفاده ای می توان کرد؟



## ۳-۸- استخراج نتایج تحلیل به صورت جدول



ETABS 2013 - Loads3

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help

Model Explorer

- Model
  - Project
  - Structure Layout
  - Properties
  - Structural Objects
  - Groups
  - Loads
  - Named Output Items
  - Named Plots

3-D View - Displacements (Dead) [mm]

Story Max/Avg Displacements

1 of 10 | Reload Apply

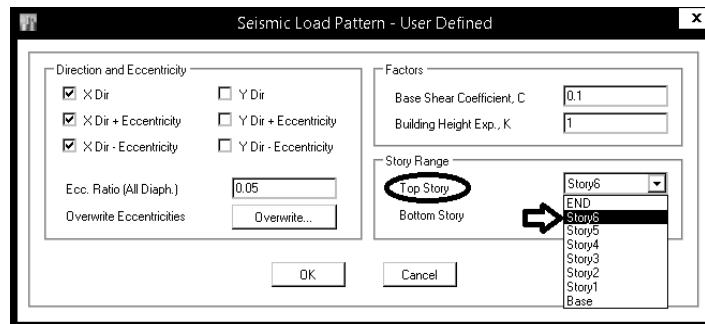
| Story  | Load Case/Combo | Direction                                                    | Maximum | Average mm | Ratio    |
|--------|-----------------|--------------------------------------------------------------|---------|------------|----------|
| Ridge  | EXALL           | Filter: EV<br>EXALL 1<br>EXALL 2<br>EXALL 3<br>EXALL+0.3EY 1 |         |            |          |
| Story8 | EXALL           |                                                              |         |            |          |
| Story7 | EXALL           |                                                              |         |            |          |
| Story6 | EXALL           |                                                              |         |            |          |
| Story5 | EXALL           |                                                              |         |            |          |
| Story4 | EXALL           |                                                              | 31.3    |            | 1.098131 |
| Story3 | EXALL           |                                                              | 73.9    |            | 1.097968 |
| Story2 | EXALL           |                                                              | 51.2    |            | 1.097252 |
| Story1 | EXALL           |                                                              | 42.4    |            | 1.095276 |

Max = 0 mm at [0 m, 0 m, 0 m]; Min = -9.3 mm at [19.4286 m, 19.4286 m, 12 m]

Start Animation

## ۹- بار خریشته

در صورتی که وزن خریشته بیش از ۲۵٪ وزن طبقه بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مجزا در نرم افزار مدل شده و نیروی زلزله به آن اعمال شود. در غیر این صورت به عنوان جزئی از طبقه بام در نظر گرفته می شود.



در صورتی که از بار لرزه ای استاتیکی خودکار نرم افزار استفاده شود و وزن خریشته کمتر از ۲۵٪ باشد، تراز بالایی اعمال زلزله تراز طبقه بام خواهد بود. در این حالت نرم افزار وزن خریشته را در محاسبه جرم لرزه ای منظور نمی کند. بدین ترتیب وزن خریشته باید به صورت جرم لرزه ای اضافی در تراز بام به نرم افزار معرفی گردد.

ETABS 2013 - TEST

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help

Model Explorer

- Model
- Display
- Tables
- Reports
- Detailing

3-D View - Displacements (DEAD) [mm]

Centers of Mass and Rigidity

|  | Story  | Diaphragm | Mass X<br>kg | Mass Y<br>kg | XCM<br>m | YCM<br>m | Cumulative X<br>kg |    |
|--|--------|-----------|--------------|--------------|----------|----------|--------------------|----|
|  | RIGDE  | D1        | 23610.45     | 23610.45     | 1.5051   | 11.69    | 23610.45           | 23 |
|  | STORY6 | D1        | 247973.42    | 247973.42    | 6.263    | 9.3035   | 271583.86          | 27 |
|  | STORY5 | D1        | 256282.83    | 256282.83    | 6.6452   | 9.1749   | 527866.69          | 52 |
|  | STORY4 | D1        | 256282.83    | 256282.83    | 6.6452   | 9.1749   | 784149.52          | 78 |

یک بار اضافی به مقدار  $23610.45 \text{ kg} = 236 \text{ kN}$  از نوع WALL باید در تراز سقف آخر در محلی که خریشته قرار دارد، اضافه گردد.

## ۱۰- نامنظمی

## ۷-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

ساختمان‌هایی 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 این صورت "منظم" محسوب می‌شوند.

## ۷-۱-۱ نامنظمی در پلان

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که پس‌رفتگی هم‌زمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن  $A_j = 1/0$

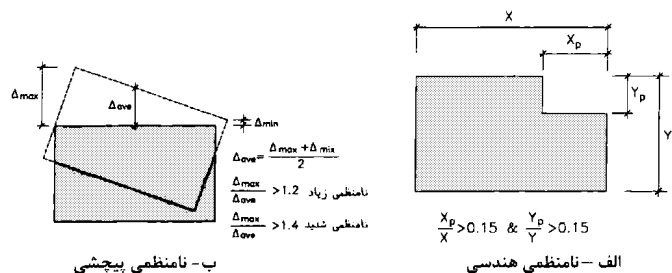
بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.

پ- نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.

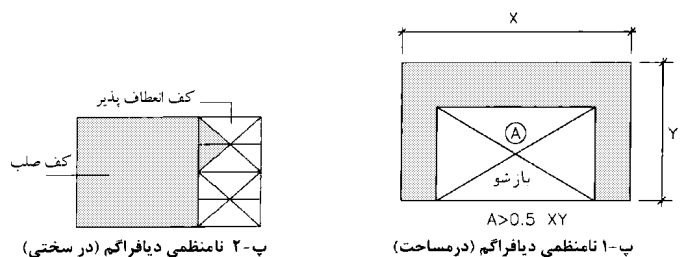
ت- نامنظمی خارج از صفحه: در مواردی که در سیستم باربر جانبی لنگه‌ای در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد.

ث- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.



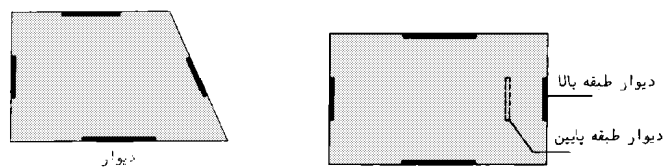
ب- نامنظمی پیچشی

الف- نامنظمی هندسی



پ- نامنظمی دیافراگم (در مساحت)

ب- نامنظمی دیافراگم (در سختی)



ت- نامنظمی خارج از صفحه

ث- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی

## ۷-۱-۲ نامنظمی در ارتفاع

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

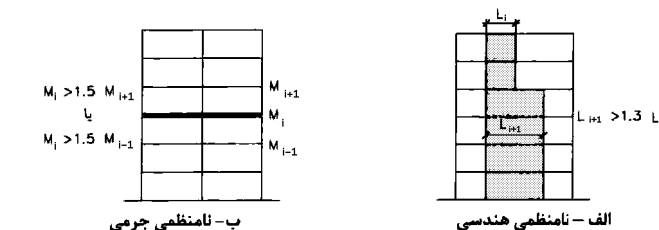
ب- نامنظمی جرمی: در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم‌های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.

طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنا هستند.

پ- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی: در مواردی که جزئی از سیستم بار بر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به طوری که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند.

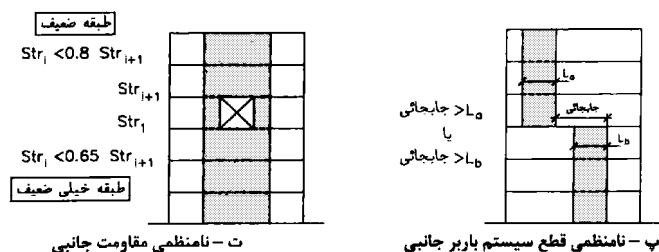
ت- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می‌شود. در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می‌شود.

ث- نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می‌شود. در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی نرم" توصیف می‌شود.



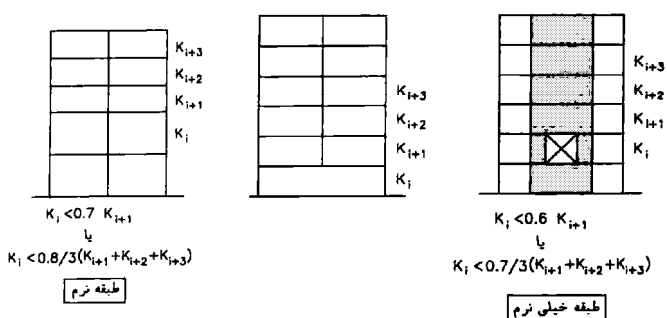
الف- نامنظمی هندسی

ب- نامنظمی جرمی



پ- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی

ت- نامنظمی مقاومت جانبی

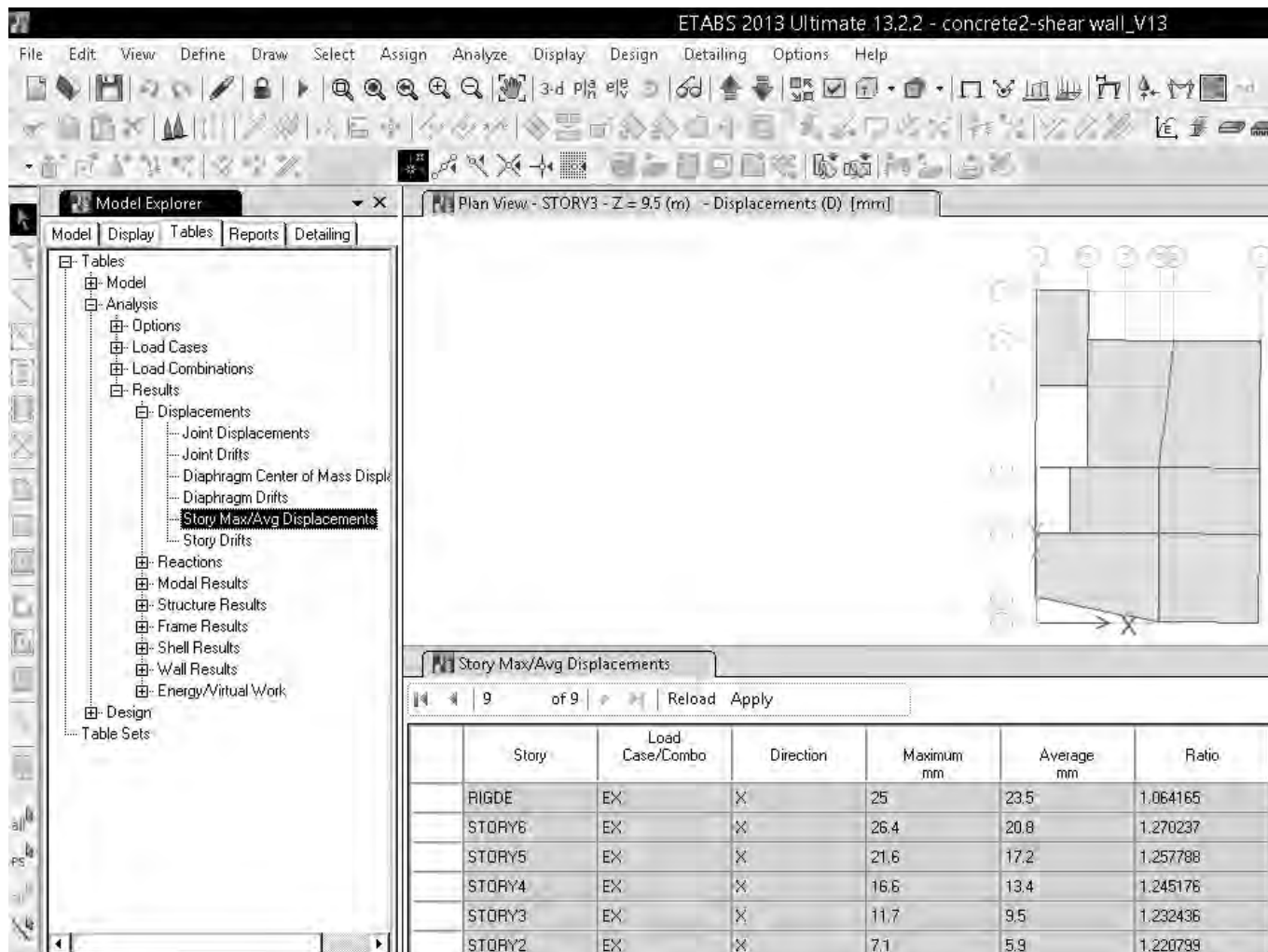


پ- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی

ت- نامنظمی مقاومت جانبی

در ویرایش ۴ استاندارد ۲۸۰۰ از تعریف نامنظمی پیچشی در موارد متعدد استفاده شده است.

- برای تعیین نامنظمی پیچشی می توان از نتایج حاصل از تحلیل مطابق شکل زیر استفاده کرد.
- دقت شود که نتایج زیر "تغییر مکان مطلق" را نشان می دهد و "تغییر مکان نسبی" باید بر اساس آنها محاسبه شود.



## ۱۱- ترکیب بارهای ویژه لرزه ای

|                        |                                |
|------------------------|--------------------------------|
| ترکیب بار عادی         | $1.2D + L + E + 0.2S$          |
| ترکیب بار ویژه لرزه ای | $1.2D + L + \Omega_0 E + 0.2S$ |

$\Omega_0$  ضریب اضافه مقاومت نام دارد که بر اساس مبحث دهم ایران برای قاب خمشی برابر 3، برای قاب ساده بابدندی شده برابر 2 و برای سیستم دو گانه برابر 2.5 می باشد. این ضریب طبق ACI 318-11 و نیز ACI 318-14 برای سازه های بتنی برابر 3 می باشد.

استاندارد ۲۸۰۰:

۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت،  $\Omega_0$ 

این ضریب در مواردی که براساس ضوابط آیین نامه های طراحی، عضوی از سازه باید برای نیروی زلزله تشدید یافته طراحی شود به کار برده می شود. در این اعضا اثرهای ناشی از بار جانبی زلزله باید در ضریب  $\Omega_0$  ضرب گردند. مقدار  $\Omega_0$  در سازه های با سیستم های باربری مختلف در جدول (۳-۴) ارائه شده است. این آثار در هر حال لزومی ندارد بیشتر از حداکثر آنچه اعضای متصل به عضو می توانند به آن منتقل نمایند در نظر گرفته شود. در این موارد تغییرات لازم در تنش های مجاز و یا ضرایب بار نهایی در ترکیبات مختلف بارگذاری باید براساس ضوابط آیین نامه های طراحی صورت گیرد.

## مبحث دهم:

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

ترکیبات بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح (E) با زلزله تشدید یافته ( $\Omega_0 E$ ) در ترکیبات متعارف بارها به دست می آیند که در آن  $\Omega_0$  به ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه ای موسوم است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت های بالاتر از حد تعیین شده مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش ها، جزئیات بندی اعضا، اثرات اجزای غیرسازه ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب  $\Omega_0$  برای انواع سیستم های سازه ای فولادی باید به شرح جدول ۳-۳-۱۰ در نظر گرفته شود.

جدول ۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  برای انواع سیستم های باربر جانبی لرزه ای

| $\Omega_0$ | نوع سیستم باربر جانبی لرزه ای                                          |
|------------|------------------------------------------------------------------------|
| ۳          | کلیه قاب های خمشی فولادی                                               |
| ۲          | کلیه قاب های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم محور و برون محور فولادی |
| ۲/۵        | کلیه سیستم های دو گانه یا ترکیبی                                       |

ACI-318-11:

## 21.3.3 — Shear strength

21.3.3.1 —  $\phi V_n$  of beams resisting earthquake effect,  $E$ , shall not be less than the smaller of (a) and (b):

(a) The sum of the shear associated with development of  $M_n$  of the beam at each restrained end of the clear span due to reverse curvature bending and the shear calculated for factored gravity loads;

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include  $E$ , with  $E$  assumed to be twice that prescribed by the legally adopted general building code for earthquake-resistant design.

21.3.3.2 —  $\phi V_n$  of columns resisting earthquake effect,  $E$ , shall not be less than the smaller of (a) and (b):

(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength;

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include  $E$ , with  $E$  increased by  $\Omega_0$ .

Option 21.3.3.2(b) for columns is similar to that for beams except it bases  $V_n$  on load combinations including the earthquake effect,  $E$ , with  $E$  increased by the overstrength factor  $\Omega_0$ , rather than the factor 2.0. In ASCE 7-10,  $\Omega_0 = 3.0$  for intermediate moment frames. The higher factor for columns relative to beams is because of greater concerns about shear failure in columns.



## ۱۲- نیروی قائم زلزله

در سازه های واقع در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد ( $A=0.35$ ) بار قائم زلزله در دو حالت متفاوت باید منظور شود:

- ۱- اعمال نیروی زلزله قائم به "کل سازه" که برابر است با  $0.6 \times A \times I \times (DEAD)$
- ۲- اعمال نیروی زلزله قائم به بالکنها، تیرهای بالای ۱۵ متر و تیرهای با بار متمرکز قابل توجه که برابر است با  $0.6 \times A \times I \times (DEAD + LIVE)$

در سازه های واقع در دیگر پهنه ها ( $A < 0.35$ ) تنها حالت ۲ منظور می شود.

۳-۱-۳ بجز مؤلفه های افقی نیروی زلزله که برای محاسبه ساختمان در نظر گرفته می شود، اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز در مواردی که در بند (۳-۳-۹) ذکر شده است، باید منظور گردد.

### ۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

الف- کل سازه ساختمان هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده اند.  
ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می باشد همراه با ستون ها و دیوارهای تکیه گاهی آنها.

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می کنند، همراه با ستون ها و دیوارهای تکیه گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می شود.  
ت- بالکن ها و پیش آمدگی هایی که به صورت طره ساخته می شوند.

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می شود. در مورد بالکن ها و پیش آمدگی ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_v = 0.6 A I W_p \quad (3-10)$$

در این رابطه:

A و A مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده اند.  
Wp: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.  
نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود.  
در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

## نحوه منظور کردن زلزله قائم برای کل سازه (مورد اول)

EV مانند بارهای مرده و زنده در راستای قائم می باشد. بنابراین به جای اعمال مستقیم بار EV به کل سازه می توان در ترکیب بارها ضریب بار مرده را افزایش داد. در شکل زیر نحوه منظور کردن زلزله قائم در کل سازه نمایش داده شده است.

$$1.2D + L + (Ex + 0.3Ey + Ev)$$

کل سازه  $0.6AI * D$       بالکن  $2*0.6AI * (D+L)$

$$(1.2 + 0.6AI)*D = (1.2 + 0.21*I)*D = 1.41D$$

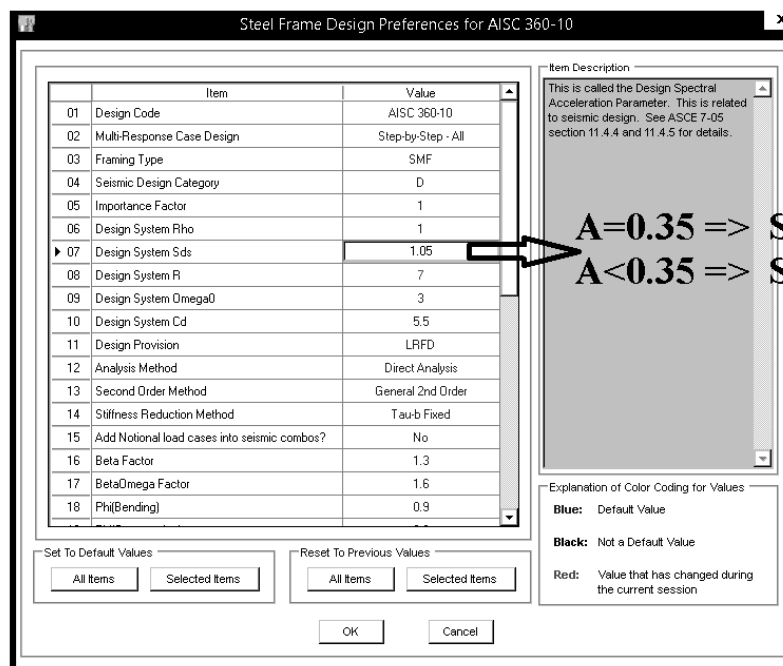
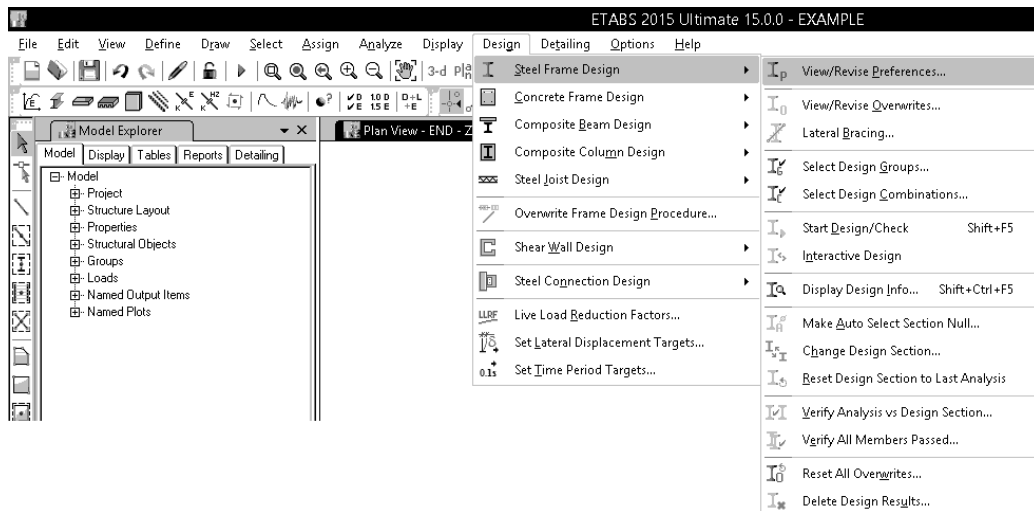
$$\begin{array}{l} 1.2D + L + E \\ 0.9D + E \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} 1.41D + L + E \\ 0.69D + E \end{array}$$

$$0.6AI = 0.2 S_{DS} \Rightarrow S_{DS} = 1.05 * I$$

$$\begin{array}{l} (1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S \\ (0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H \end{array}$$

سوال: آیا در مناطق با  $A=0.35$  تمامی ترکیب بارها به صورت دستی اصلاح شوند؟

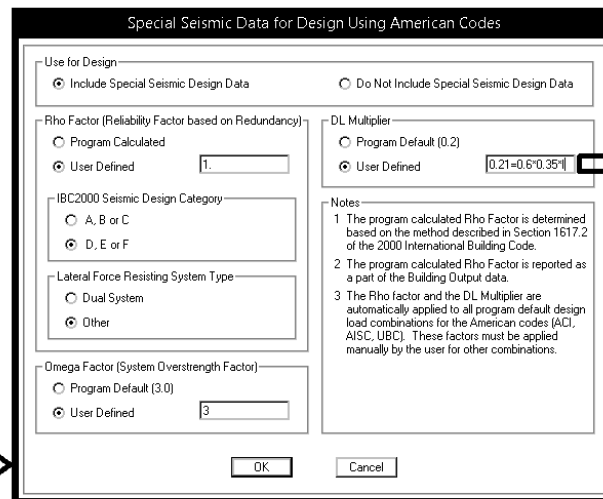
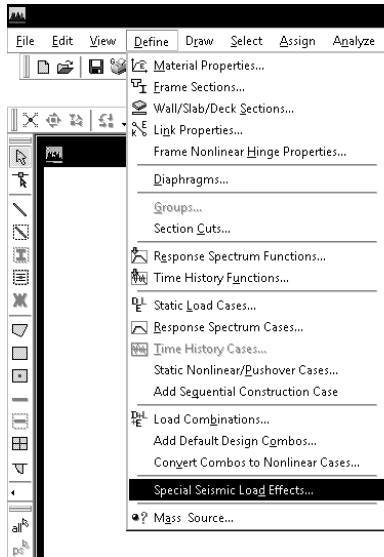
پاسخ: خیر. با تغییر پارامتر  $S_{DS}$  می توان ترکیب بارها را به صورت اتوماتیک اصلاح نمود:



$$\begin{array}{l} A=0.35 \Rightarrow S_{DS}=1.05 * I \\ A < 0.35 \Rightarrow S_{DS}=0 \end{array}$$

پس از تغییر پارامتر  $S_{DS}$  مطابق شکل فوق، اگر ترکیب بارهای پیش فرض اضافه نمایید، ضریب بار مرده به جای  $1.2D$  برابر  $1.41D$  ایجاد می شود.

- در ETABS 9.7 نیز می توان به شرح زیر عمل کرد:



$$A=0.35 \Rightarrow DL=0.21$$

$$A<0.35 \Rightarrow DL=0$$

سوال: با توجه به اینکه در مناطق با  $A=0.35$  زلزله قائم به کل سازه وارد می شود، آیا لازم است افزون بر آن به بالکنها نیز به صورت دستی بار قائم زلزله اعمال شود؟

پاسخ: بله. در مناطق با  $A=0.35$  عملاً به بالکنها دو بار بار قائم زلزله اعمال می شود. یک بار در اثر افزایش ضریب بار مرده و علاوه بر آن یک بار اضافی از نوع EV به آنها اعمال می شود.

البته باید توجه داشت که در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ بار قائم بالکنها بر اساس رابطه  $2 \times 0.7 \times A \times I \times W$  محاسبه می شد. در حالیکه در ویرایش ۴ بر اساس  $0.6 \times A \times I \times W$  محاسبه می شود که به کمتر از نصف کاهش یافته است.

سوال: بار قائم EV که به صورت مستقیم به بالکن ها وارد می شود، چگونه در ترکیب بارها ظاهر می شود؟

پاسخ: نحوه ترکیب EV با دیگر بارهای لرزه ای در ویرایش ۴ تغییر کرده است:

### ویرایش چهارم

$$1.41D + L + 0.2S \pm EX \pm 0.3 EY \pm EV$$

$$1.41D + L + 0.2S \pm EY \pm 0.3 EX \pm EV$$

### ویرایش سوم

$$1.2D + L + 0.2S \pm EX \pm 0.3 EY \pm 0.3EV$$

$$1.2D + L + 0.2S \pm EY \pm 0.3 EX \pm 0.3EV$$

$$1.2D + L + 0.2S \pm EV \pm 0.3 EX \pm 0.3EY$$

## ۱۳- منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد

۳-۱-۳ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروی زلزله محاسبه شود. به طور کلی می توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

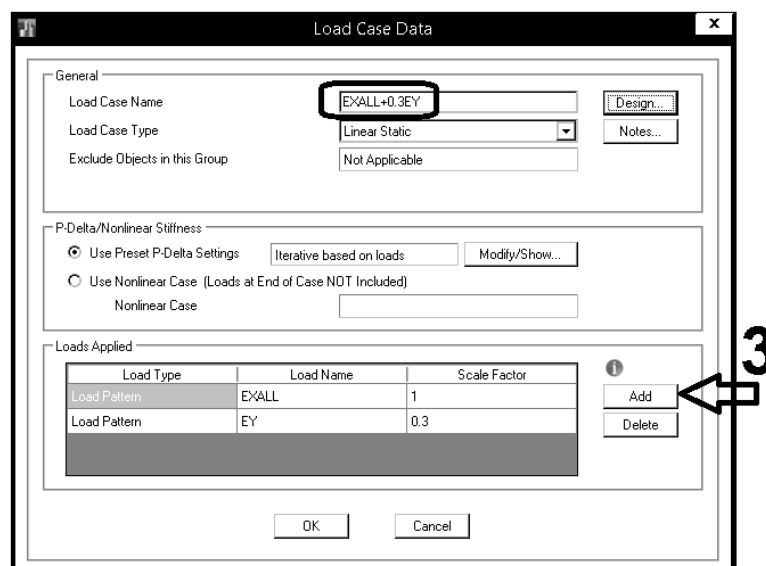
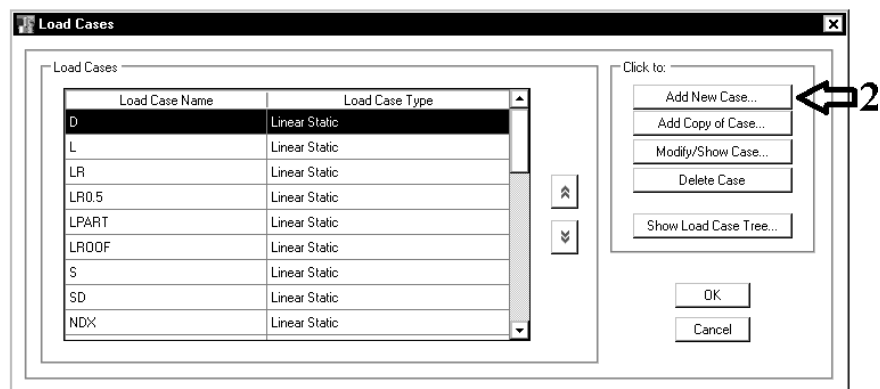
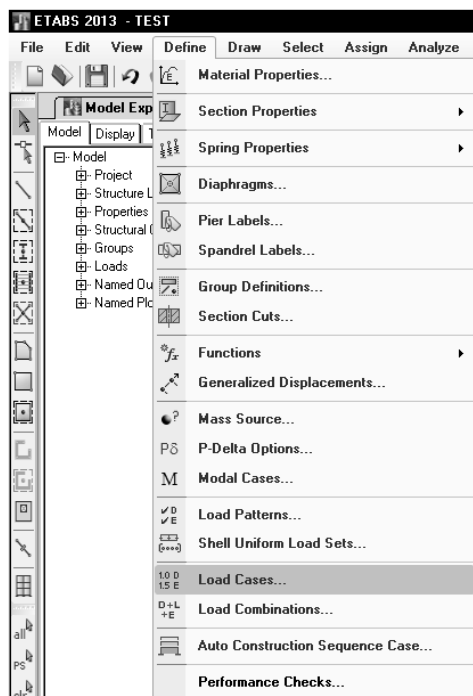
الف- ساختمان های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می کند، انتخاب شود و یا می توان صد درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می شود، الزامی نیست.

- در اکثر سازه (شامل قابهای خمشی فولادی و بتنی، سیستم های دو گانه) تمامی ستونها در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند و بنابراین بر خلاف تصور برخی از طراحی منظور کردن زلزله متعامد تقریباً در تمامی سازه ها الزامی باشد. مگر اینکه طراح ثابت کند برای تمامی ستونهای سازه نیروی محوری ناشی از زلزله کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون می باشد.
- در صورت استفاده از آنالیز استاتیکی امکان وارد کردن زلزله زاویه دار در نرم افزار وجود ندارد و باید از زلزله ۳۰ درصد متعامد استفاده شود. در حالیکه اگر از آنالیز دینامیکی استفاده شود، اعمال زلزله زاویه دار امکان پذیر بوده و به جای زلزله ۳۰ درصد می توان زلزله را در زوایای مختلف به سازه وارد کرد.

۳-۳-۳ نیروهای قائم و افقی زلزله باید همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به کار رود. در این ترکیب ضوابط بند (۳-۱-۴) باید رعایت شود و سازه باید برای بیشینه اثر این ترکیبات طراحی گردد.



به همین ترتیب باید حالات بار زیر ایجاد شوند:

EXALL+EY30  
EXALL-EY30  
EYALL+EX30  
EYALL-EX30

سوال: آیا نیازی به تعریف EXALL+EY30- و یا EXALL-EY30- نیست؟ چرا؟

سوال: چرا حالت بار EXALL+0.3EY+EV شامل EV باشند تعریف نشده است؟

### ۱۴- ضریب نامعینی $\rho$

در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴، ضریب نامعینی سازه معرفی شده است. هرچه در یک سازه تعداد سیستم های باربر جانبی آن بیشتر باشد، درجه نامعینی آن بالاتر بوده و مطلوب آیین نامه خواهد بود.

#### ۲-۳-۳ ضریب نامعینی سازه، $\rho$

۲-۳-۳-۱ ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان ها بار جانبی باید با ضریب  $\rho$  برابر با  $1/2$  افزایش داده شود.

۲-۳-۳-۲ ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب  $\rho$  برابر با  $1/0$  منظور می شود.

الف- در ساختمان های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۲۵ درصد برش پایه تجاوز می کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم های دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می آید.

ب- در سایر ساختمان ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۲-۳)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

۲-۳-۳-۳ ساختمان ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت های مربوط به ضریب نامعینی نمی شوند و  $\rho$  در آنها باید برابر با  $1/0$  منظور شود:

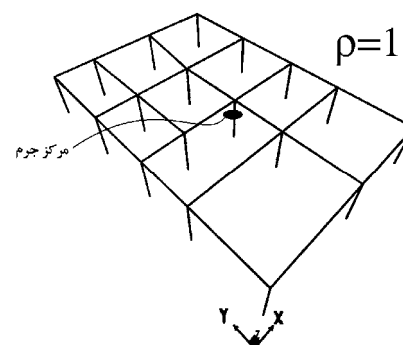
الف- ساختمان های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه تر از ۱۰ متر از تراز پایه  
ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

جدول ۲-۳ محدودیت های مربوط به  $\rho = 1.0$

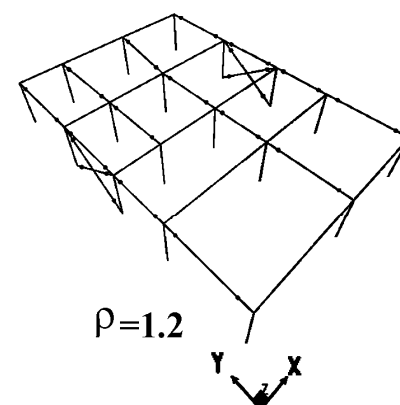
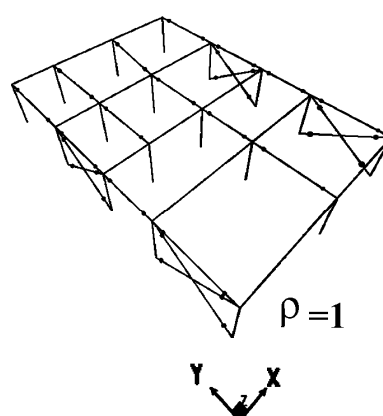
| نوع سیستم مقاوم جانبی                                                                          | الزامات                                               |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|
| سیستم مهاربندی شده                                                                             | حذف یک مهاربند یا اتصال آن                            |
| سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی همبسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگتر از $1/0$ | حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع کننده آنها |
| سیستم قاب خمشی                                                                                 | حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر              |
| سیستم کنسولی                                                                                   | حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون ها          |

سازه زیر یک قاب خمشی را نشان می دهد.

بررسی نامعینی سیستم باربر جانبی در راستای X: در سمت راست مرکز جرم ۴ دهانه قاب خمشی و در سمت چپ مرکز جرم ۹ دهانه قاب خمشی داریم.  
بررسی نامعینی سیستم باربر جانبی در راستای Y: در سمت راست مرکز جرم ۸ دهانه قاب خمشی و در سمت چپ مرکز جرم ۶ دهانه قاب خمشی داریم.  
بنابراین این سازه در هر دو راستا دارای درجه نامعینی بالا بوده و ضریب  $\rho$  برابر یک می باشد.



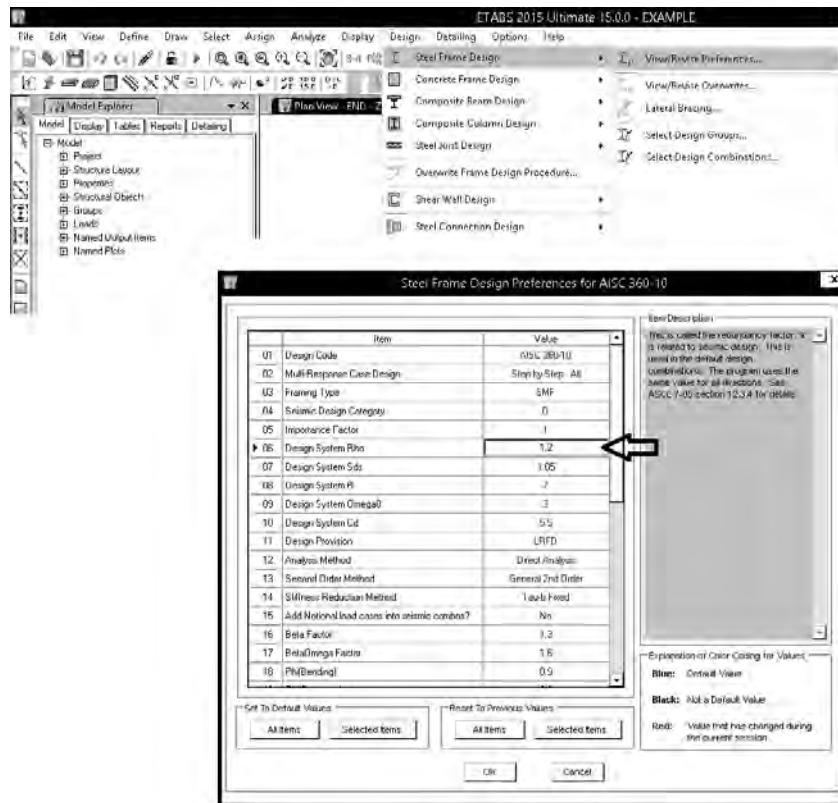
در سازه سمت راست در شکل زیر در هر طرف مرکز جرم سازه (در راستای Y) تنها یک دهانه سیستم مقاوم جانبی داریم و ضریب نامعینی آن برابر ۱.۲ می باشد.



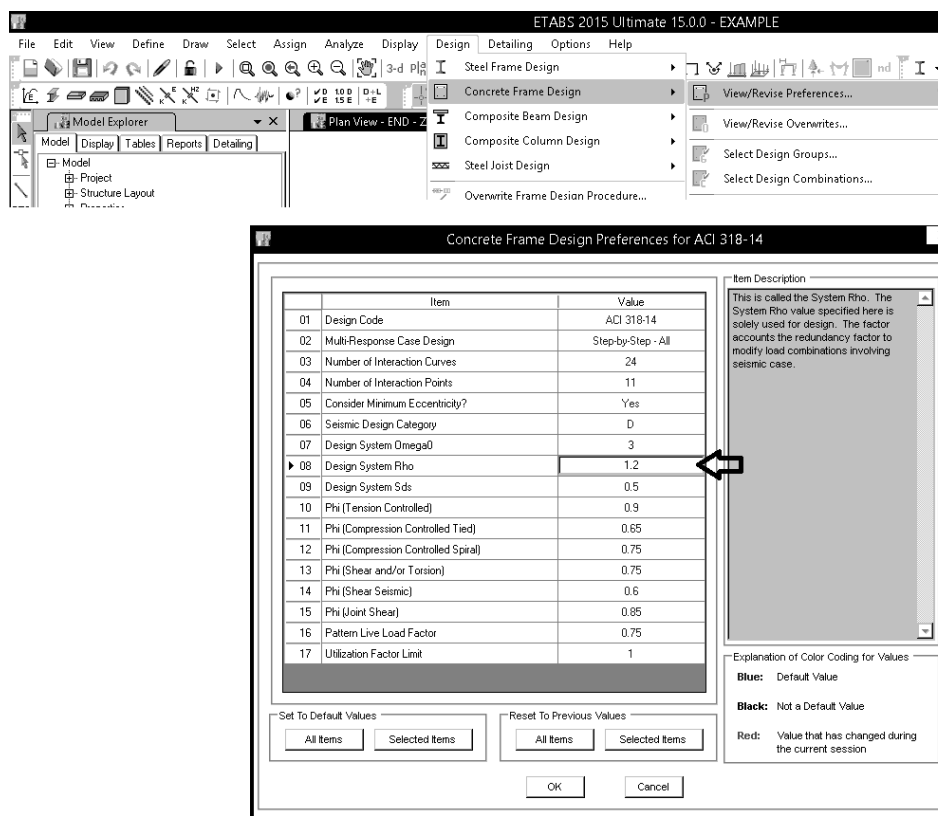
اگر سازه ای درجه نامعینی پایین داشته باشد، ضریب نامعینی برابر 1.2 منظور خواهد شد. اگر این ضریب برابر 1.2 باشد، ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله به جای E باید با 1.2E معرفی شوند:

|                                |                                                                    |
|--------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| اگر ضریب نامعینی سازه 1 باشد   | $(1.2 \text{ or } 1.41) D + L + EXALL + 0.3EY + EV + 0.2S$         |
| اگر ضریب نامعینی سازه 1.2 باشد | $(1.2 \text{ or } 1.41) D + L + 1.2EXALL + 0.3*1.2*EY + EV + 0.2S$ |

سوال: اگر درجه نامعینی سازه برابر 1.2 بود، ترکیب بارها باید به صورت دستی اصلاح شوند؟  
 پاسخ: یا باید تک به تک به صورت دستی اصلاح شوند ( تمامی زلزله های افقی با به اندازه ۲۰ درصد افزایش یابند) و یا اینکه قبل از ایجاد ترکیب بارهای پیش فرض، باید مطابق شکل زیر ضریب  $\rho$  به نرم افزار معرفی شود:

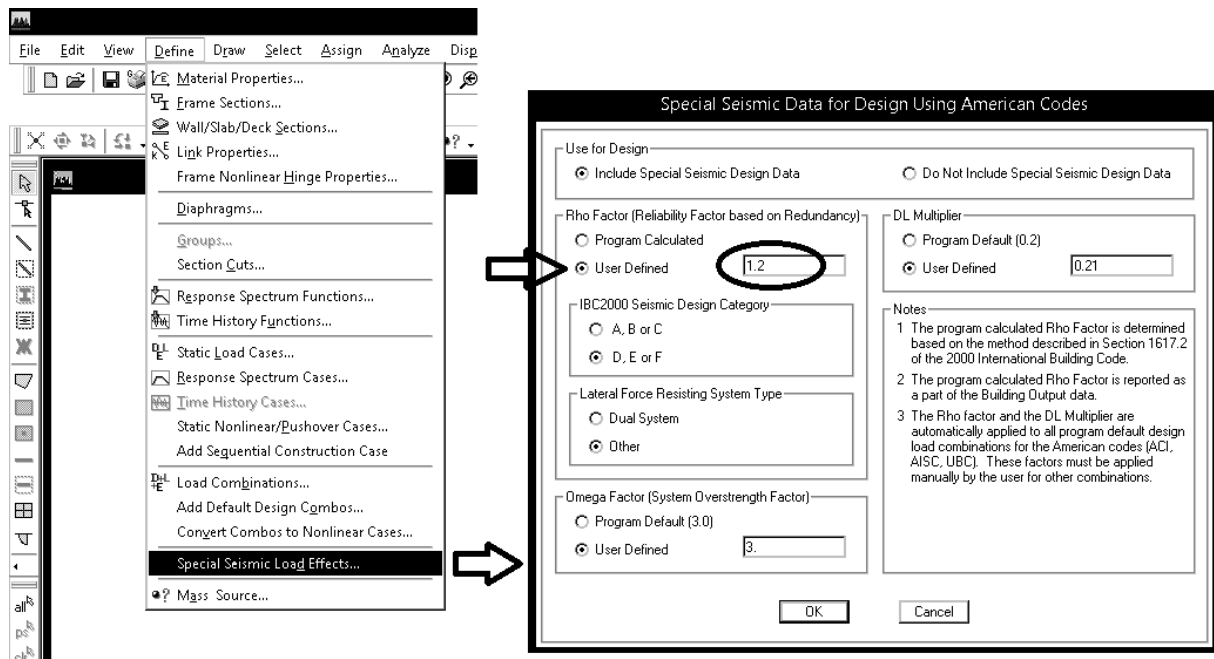


در سازه های بتنی:

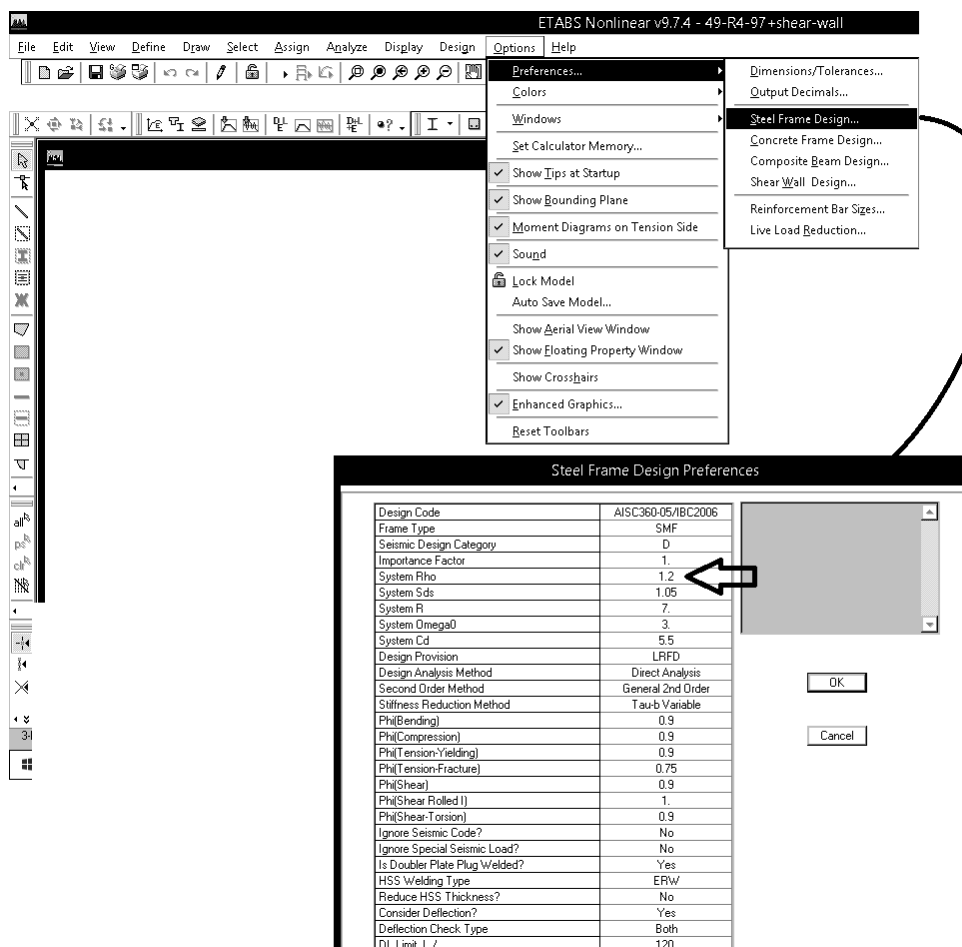


در ایتبس 9.7 نیز به شرح زیر می توان این ضریب را معرفی کرد:

در سازه های بتنی:



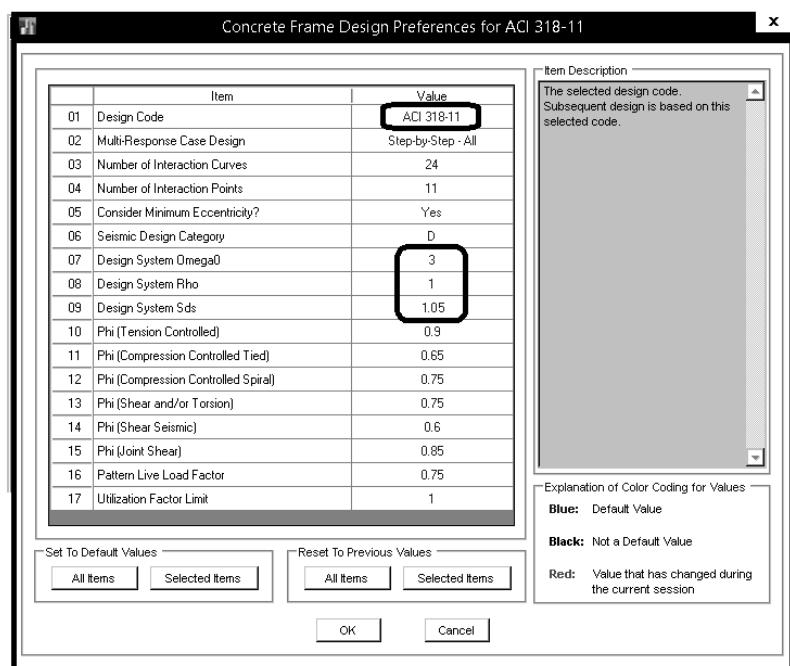
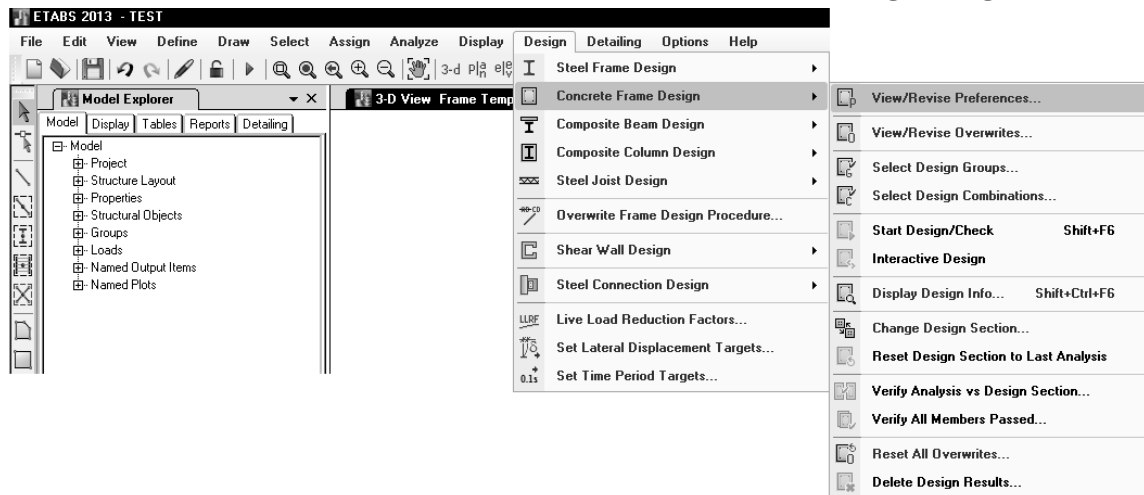
در سازه های فولادی:



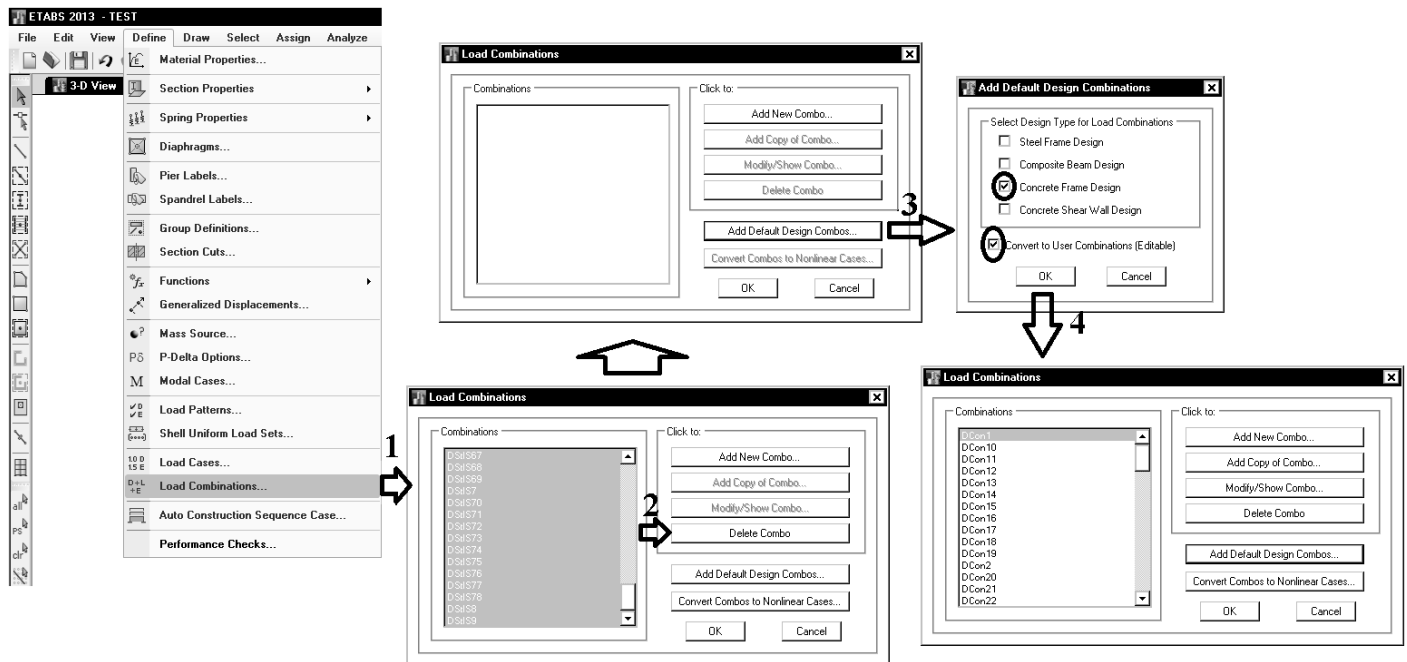


## ۱۵- طراحی سازه های بتنی

## ۱۵-۱- انتخاب آیین نامه بتن



## ۱۵-۲- ترکیب بارهای سازه بتنی



- با توجه به اینکه زلزله ۳۰ درصد متعامد قبلا در قسمت load case افزوده شده است، این ترکیب بارها به صورت اتوماتیک توسط نرم افزار ایجاد خواهند شد.

پس از افزودن ترکیب بارهای پیش فرض باید آنها را اصلاح نمایید:

- ۱- در تمامی ترکیب بارهای لرزه ای، بار EV باید افزوده شود
  - ۲- ضریب بار LRED0.5 در ترکیب بارهای لرزه ای باید به 0.5 تغییر یابد.
  - ۳- ترکیب بارهای فشار خاک (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.
  - ۴- ترکیب بارهای حرارت (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.
  - ۵- ترکیب بارهای باد (در صورت وجود) باید ۴۰٪ افزایش یابند.
- در صورتی که بخواهید ترکیب بارها را بر اساس ACI-2014 به صورت دستی وارد نمایید، ترکیب بارهای زیر باید وارد شوند:
- در ترکیب بارها فرض شده است فشار خاک و حرارت نداریم.
  - در این ترکیب بارها EXALL و EYALL هر کدام شامل سه زلزله متفاوت است. برای مثال در ترکیب بار زیر داریم:

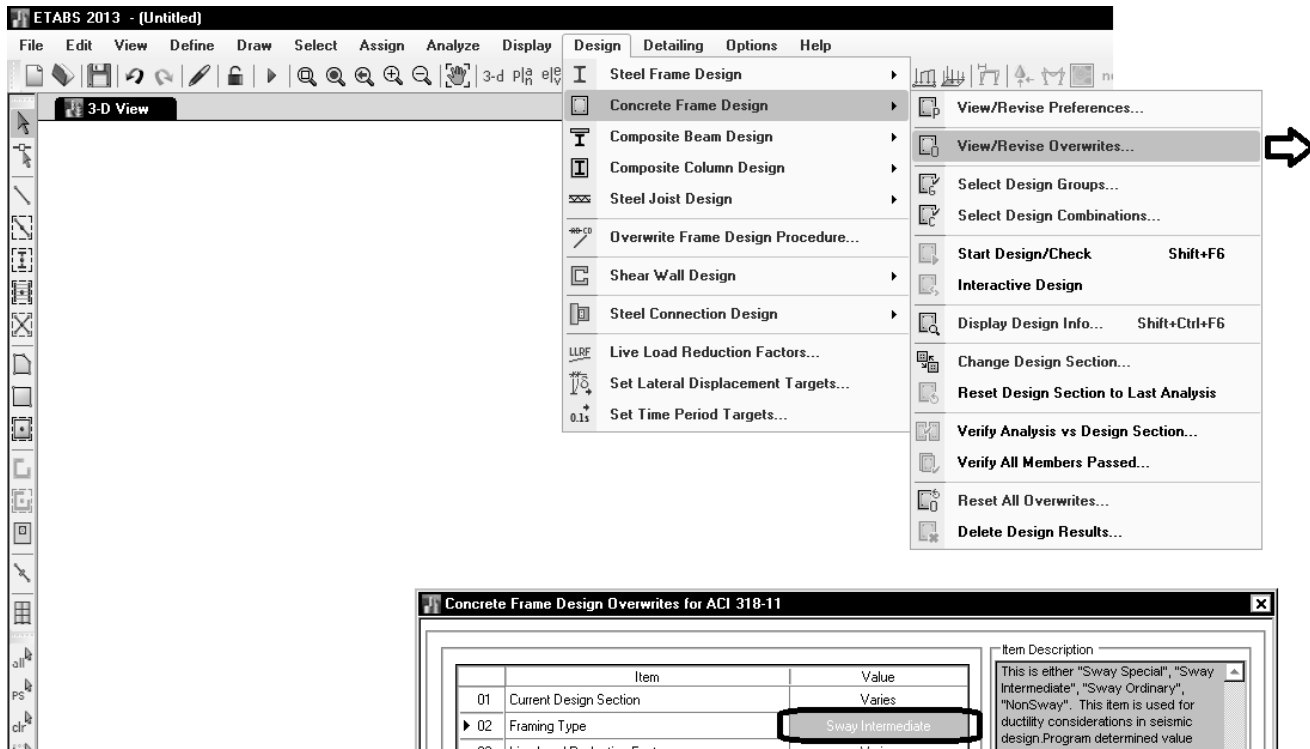
$$0.69D + EXALL - EV = \begin{cases} 0.69D + EX - EV \\ 0.69D + EXP - EV \\ 0.69D + EXN - EV \end{cases}$$

- طبق ویرایش چهارم، بار EV با ضریب یک با دیگر بارهای لرزه ای ترکیب می شود.

این ترکیب بارها مربوط به سازه هایی می باشد که در مناطق با لرزه خیزی بالا ( $A=0.35$ ) قرار گرفته اند. و ضریب بار مرده به جای 1.2 برابر 1.41 و نیز به جای 0.9 به صورت 0.69 منظور شده است. این تغییرات در ضریب بار مرده جهت منظور کردن زلزله قائم (ویرایش چهارم) می باشند. در صورتی که ضریب A کمتر از 0.35 باشد تمامی ضرایب 1.41 به 1.2 و تمامی ضرایب 0.69 به 0.9 تغییر می یابد. همچنین اگر ضریب اهمیت سازه  $I=1$  نباشد، باید به جای ضریب 1.41 باید از ضریب  $1.2+0.21*I$  و به جای ضریب 0.69 از ضریب  $0.9-0.21*I$  استفاده شود.

|         |                                                        |
|---------|--------------------------------------------------------|
| UDCON1  | 1.4D                                                   |
| UDCON2  | 1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S             |
| UDCON3  | 1.2D+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF         |
| UDCON4  | 1.2D+L+LRED+LRED0.5+LPART+1.6S                         |
| UDCON5  | 1.2D+L+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF                     |
| UDCON6  | 1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+EXALL+EV            |
| UDCON7  | 1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-EXALL+EV            |
| UDCON8  | 1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+EYALL+EV            |
| UDCON9  | 1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-EYALL+EV            |
| UDCON10 | 1.41D+L+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL+0.3EY)+EV    |
| UDCON11 | 1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL+0.3EY)+EV |
| UDCON12 | 1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL-0.3EY)+EV |
| UDCON13 | 1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL-0.3EY)+EV |
| UDCON14 | 1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL+0.3EX)+EV |
| UDCON15 | 1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL+0.3EX)+EV |
| UDCON16 | 1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL-0.3EX)+EV |
| UDCON17 | 1.41D+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL-0.3EX)+EV |
| UDCON18 | 0.69D +EXALL-EV                                        |
| UDCON19 | 0.69D -EXALL-EV                                        |
| UDCON20 | 0.69D +EYALL-EV                                        |
| UDCON21 | 0.69D -EYALL-EV                                        |
| UDCON22 | 0.69D +(EXALL+0.3EY)-EV                                |
| UDCON23 | 0.69D -(EXALL+0.3EY)-EV                                |
| UDCON24 | 0.69D +(EXALL-0.3EY)-EV                                |
| UDCON25 | 0.69D -(EXALL-0.3EY)-EV                                |
| UDCON26 | 0.69D +(EYALL+0.3EX)-EV                                |
| UDCON27 | 0.69D -(EYALL+0.3EX)-EV                                |
| UDCON28 | 0.69D +(EYALL-0.3EX)-EV                                |
| UDCON29 | 0.69D -(EYALL-0.3EX)-EV                                |

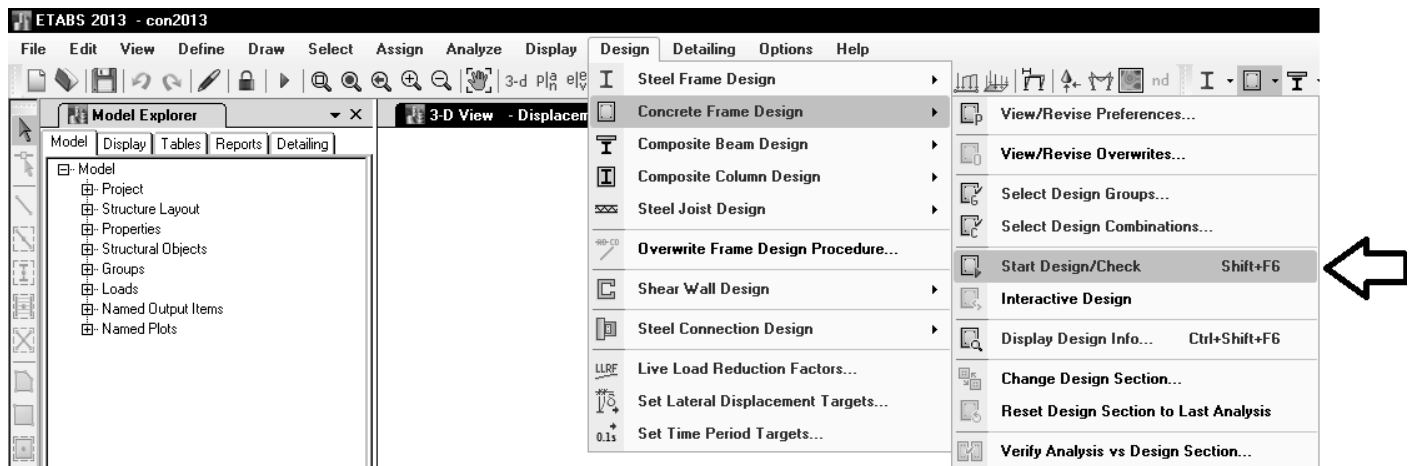
## ۱۵-۳- تعیین شکل پذیری سازه های بتنی



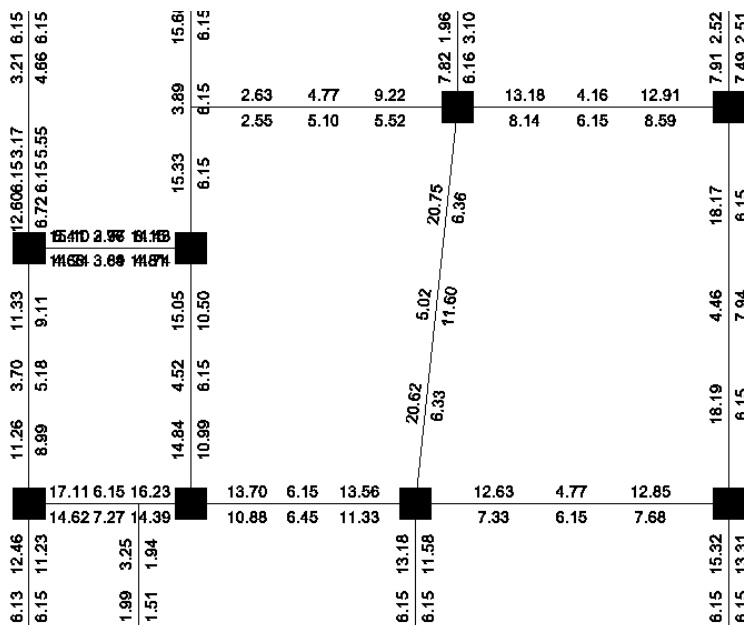
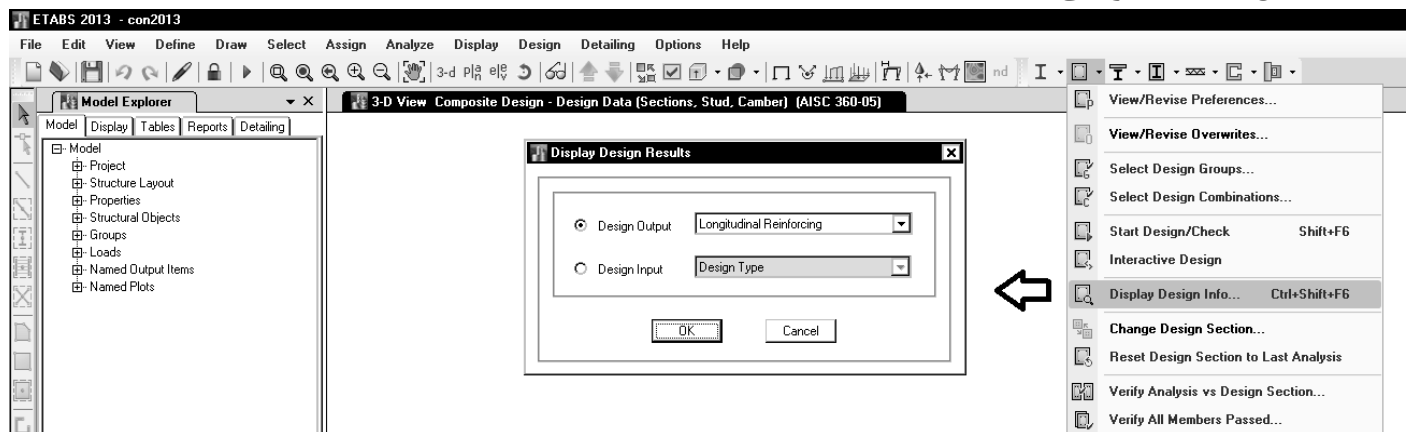
## ۱۵-۴- انتخاب ترکیب بارها



## ۱۶- طراحی سازه های بتنی



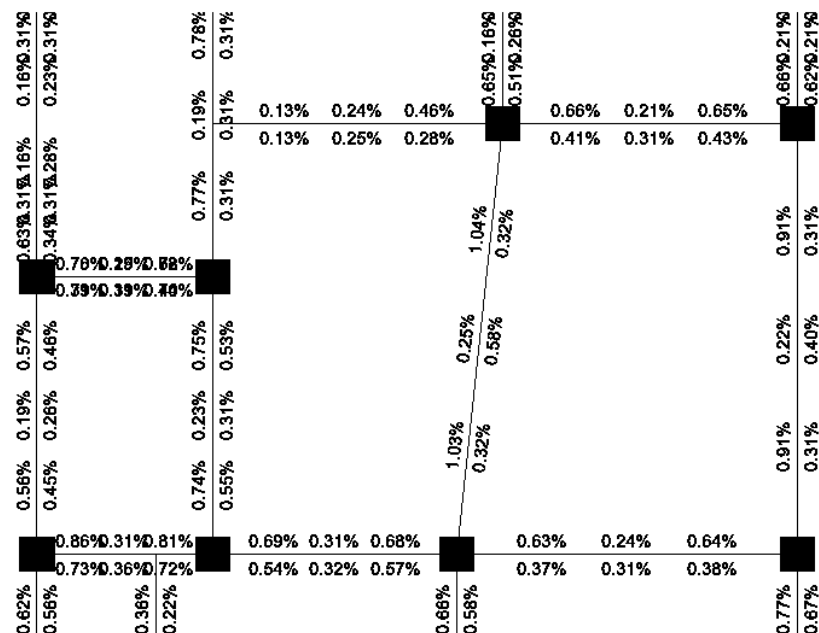
## ۱۶-۱- نمایش اطلاعات طراحی



**Display Design Results**

☒ Design Output: Rebar Percentage  
☐ Design Input: Design Sections

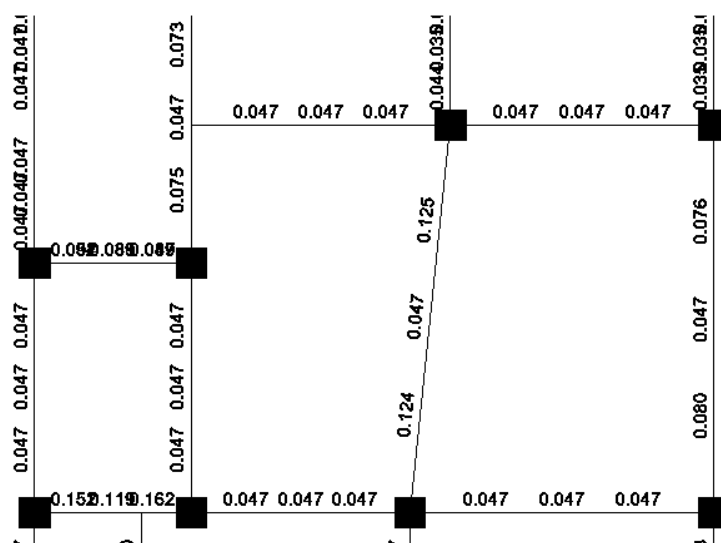
OK Cancel



**Display Design Results**

☒ Design Output: Shear Reinforcing  
☐ Design Input: Design Sections

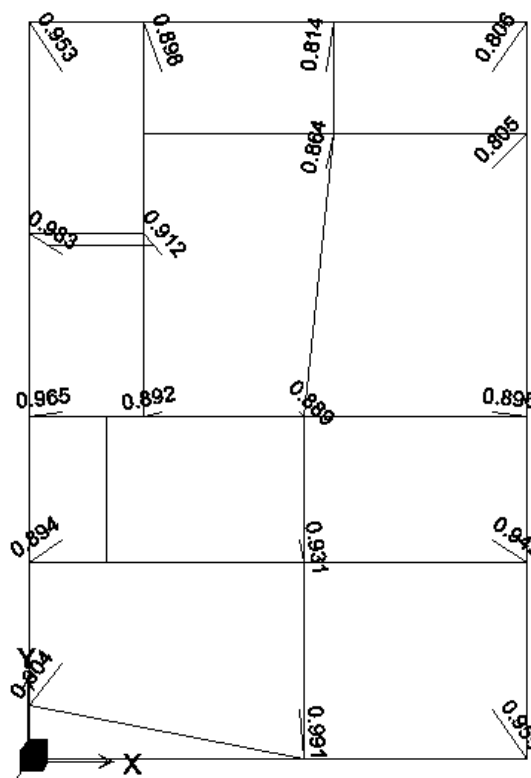
OK Cancel



**Display Design Results**

☒ Design Output: Column P-M Interaction Ratios  
☐ Design Input: Design Sections

OK Cancel



## ۱۶-۱-۱- تیر ضعیف ستون قوی

در سازه های با شکل پذیری زیاد (special) باید بند های زیر رعایت گردد:

۱-۲۰-۴-۲-۴-۲-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون ها

21.4.2.2 — The flexural strengths of the columns shall satisfy Eq. (21-1)

$$\Sigma M_{nc} \geq (1.2) \Sigma M_{nb} \quad (21-1)$$

$\Sigma M_{nc}$  = sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength.

$\Sigma M_{nb}$  = sum of nominal flexural strengths of the beams framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. In T-beam construction, where the slab is in tension under moments at the face of the joint, slab reinforcement within an effective slab width defined in 8.10 shall be assumed to contribute to  $M_{nb}$  if the slab reinforcement is developed at the critical section for flexure.

۱-۲۰-۴-۲-۴-۲-۴ در تمامی اتصالات تیرها به ستون ها، به جز مولرد گفته شده در بندهای ۱-۲۰-۴-۲-۴-۲ و ۱-۲۰-۴-۲-۴-۲، لنگرهای خمشی مقاوم ستون ها باید در رابطه زیر صدق کنند:

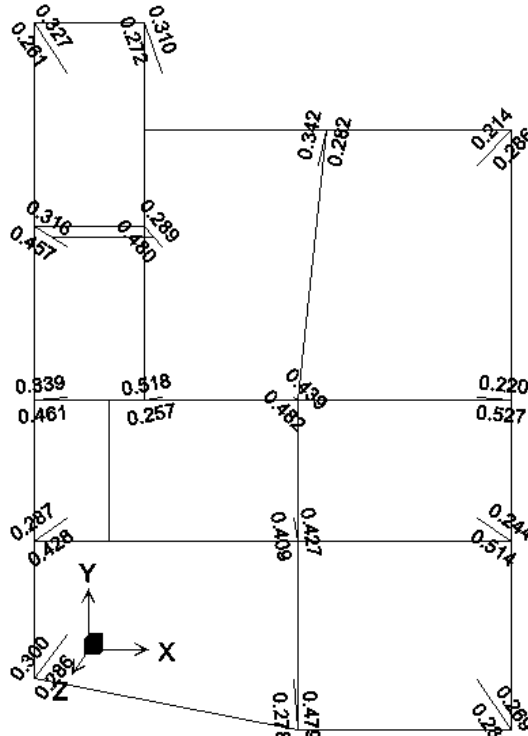
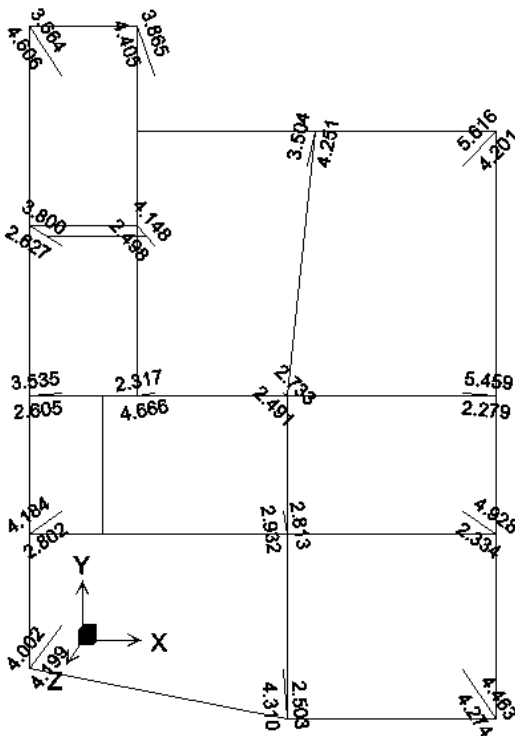
$$\Sigma M_c \geq 1/2 \Sigma M_g \quad (5-20-9)$$

در این رابطه:

$\Sigma M_c$  = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون ها در بالا و پایین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به دست دهد، محاسبه شوند.

$\Sigma M_g$  = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه (۵-۲۰-۹) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۵-۲۰-۹) باید در حالتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قابله عمل نمایند برقرار باشد.



Display Design Results

☒ Design Output Column/Beam Capacity Ratios

☐ Design Input Design Sections

OK Cancel

Display Design Results

☒ Design Output (6/5) Beam/Column Capacity Ratios

☐ Design Input Design Sections

OK Cancel

۹-۲۰-۴-۴ اتصالات تیر به ستون در قابها

۹-۲۰-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۰-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستونها در قابها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۲-۱) صورت گیرد. مقادیر  $V_r$  و  $V_u$  در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۴-۴-۱ و ۹-۲۰-۴-۴-۱-۳ تعیین شوند.

۹-۲۰-۴-۴-۱-۲ نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال،  $V_u$ ، باید براساس بیشترین نیروی کششی که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستونهای بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصلهای پلاستیک با ظرفیتهای خمشی مثبت یا منفی برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل،  $M_{pr}$ ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

۹-۲۰-۴-۴-۱-۳ نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال،  $V_r$ ، را می توان با شرط رعایت ضوابط بند ۹-۲۰-۴-۴-۲ حداکثر برابر با مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفت:

الف) برای اتصالات محصورشده در چهار سمت  $V_c A_j$

ب) برای اتصالات محصورشده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم  $0.9 A_j V_c$

پ) برای سایر اتصالات  $0.7 A_j V_c$

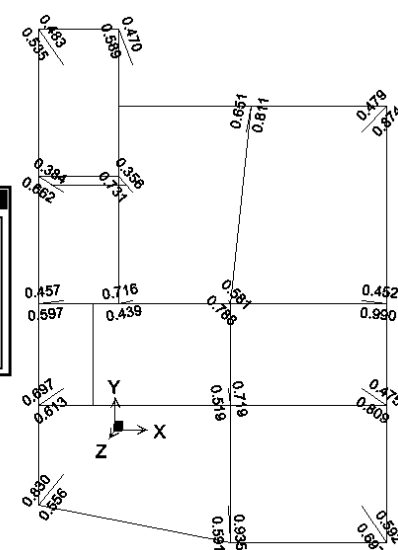
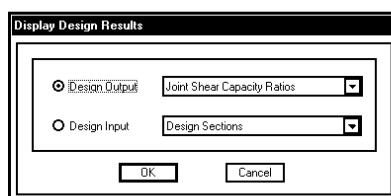
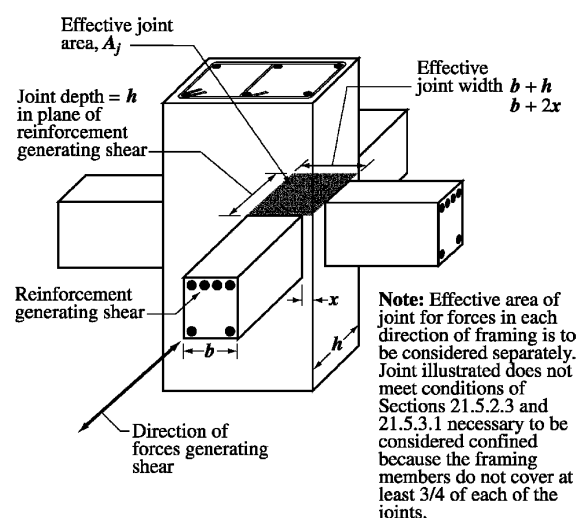
یک اتصال زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می رسد محصورشده تلقی می گردد که تیر حداقل سه چهارم سطح آن اتصال را پوشانده باشد.

$A_j$  = حداقل مساحت مقطع داخلی اتصال در صفحه ای به موازات محور آرماتوری که در اتصال ایجاد برش می کند، میلی متر مربع

عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مولردی که تیر اصلی به تکیه گاهی به پهنای بیشتر اتصال می یابد عرض مؤثر اتصال کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) اختیار شود:

الف) عرض تیر به اضافه عمق کل مقطع اتصال

ب) دو برابر کوچکترین فاصله محور تیر از بر ستون در جهت عمود بر محور تیر



## 21.5.3 — Shear strength

21.5.3.1 —  $V_n$  of the joint shall not be taken as greater than the values specified below for normal-weight concrete.

For joints confined on all four faces .....  $1.7 \sqrt{f'_c} A_j$

For joints confined on three faces or on two opposite faces .....  $1.2 \sqrt{f'_c} A_j$

For others .....  $1.0 \sqrt{f'_c} A_j$

A member that frames into a face is considered to provide confinement to the joint if at least three-quarters of the face of the joint is covered by the framing member. A joint is considered to be confined if such confining members frame into all faces of the joint.

$A_j$  is the effective cross-sectional area within a joint computed from joint depth times effective joint width. Joint depth shall be the overall depth of the column. Effective joint width shall be the overall width of the column, except where a beam frames into a wider column, effective joint width shall not exceed the smaller of (a) and (b):

(a) beam width plus joint depth

(b) twice the smaller perpendicular distance from longitudinal axis of beam to column side.



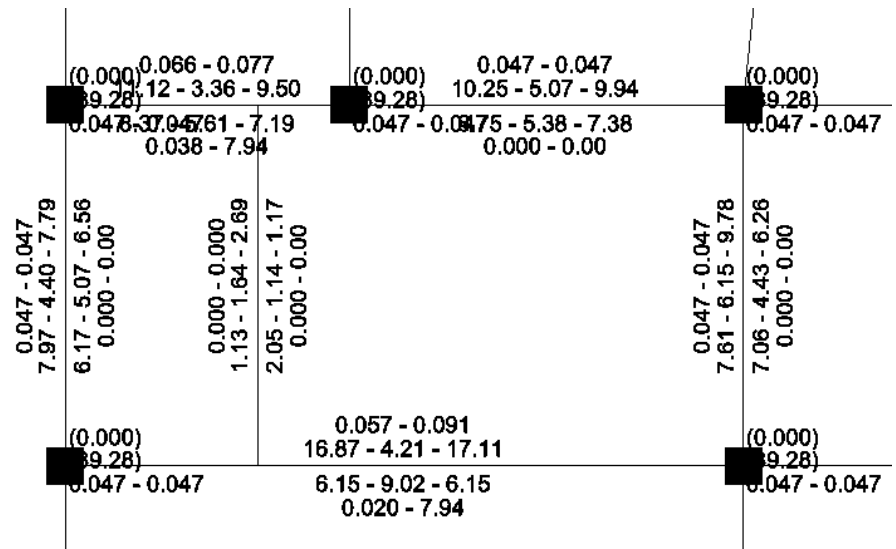
### ۱۶-۱-۳- نمایش خلاصه نتایج طراحی

**Display Design Results**

☒ Design Output: General Reinforcement Details

☐ Design Input: Design Sections

OK Cancel



**Display Design Results**

☐ Design Output  
☒ Design Input

Longitudinal Reinforcing  
 Design Sections  
 Design Type  
 Live Load Red Factors  
 Unbraced Length L-Factors  
 Effective Length K-Factors  
 Cm Factors  
 DNS Factors  
 DS Factors

OK

## ۱۶-۲- بررسی جزئیات طراحی اجزا

## Beam Element Details (Envelope)

| Level  | Element | Section ID | Length (mm) | LLRF | Type              |
|--------|---------|------------|-------------|------|-------------------|
| STORY2 | B100    | B40X50     | 3100        | 1    | Sway Intermediate |

## Section Properties

| b (mm) | h (mm) | b <sub>f</sub> (mm) | d <sub>s</sub> (mm) | d <sub>cl</sub> (mm) | d <sub>cb</sub> (mm) |
|--------|--------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| 400    | 500    | 400                 | 0                   | 62.5                 | 62.5                 |

## Material Properties

| E <sub>c</sub> (MPa) | f <sub>c</sub> (MPa) | Lt.Wt Factor (Unitless) | f <sub>y</sub> (MPa) | f <sub>ys</sub> (MPa) |
|----------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|
| 24820.63             | 24.52                | 1                       | 400                  | 300                   |

## Design Code Parameters

| Φ <sub>T</sub> | Φ <sub>CTied</sub> | Φ <sub>CSpiral</sub> | Φ <sub>Vns</sub> | Φ <sub>Vs</sub> | Φ <sub>Vjoint</sub> |
|----------------|--------------------|----------------------|------------------|-----------------|---------------------|
| 0.9            | 0.65               | 0.7                  | 0.75             | 0.6             | 0.85                |

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M<sub>u3</sub>

|               | End-I<br>Rebar Area<br>mm <sup>2</sup> | End-I<br>Rebar<br>% | Middle<br>Rebar Area<br>mm <sup>2</sup> | Middle<br>Rebar<br>% | End-J<br>Rebar Area<br>mm <sup>2</sup> | End-J<br>Rebar<br>% |
|---------------|----------------------------------------|---------------------|-----------------------------------------|----------------------|----------------------------------------|---------------------|
| Top (+2 Axis) | 2110                                   | 1.05                | 508                                     | 0.25                 | 2044                                   | 1.02                |
| Bot (-2 Axis) | 1991                                   | 1                   | 541                                     | 0.27                 | 2028                                   | 1.01                |

Flexural Design Moment, M<sub>u3</sub>

|               | End-I<br>Design M <sub>u</sub><br>kN-m | End-I<br>Station Loc<br>mm | Middle<br>Design M <sub>u</sub><br>kN-m | Middle<br>Station Loc<br>mm | End-J<br>Design M <sub>u</sub><br>kN-m | End-J<br>Station Loc<br>mm |
|---------------|----------------------------------------|----------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------|----------------------------------------|----------------------------|
| Top (+2 Axis) | 0                                      | 300                        | -58.7733                                | 1800                        | -285.804                               | 2800                       |
| Combo         | COMB62                                 |                            | COMB62                                  |                             | COMB60                                 |                            |
| Bot (-2 Axis) | 279.3394                               | 300                        | 62.51                                   | 1800                        | 283.9046                               | 2800                       |
| Combo         | COMB94                                 |                            | COMB94                                  |                             | COMB94                                 |                            |

Shear Reinforcement for Major Shear, V<sub>u2</sub>

| End-I<br>Rebar A <sub>v</sub> /s<br>mm <sup>2</sup> /m | Middle<br>Rebar A <sub>v</sub> /s<br>mm <sup>2</sup> /m | End-J<br>Rebar A <sub>v</sub> /s<br>mm <sup>2</sup> /m |
|--------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| 1679.1                                                 | 1545.63                                                 | 1679.1                                                 |

Design Shear Force for Major Shear, V<sub>u2</sub>

| End-I<br>Design V <sub>u</sub><br>kN | End-I<br>Station Loc<br>mm | Middle<br>Design V <sub>u</sub><br>kN | Middle<br>Station Loc<br>mm | End-J<br>Design V <sub>u</sub><br>kN | End-J<br>Station Loc<br>mm |
|--------------------------------------|----------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|----------------------------|
| 273.2109                             | 300                        | 260.0719                              | 1800                        | 273.2109                             | 2800                       |
| DCON46                               |                            | DCON46                                |                             | DCON46                               |                            |

## Torsion Reinforcement

| Shear<br>Rebar A <sub>t</sub> /s<br>mm <sup>2</sup> /m | Longitudinal<br>Rebar A <sub>l</sub><br>mm <sup>2</sup> |
|--------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| 0                                                      | 0                                                       |

## Design Torsion Force

| Design T <sub>u</sub><br>kN-m | Station Loc<br>mm | Design T <sub>u</sub><br>kN-m | Station Loc<br>mm |
|-------------------------------|-------------------|-------------------------------|-------------------|
| 1.7686                        | 2800              | 1.7686                        | 2800              |
| COMB72                        |                   | COMB72                        |                   |

**Concrete Beam Design Information (ACI 318-11)**

Story: STORY2 Section Name: B40X50  
Beam: B100

| COMBO ID | STATION LOC | TOP STEEL | BOTTOM STEEL | SHEAR STEEL |
|----------|-------------|-----------|--------------|-------------|
| COMB59   | 2.3000      | 1128      | 494          | 1612.36     |
| COMB59   | 2.8000      | 2044      | 626          | 1679.10     |
| COMB60   | 0.3000      | 0         | 1974         | 1679.10     |
| COMB60   | 0.8000      | 494       | 1161         | 1612.36     |
| COMB60   | 1.3000      | 494       | 536          | 1545.63     |
| COMB60   | 1.8000      | 494       | 494          | 1545.63     |
| COMB60   | 2.3000      | 1128      | 494          | 1612.36     |
| COMB60   | 2.8000      | 2044      | 626          | 1679.10     |
| COMB61   | 0.3000      | 2110      | 645          | 1679.10     |
| COMB61   | 0.8000      | 1165      | 508          | 1612.36     |
| COMB61   | 1.3000      | 508       | 508          | 1545.63     |
| COMB61   | 1.8000      | 508       | 541          | 1545.63     |
| COMB61   | 2.3000      | 508       | 1187         | 1612.36     |
| COMB61   | 2.8000      | 0         | 2026         | 1679.10     |
| COMB62   | 0.3000      | 2110      | 645          | 1679.10     |

Overwrites Summary **Flex Details** Shear Envelope

OK Cancel

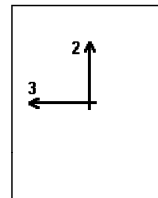
| Type of Check/Design            | Ordinary Moment Resisting Frames (Non-Seismic) | Intermediate Moment Resisting Frames (Seismic)                                                                                                                     | Special Moment Resisting Frames (Seismic)                                                                                                                          |
|---------------------------------|------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Beam Min. Moment Override Check | No Requirement                                 | $M_{uend}^+ \geq \frac{1}{3} M_{uend}^-$ $M_{uspan}^+ \geq \frac{1}{5} \max \{ M_u^+, M_u^- \}_{end}$ $M_{uspan}^- \geq \frac{1}{5} \max \{ M_u^+, M_u^- \}_{max}$ | $M_{uend}^+ \geq \frac{1}{2} M_{uend}^-$ $M_{uspan}^+ \geq \frac{1}{4} \max \{ M_u^+, M_u^- \}_{end}$ $M_{uspan}^- \geq \frac{1}{4} \max \{ M_u^+, M_u^- \}_{end}$ |

ETABS 2013 13.0.0

License #

## ETABS 2013 Concrete Frame Design

### ACI 318-11 Beam Section Design



#### Beam Element Details (Flexural Details)

| Level  | Element | Section ID | Combo ID | Station Loc | Length (mm) | LLRF | Type         |
|--------|---------|------------|----------|-------------|-------------|------|--------------|
| STORY2 | B100    | B40X50     | COMB62   | 0.3         | 3100        | 1    | Sway Special |

#### Section Properties

| b (mm) | h (mm) | b <sub>f</sub> (mm) | d <sub>s</sub> (mm) | d <sub>cl</sub> (mm) | d <sub>cb</sub> (mm) |
|--------|--------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| 400    | 500    | 400                 | 0                   | 62.5                 | 62.5                 |

#### Material Properties

| E <sub>c</sub> (MPa) | f <sub>c</sub> (MPa) | Lt.Wt Factor (Unitless) | f <sub>y</sub> (MPa) | f <sub>ys</sub> (MPa) |
|----------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|
| 24820.63             | 24.52                | 1                       | 400                  | 300                   |

#### Design Code Parameters

| Φ <sub>T</sub> | Φ <sub>CTied</sub> | Φ <sub>CSpiral</sub> | Φ <sub>Vns</sub> | Φ <sub>Vs</sub> | Φ <sub>Vjoint</sub> |
|----------------|--------------------|----------------------|------------------|-----------------|---------------------|
| 0.9            | 0.65               | 0.7                  | 0.75             | 0.6             | 0.85                |

#### Flexural Reinforcement for Moment, M<sub>u3</sub>

|                  | Required Rebar mm <sup>2</sup> | +Moment Rebar mm <sup>2</sup> | -Moment Rebar mm <sup>2</sup> | Minimum Rebar mm <sup>2</sup> |
|------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Top (+2 Axis)    | 2110                           | 0                             | 2110                          | 603                           |
| Bottom (-2 Axis) | 986                            | 986                           | 0                             | 603                           |

#### Design Moments, M<sub>u3</sub>

| Design +Moment kN-m | Design -Moment kN-m | Factored +Moment kN-m | Factored -Moment kN-m | Special +Moment kN-m | Special -Moment kN-m |
|---------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| 146.9333            | -293.8666           | 0                     | -293.8666             | 146.9333             | -293.8666            |

## ۱۶-۲-۲- جزئیات طرح برشی

برای قاب خمشی با شکل پذیری متوسط:

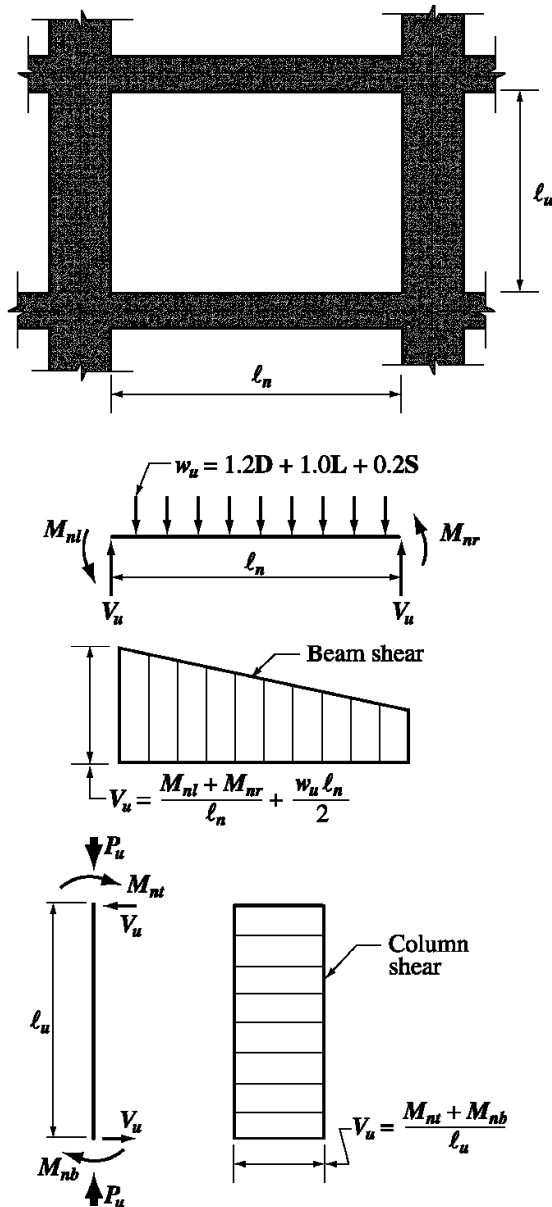


Fig. R21.12.3—Design shears for frames in regions of moderate seismic risk (see 21.12)

## ۹-۲۰-۳-۵ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قابها

۹-۲۰-۳-۵-۱ در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قابها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۲-۱) صورت گیرد. مقدار  $V_u$  در این رابطه نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود:

الف) مجموع نیروی برشی ایجادشده در عضو در اثر بارهای قائم و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی، با فرض تشکیل مفصلهای پلاستیکی

ب) نیروی برشی به دست آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر به سازه دو برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان منظور شود.

**21.12.3 —  $\phi V_n$  of beams, columns, and two-way slabs resisting earthquake effect,  $E$ , shall not be less than the smaller of (a) and (b):**

(a) The sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the member at each restrained end of the clear span and the shear calculated for factored gravity loads;

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include  $E$ , with  $E$  assumed to be twice that prescribed by the governing code for earthquake-resistant design.

Concrete Beam Design Information (ACI 318-11)

Story: STORY2 Section Name: B40X50

Beam: B100

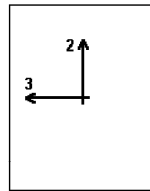
| COMB ID | STATION LOC | TOP STEEL | BOTTOM STEEL | SHEAR STEEL |
|---------|-------------|-----------|--------------|-------------|
| COMB59  | 2.3000      | 1128      | 603          | 3256.51     |
| COMB59  | 2.8000      | 2044      | 958          | 3323.25     |
| COMB60  | 0.3000      | 0         | 1974         | 3323.25     |
| COMB60  | 0.8000      | 603       | 1161         | 3256.51     |
| COMB60  | 1.3000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB60  | 1.8000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB60  | 2.3000      | 1128      | 603          | 3256.51     |
| COMB60  | 2.8000      | 2044      | 958          | 3323.25     |
| COMB61  | 0.3000      | 2110      | 986          | 3323.25     |
| COMB61  | 0.8000      | 1165      | 603          | 3256.51     |
| COMB61  | 1.3000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB61  | 1.8000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB61  | 2.3000      | 603       | 1187         | 3256.51     |
| COMB61  | 2.8000      | 0         | 2026         | 3323.25     |
| COMB62  | 0.3000      | 2110      | 986          | 3323.25     |

Overwrites Summary Flex. Details **Shear** Envelope

OK Cancel

## ETABS 2013 Concrete Frame Design

## ACI 318-11 Beam Section Design



## Beam Element Details (Shear Details)

| Level  | Element | Section ID | Combo ID | Station Loc | Length (mm) | LLRF | Type              |
|--------|---------|------------|----------|-------------|-------------|------|-------------------|
| STORY2 | B100    | B40X50     | COMB62   | 0.3         | 3100        | 1    | Sway Intermediate |

## Section Properties

| b (mm) | h (mm) | b <sub>f</sub> (mm) | d <sub>s</sub> (mm) | d <sub>cl</sub> (mm) | d <sub>cb</sub> (mm) |
|--------|--------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| 400    | 500    | 400                 | 0                   | 62.5                 | 62.5                 |

## Material Properties

| E <sub>c</sub> (MPa) | f <sub>c</sub> (MPa) | Lt.Wt Factor (Unitless) | f <sub>y</sub> (MPa) | f <sub>ys</sub> (MPa) |
|----------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|
| 24820.63             | 24.52                | 1                       | 400                  | 300                   |

## Design Code Parameters

| Φ <sub>T</sub> | Φ <sub>CTied</sub> | Φ <sub>CSpiral</sub> | Φ <sub>Vns</sub> | Φ <sub>Vs</sub> | Φ <sub>Vjoint</sub> |
|----------------|--------------------|----------------------|------------------|-----------------|---------------------|
| 0.9            | 0.65               | 0.7                  | 0.75             | 0.6             | 0.85                |

Shear/Torsion Design for V<sub>u2</sub> and T<sub>u</sub>

| Rbar<br>A <sub>as</sub><br>mm <sup>2</sup> /m | Rbar<br>A <sub>f</sub> /S<br>mm <sup>2</sup> /m | Rbar<br>A <sub>f</sub><br>mm <sup>2</sup> | Design<br>V <sub>u2</sub><br>kN | Design<br>T <sub>u</sub><br>kN-m | Design<br>M <sub>u3</sub><br>kN-m | Design<br>P <sub>u</sub><br>kN |
|-----------------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------|
| 1679.1                                        | 0                                               | 0                                         | 273.2109                        | 0.1166                           | -293.8666                         | 0                              |

تحت ترکیب بارهای طراحی

## Design Forces

With 2\*E

| Factored<br>V <sub>u2</sub><br>kN | Factored<br>M <sub>u3</sub><br>kN-m | Factored<br>V <sub>u*</sub><br>kN | Factored<br>M <sub>u*</sub><br>kN-m | Capacity<br>V <sub>p</sub><br>kN | Gravity<br>V <sub>g</sub><br>kN |
|-----------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| 247.4386                          | -293.8666                           | 475.554                           | -579.4176                           | 256.7872                         | -16.4237                        |

qL/2

## Capacity Moment

|       | Long.Rebar<br>A <sub>s</sub> (Bottom)<br>mm <sup>2</sup> | Long.Rebar<br>A <sub>s</sub> (Top)<br>mm <sup>2</sup> | Capacity Moment<br>M <sub>pos</sub><br>kN-m | Capacity Moment<br>M <sub>neg</sub><br>kN-m |
|-------|----------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|---------------------------------------------|---------------------------------------------|
| Left  | 1991                                                     | 2110                                                  | 310.3771                                    | 326.5184                                    |
| Right | 2028                                                     | 2044                                                  | 315.4495                                    | 317.56                                      |

$$\frac{M_{pos} + M_{neg}}{Ln} = \frac{326.5184 + 315.4495}{3.1 - 0.6} = 256.7872$$

$$\frac{M_{pos} + M_{neg}}{Ln} + qL/2$$

$$= 256.7872 + 16.4237$$

$$= 273.2109$$

## Design Basis

| Design<br>V <sub>u2</sub><br>kN | Conc.Area<br>A <sub>c</sub><br>cm <sup>2</sup> | Area<br>A <sub>g</sub><br>cm <sup>2</sup> | Tensn.Reinf<br>A <sub>st</sub><br>mm <sup>2</sup> | Strength<br>f <sub>ys</sub><br>MPa | Strength<br>f <sub>cs</sub><br>MPa | LtWt.Reduc<br>Factor<br>Unitless |
|---------------------------------|------------------------------------------------|-------------------------------------------|---------------------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 273.2109                        | 1750                                           | 2000                                      | 2110                                              | 300                                | 24.52                              | 1                                |

## Shear Rebar Design

| Stress<br>v<br>MPa | Conc.Capacity<br>v <sub>c</sub><br>MPa | Uppr.Limit<br>v <sub>max</sub><br>MPa | Conc.Capacity<br>Φv <sub>c</sub><br>MPa | Uppr.Limit<br>Φv <sub>max</sub><br>MPa | RebarArea<br>A <sub>v</sub> /s<br>mm <sup>2</sup> /m | Shear<br>ΦV <sub>c</sub><br>kN | Shear<br>ΦV <sub>s</sub><br>kN | Shear<br>ΦV <sub>n</sub><br>kN |
|--------------------|----------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------|------------------------------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 1.56               | 0.82                                   | 4.11                                  | 0.62                                    | 3.08                                   | 1679.1                                               | 107.9243                       | 165.2866                       | 273.2109                       |

## Torsion Capacity

| Torsion<br>T <sub>u</sub><br>kN-m | Critical<br>ΦT <sub>c</sub><br>kN-m | Conc.Area<br>A <sub>cp</sub><br>cm <sup>2</sup> | Conc.Area<br>A <sub>ch</sub><br>cm <sup>2</sup> | Conc.Area<br>A <sub>o</sub><br>cm <sup>2</sup> | Perimeter<br>P <sub>cp</sub><br>mm | Perimeter<br>P <sub>h</sub><br>mm |
|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 0.1166                            | 6.8523                              | 2000                                            | 1278.9                                          | 1087.1                                         | 1800                               | 1444.4                            |

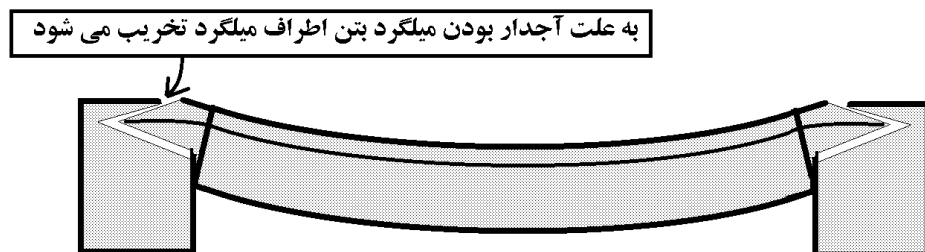
$$\phi 0.083 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \sqrt{f'_c}}}$$

### ۱۶-۳- جزئیات طرح پیچشی و اصلاح ضریب ترک خوردگی پیچشی

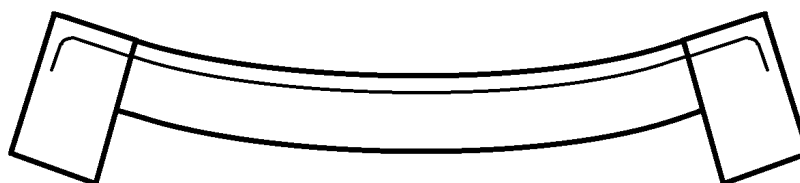
- تیرهای فرعی متصل به تیرهای اصلی موجب ایجاد لنگر پیچشی در تیر اصلی می شود.
- برخی طراحان تیرهای فرعی بتنی را به صورت دوسر مفصل مدل می کنند و در عوض در نقشه های اجرایی آرماتورهای خمشی تیر فرعی را بدون قلاب انتهایی رسم می کنند:



- عدم تامین طول مهاري برای میلگرها موجب تخریب بتن شده و دتایل فوق از نظر اینجانب نادرست بوده و طبق آیین نامه های طراحی چنین اجازه ای نداریم.



- علت دوسر مفصل کردن تیرهای فرعی توسط برخی طراحان: در صوتی که تیر فرعی به صورت گیردار مدل شود، به علت ایجاد پیچش زیاد در تیر فرعی میزان آرماتور پیچشی لازم در تیر اصلی بالا رفته و پاسخ های غیر منطقی از نرم افزار مشاهده می شود.
- درعمل تیر اصلی به علت ایجاد ترکهای پیچشی دوران کرده و بنابراین لنگر وارد شده بر آن کاهش می یابد:



• راه حل صحیح:

طبق بندهای زیر از مبحث نهم و نیز ACI باید سختی پیچشی تیر اصلی را کاهش دهیم تا بتواند دوران کند و لنگر پیچشی بازپخش شود:

۹-۱۵-۱۱ لنگر پیچشی نهایی در اعضای ساختمان‌های نامعین

۹-۱۵-۱۱-۱ در مواردی که مقاومت در برابر لنگر  $T_u$  برای برقراری تعادل عضوی لازم باشد، عضو مورد نظر باید برای تحمل تمام لنگر پیچشی معادل  $T_{cr}$ ، مطابق ضوابط بند ۹-۱۵-۷ طراحی شود.

۹-۱۵-۱۱-۲ در مواردی که امکان کاهش لنگر پیچشی در اثر باز پخش لنگرهای داخلی در عضوی از یک ساختمان نامعین موجود باشد، می‌توان مقدار  $T_u$  را به  $0.67T_{cr}$  کاهش داد به شرطی که اثر لنگرها و برش‌های تعدیل‌شده عضو در سایر اعضای مجاور با استفاده از روابط تعادل، محاسبه و در طراحی به کار گرفته شود.

### 11.6.1 — Threshold torsion

It shall be permitted to neglect torsion effects if the factored torsional moment  $T_u$  is less than:

(a) For nonprestressed members:

$$\phi 0.083 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

(b) For prestressed members:

$$\phi 0.083 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33 \sqrt{f'_c}}}$$

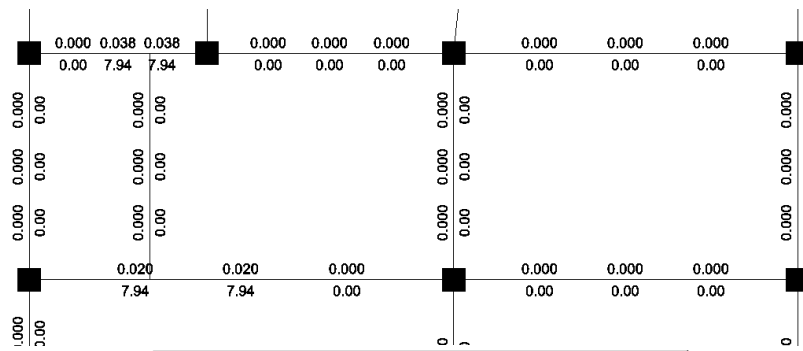
(c) For nonprestressed members subjected to an axial tensile or compressive force:

$$\phi 0.083 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \sqrt{f'_c}}}$$

**11.6.2.2 —** In a statically indeterminate structure where reduction of the torsional moment in a member can occur due to redistribution of internal forces upon cracking, the maximum  $T_u$  shall be permitted to be reduced to the values given in (a), (b), or (c), as applicable:

(a) For nonprestressed members, at the sections described in 11.6.2.4:

$$\phi 0.33 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$



**Display Design Results**

☒ Design Output    Torsion Reinforcing  
☐ Design Input    Design Sections

OK Cancel

**Concrete Beam Design Information (ACI 318-11)**

Story: STORY2    Section Name: B40x50  
 Beam: B100

| COMB ID | STATION LOC | TOP STEEL | BOTTOM STEEL | SHEAR STEEL |
|---------|-------------|-----------|--------------|-------------|
| COMB59  | 2.3000      | 1128      | 603          | 3256.51     |
| COMB59  | 2.8000      | 2044      | 958          | 3323.25     |
| COMB60  | 0.3000      | 0         | 1974         | 3323.25     |
| COMB60  | 0.8000      | 603       | 1161         | 3256.51     |
| COMB60  | 1.3000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB60  | 1.8000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB60  | 2.3000      | 1128      | 603          | 3256.51     |
| COMB60  | 2.8000      | 2044      | 958          | 3323.25     |
| COMB61  | 0.3000      | 2110      | 986          | 3323.25     |
| COMB61  | 0.8000      | 1165      | 603          | 3256.51     |
| COMB61  | 1.3000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB61  | 1.8000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB61  | 2.3000      | 603       | 1187         | 3256.51     |
| COMB61  | 2.8000      | 0         | 2026         | 3323.25     |
| COMB62  | 0.3000      | 2110      | 986          | 3323.25     |

Overwrites Summary Flex Details Shear **Envelope**

OK Cancel

**Concrete Beam Design Information (ACI 318-11)**

Story: STORY2    Section Name: B40x50  
 Beam: B100

| COMB ID | STATION LOC | TOP STEEL | BOTTOM STEEL | SHEAR STEEL |
|---------|-------------|-----------|--------------|-------------|
| COMB59  | 2.3000      | 1128      | 603          | 3256.51     |
| COMB59  | 2.8000      | 2044      | 958          | 3323.25     |
| COMB60  | 0.3000      | 0         | 1974         | 3323.25     |
| COMB60  | 0.8000      | 603       | 1161         | 3256.51     |
| COMB60  | 1.3000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB60  | 1.8000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB60  | 2.3000      | 1128      | 603          | 3256.51     |
| COMB60  | 2.8000      | 2044      | 958          | 3323.25     |
| COMB61  | 0.3000      | 2110      | 986          | 3323.25     |
| COMB61  | 0.8000      | 1165      | 603          | 3256.51     |
| COMB61  | 1.3000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB61  | 1.8000      | 603       | 603          | 3189.77     |
| COMB61  | 2.3000      | 603       | 1187         | 3256.51     |
| COMB61  | 2.8000      | 0         | 2026         | 3323.25     |
| COMB62  | 0.3000      | 2110      | 986          | 3323.25     |

Overwrites Summary Flex Details **Shear** Envelope

OK Cancel

### Design Torsion Force

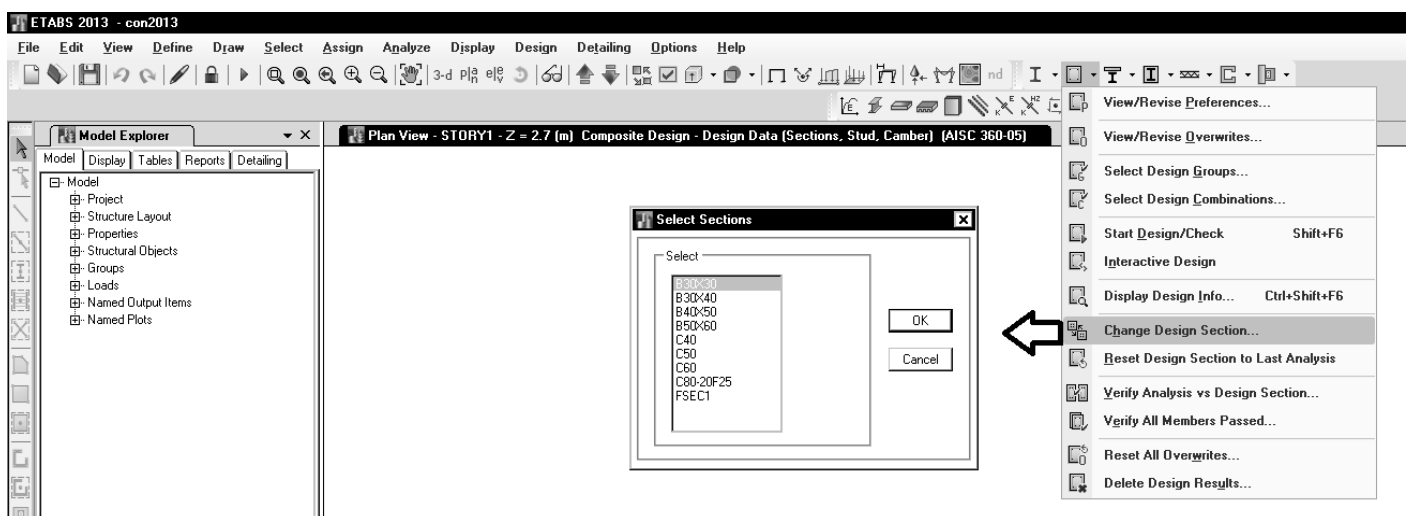
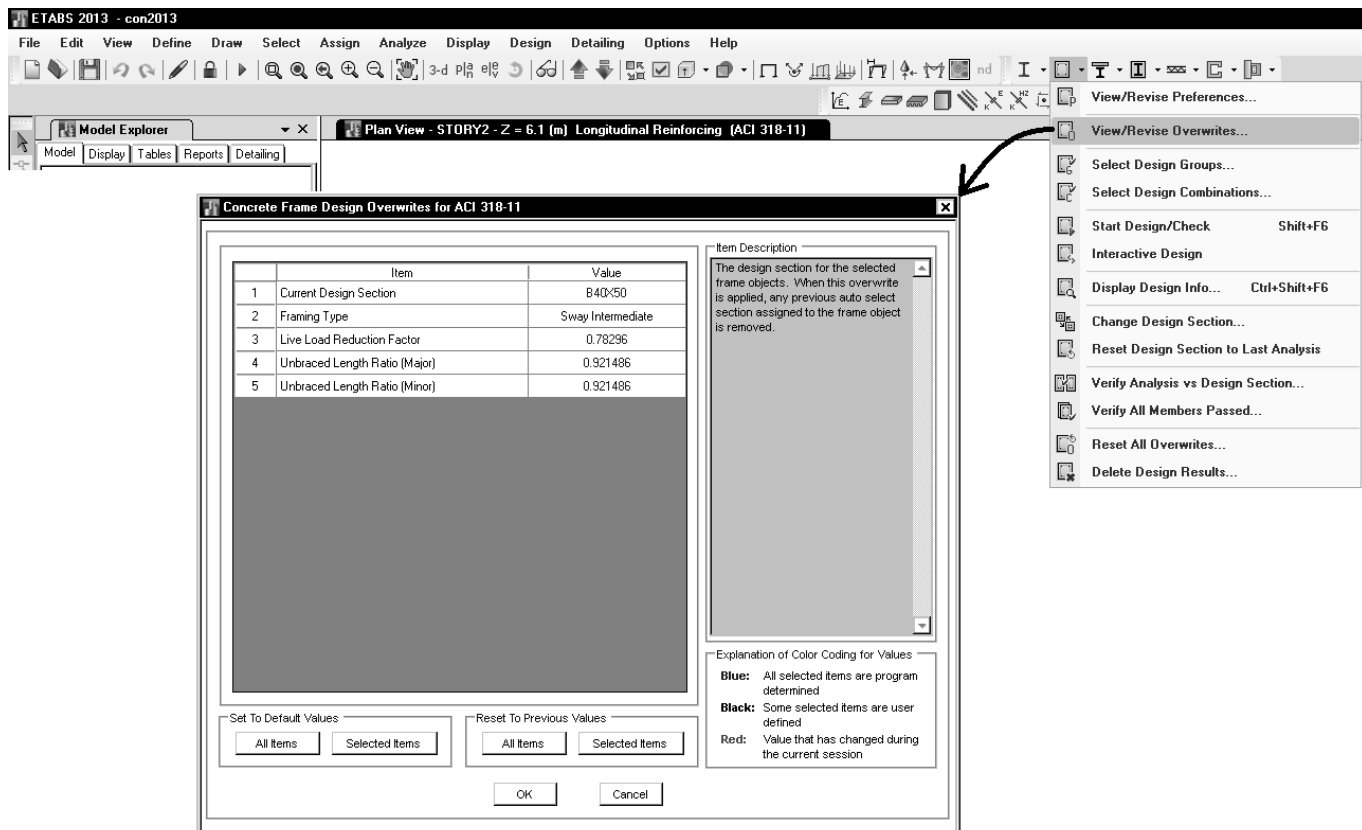
| Design T <sub>u</sub><br>kN-m | Station Loc<br>mm | Design T <sub>u</sub><br>kN-m | Station Loc<br>mm |
|-------------------------------|-------------------|-------------------------------|-------------------|
| 1.7686                        | 2800              | 1.7686                        | 2800              |
| COMB72                        |                   | COMB72                        |                   |

### Torsion Capacity

| Torsion<br>T <sub>u</sub><br>kN-m | Critical<br>ΦT <sub>c</sub><br>kN-m | Conc.Area<br>A <sub>cp</sub><br>cm <sup>2</sup> | Conc.Area<br>A <sub>oh</sub><br>cm <sup>2</sup> | Conc.Area<br>A <sub>c</sub><br>cm <sup>2</sup> | Perimeter<br>P <sub>cp</sub><br>mm | Perimeter<br>P <sub>s</sub><br>mm |
|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 0.1166                            | 6.8523                              | 2000                                            | 1278.9                                          | 1087.1                                         | 1800                               | 1444.4                            |

$$\phi 0.083 \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \sqrt{f'_c}}}$$





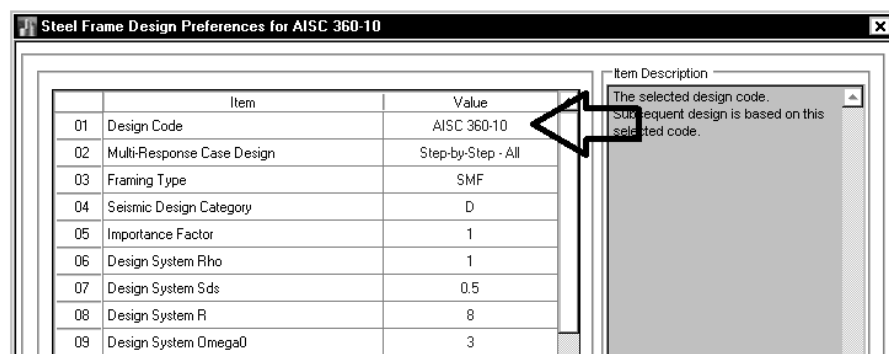
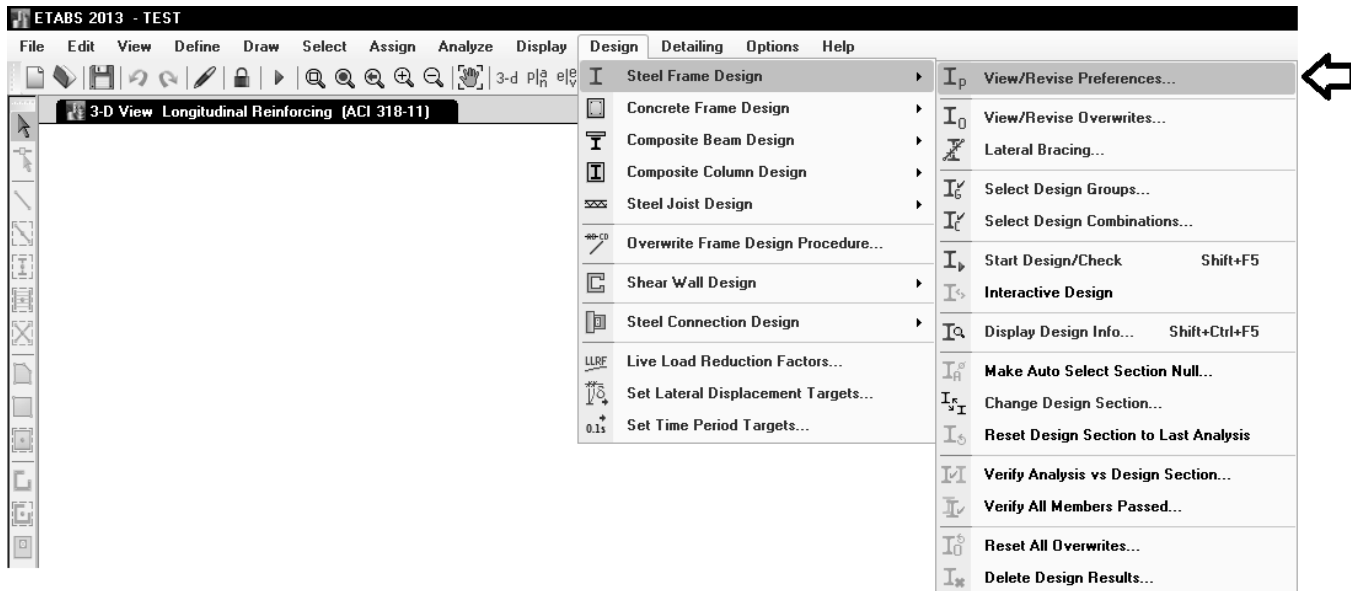
## ۱۷- طراحی سازه های فولادی

### ۱۷-۱- انتخاب آیین نامه

ضوابط مربوط به طراحی به روش حالت حدی (LRFD) در مبحث دهم ایران تشابه زیادی با روش حالت حدی AISC-LRFD-2010 دارد (قسمت عمده آن ترجمه همین آیین نامه می باشد).

با توجه به اینکه در ویرایش ۹۲ مبحث دهم روش ASD حذف شده است، تنها گزینه ممکن استفاده از AISC2010 می باشد.

### ۱۷-۲- طراحی بر اساس AISC360-10



## ۱۷-۲-۱- تنظیم پارامترهای لرزه ای در سازه های فولادی در روش LRFD

**Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10**

| Item                                            | Value              |
|-------------------------------------------------|--------------------|
| 01 Design Code                                  | AISC 360-10        |
| 02 Multi-Response Case Design                   | Step-by-Step - All |
| 03 Framing Type                                 | IMF                |
| 04 Seismic Design Category                      | D                  |
| 05 Importance Factor                            | 1                  |
| 06 Design System Rho                            | 1                  |
| 07 Design System Sds                            | 0                  |
| 08 Design System R                              | 5                  |
| 09 Design System Omega0                         | 3                  |
| 10 Design System Cd                             | 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                |
| 18 Phi(Tension/Yielding)                        | 0.9                |

Item Description  
Resistance factor.

Explanation of Color Coding for Values  
**Blue:** Default Value  
**Black:** Not a Default Value  
**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values

Reset To Previous Values

:Frame Type

در صورتی که سازه در یک جهت بادی بندی شده باشد و در جهت دیگر قاب خمشی؟

| Item                          | Value              |
|-------------------------------|--------------------|
| 01 Design Code                | AISC 360-10        |
| 02 Multi-Response Case Design | Step-by-Step - All |
| 03 Framing Type               | IMF                |
| 04 Seismic Design Category    | SMF                |
| 05 Importance Factor          | IMF                |
| 06 Design System Rho          | SCBF               |
| 07 Design System Sds          | OCBF               |
| 08 Design System R            | EBF                |

:Seismic category

| Item                       | Value |
|----------------------------|-------|
| 04 Seismic Design Category | D     |
|                            | A     |
|                            | B     |
|                            | C     |
|                            | D     |
|                            | E     |
|                            | F     |

## Importance factor:

## ۵-۱-۶ گروه‌بندی ساختمان‌ها و سایر سیستم‌های سازه‌ای

## ۵-۱-۶-۱ گروه‌بندی خطرپذیری

ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها باید بنا بر میزان خطرپذیری جانی، سلامت و رفاهی که بر اساس میزان آسیب یا خرابی و با توجه به کاربری آنها مطابق جدول ۱-۶-۱ تعیین می‌شود، برای اعمال بار سیل، باد، برف، زلزله و یخ دسته‌بندی گردند. به هر ساختمان یا سیستم سازه‌ای بایستی بالاترین گروه خطرپذیری ممکن اختصاص یابد. حداقل نیروهای طراحی برای سازه‌ها باید براساس ضرایب اهمیت ارائه شده در جدول ۱-۶-۲ که از آن در سایر فصول این مبحث استفاده شده، تعیین گردد. اختصاص گروه‌های خطرپذیری مختلف به یک ساختمان یا سیستم سازه‌ای برای انواع مختلف شرایط بارگذاری (برای نمونه، باد یا زلزله) امکان‌پذیر است.

## جدول ۱-۶-۲ ضریب اهمیت مربوط به گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بارهای باد، برف، یخ و زلزله

| گروه خطرپذیری مطابق جدول ۱-۶-۱ | ضریب اهمیت بار لرزه‌ای، $I_e$ | ضریب اهمیت بار باد، $I_w$ | ضریب اهمیت یخ، $I_s$ | ضریب اهمیت بار برف، $I_b$ |
|--------------------------------|-------------------------------|---------------------------|----------------------|---------------------------|
| ۱                              | ۱٫۴                           | ۱٫۲۵                      | ۱٫۲۵                 | ۱٫۲                       |
| ۲                              | ۱٫۲                           | ۱٫۱۵                      | ۱٫۲۵                 | ۱٫۱                       |
| ۳                              | ۱                             | ۱                         | ۱                    | ۱                         |
| ۴                              | ۰٫۸                           | ۰٫۸                       | ۰٫۸                  | ۰٫۸                       |

## جدول ۱-۶-۱ گروه‌بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بار سیل، باد، برف، زلزله و یخ

| گروه خطرپذیری | نوع کاربری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |
|---------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ۱             | ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که به عنوان تأسیسات ضروری طراحی می‌گردند و وقفه در بهره‌برداری از آن‌ها به طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز و تأسیسات آبرسانی، نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات انتظامی، مراکز کمک رسانی و به طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در امداد و نجات موثر باشد.<br>ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آن‌ها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر برای محیط زیست در کوتاه‌مدت یا دراز مدت خواهد گردید، هرگونه ساختمان یا تأسیساتی که سازنده، پردازنده، فروشنده یا ترتیب دهنده مقادیری از مواد شیمیایی یا زباله‌های بسیار خطرناک با توجه به ضوابط قانونی موجود باشند که انتشار این مواد منجر به خطری برای عموم شود، مشمول این گروه خطرپذیری می‌باشد.<br>سایر ساختمان‌ها و سیستم‌های سازه‌ای که برای حفظ عملکرد ساختمان‌های گروه خطرپذیری ۱ موردنیاز می‌باشند.                                                                                                            |
| ۲             | ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی قابل توجه شود مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، یا هر فضای سرپوشیده‌ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر زیر یک سقف باشد.<br>ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لکن خرابی آن‌ها خسارت اقتصادی قابل توجهی داشته یا باعث از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش نگهداری می‌شود.<br>ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تأسیسات صنعتی که جزو موارد گروه خطرپذیری ۱ نمی‌باشند لیکن خرابی آن‌ها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها، مراکز گازرسانی، انبارهای سوخت و یا هرگونه ساختمان یا تأسیساتی که سازنده، پردازنده، فروشنده یا ترتیب‌دهنده مقادیری از موادی مانند سوخت‌های خطرناک، موادشیمیایی خطرناک، زباله‌های خطرناک و یا مواد منفجره باشند که با توجه به ضوابط قانونی موجود، انتشار گسترده این مواد سمی و مضر منجر به خطری برای عموم نمی‌شود (مطابق بند ۱-۶-۵-۳). |
| ۳             | کلیه ساختمان‌ها و سازه‌های مشمول این مبحث که جزو ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه خطرپذیری دیگر نباشند مانند ساختمان‌های مسکونی، اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های طبقاتی، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی و غیره.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       |
| ۴             | ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که خرابی آن‌ها منجر به تلفات جانی و خسارات مالی نسبتاً کم خواهد شد مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های مرغداری.<br>ساختمان‌ها و سایر سازه‌های موقتی که مدت بهره‌برداری از آن‌ها کمتر از دو سال است.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |

## Design system omega0

## ۳-۳-۸ ترکیب سیستم‌ها در پلان

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار و ضرایب  $C_e$  و  $\Omega_0$  مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

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

ترکیبات بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح (E) با زلزله تشدید یافته ( $\Omega_0 E$ ) در ترکیبات متعارف بارها به دست می‌آیند که در آن  $\Omega_0$  به ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای موسوم است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر از حد تعیین‌شده

مصلح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، جزئیات‌بندی اعضا، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب  $\Omega_0$  برای انواع سیستم‌های سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۲ در نظر گرفته شود.

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

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

The program automatically considers seismic load effects, including over-strength factors (ASCE 12.4.3), as special load combinations that are created automatically from each load combination, involving seismic loads. In that case, the horizontal component of the force is represented by  $E_{hm}$  and the vertical component of the force is represented by  $E_v$ , where

$$E_{hm} = \Omega_0 Q_E \quad (\text{ASCE } 12.4.3.1)$$

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \quad (\text{ASCE } 12.4.2.2)$$

where,  $\Omega_0$  is the overstrength factor and it is taken from ASCE 7-05 Table 12.2-1. The factor  $S_{DS}$  is described later in this section. Effectively, the special seismic combinations that are considered for the LRFD provision are

$$(0.9 - 0.2 S_{DS}) DL \pm \Omega_0 Q_E \quad (\text{ASCE } 12.4.3.2)$$

$$(1.2 - 0.2 S_{DS}) DL \pm \Omega_0 Q_E + 1.0 LL \quad (\text{ASCE } 12.4.3.2)$$

## Design system Cd

**Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10**

| Item                                            | Value              |
|-------------------------------------------------|--------------------|
| 01 Design Code                                  | AISC 360-10        |
| 02 Multi-Response Case Design                   | Step-by-Step - All |
| 03 Framing Type                                 | IMF                |
| 04 Seismic Design Category                      | D                  |
| 05 Importance Factor                            | 1                  |
| 06 Design System Rho                            | 1                  |
| 07 Design System Sds                            | 0                  |
| 08 Design System R                              | 5                  |
| 09 Design System Omega0                         | 3                  |
| 10 Design System Cd                             | 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                |
| 18 Phi(Tension/Yielding)                        | 0.9                |

Item Description  
Resistance factor.

Explanation of Color Coding for Values  
**Blue:** Default Value  
**Black:** Not a Default Value  
**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values

Reset To Previous Values

## Design analysis method تعیین ۱۷-۲-۱-۱

**Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10**

| Item                          | Value                              |
|-------------------------------|------------------------------------|
| 01 Design Code                | AISC 360-10                        |
| 02 Multi-Response Case Design | Step-by-Step - All                 |
| 03 Framing Type               | IMF                                |
| 04 Seismic Design Category    | D                                  |
| 05 Importance Factor          | 1                                  |
| 06 Design System Rho          | 1                                  |
| 07 Design System Sds          | 0.5                                |
| 08 Design System R            | 8                                  |
| 09 Design System Omega0       | 3                                  |
| 10 Design System Cd           | 5.5                                |
| 11 Design Provision           | LRFD                               |
| 12 Analysis Method            | Direct Analysis                    |
| 13 Second Order Method        | Direct Analysis                    |
| 14 Stiffness Reduction Method | Effective Length Limited 1st Order |
| 15 Phi(Bending)               | 0.9                                |
| 16 Phi(Compression)           | 0.9                                |
| 17 Phi(Tension-Yielding)      | 0.9                                |
| 18 Phi(Tension/Fracture)      | 0.75                               |

Item Description

Explanation of Color Coding for Values  
**Blue:** Default Value  
**Black:** Not a Default Value  
**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values

Reset To Previous Values

## Effective Length Method

For structures exhibiting small second-order effects, the effective length method may be suitable. The effective length approach relies on two main assumptions, namely, that the structural response is elastic and that all columns buckle simultaneously. The effective length method also relies on a calibrated approach to account for the differences between the actual member response and the 2nd-order elastic analysis results. The calibration is necessary because the 2nd-order elastic analysis does not account for the effects of distributed yielding and geometric imperfections. Since the interaction equations used in the effective length approach rely on the calibration corresponding to a 2nd-order elastic analysis of an idealized structure, the results are not likely representative of the actual behavior of the structure. However, the results are generally conservative. In the AISC 360-05/IBC 2006 code, the effective length method is allowed provided the member demands are determined using a second-order analysis (either explicit or by amplified first-order analysis) and notional loads are included in all gravity load combinations.  $K$ -factors must be calculated to account for buckling (except for braced frames, or where  $A_2/A_1 < 1.0$ ,  $K = 1.0$ )

## Direct Analysis Method

The Direct Analysis Method is expected to more accurately determine the internal forces of the structure, provided care is used in the selection of the appropriate methods used to determine the second-order effects, notional load effects and appropriate stiffness reduction factors as defined in AISC 2.2, App. 7.3(3). Additionally, the Direct Analysis Method does not use an effective length factor other than  $k = 1.0$ . The rationale behind the use of  $k = 1.0$  is that proper consideration of the second-order effects ( $P-\Delta$  and  $P-\delta$ ), geometric imperfections (using notional loads) and inelastic effects (applying stiffness reductions) better accounts for the stability effects of a structure than the earlier Effective Length methods.

### ۱۰-۲-۵ الزامات تحلیل و طراحی

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

(۱) روش تحلیل مستقیم

(۲) روش طول موثر

(۳) روش تحلیل مرتبه اول

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

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

الف- محدودیت‌ها

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

ب- الزامات

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

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

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

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

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

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

الف- محدودیت‌ها

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

(۲) نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه اول و یا به طور تقریب مقدار ضریب تشدید  $B_2$  در تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی ۱/۵ باشد.

## ۱۷-۲-۱-۲- تعیین Second Order Method

| Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10 |                            |                     |
|------------------------------------------------|----------------------------|---------------------|
|                                                | Item                       | Value               |
| 01                                             | Design Code                | AISC 360-10         |
| 02                                             | Multi-Response Case Design | Step-by-Step - All  |
| 03                                             | Framing Type               | IMF                 |
| 04                                             | Seismic Design Category    | D                   |
| 05                                             | Importance Factor          | 1                   |
| 06                                             | Design System Rho          | 1                   |
| 07                                             | Design System Sds          | 0.5                 |
| 08                                             | Design System R            | 8                   |
| 09                                             | Design System Omega0       | 3                   |
| 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 | General 2nd Order   |
| 15                                             | Phi(Bending)               | Amplified 1st Order |
| 16                                             | Phi(Compression)           | 0.9                 |
| 17                                             | Phi(Tension-Yielding)      | 0.9                 |
| 18                                             | Phi(Tension-Fracture)      | 0.75                |

Within each of the categories, the user can choose the method to calculate the second-order effects, namely, by a *General Second Order Analysis* or an *Amplified First Order Analysis*. When the **amplified first-order** analysis is used, the force amplification factors,  $B_1$  and  $B_2$  (AISC C2.1b), are needed. **The  $B_1$  factor is calculated by the program; however, the  $B_2$  factor is not.** The user will need to provide this value using the overwrite options that are described in Appendix C.

| Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10 |                    |  |
|------------------------------------------------|--------------------|--|
| Item                                           | Value              |  |
| 01 Design Code                                 | AISC 360-10        |  |
| 02 Multi-Response Case Design                  | Step-by-Step - All |  |
| 03 Framing Type                                | IMF                |  |
| 04 Seismic Design Category                     | D                  |  |
| 05 Importance Factor                           | 1                  |  |
| 06 Design System Rho                           | 1                  |  |
| 07 Design System Sds                           | 0.5                |  |
| 08 Design System R                             | 8                  |  |
| 09 Design System Omega0                        | 3                  |  |
| 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 Fixed        |  |
| 15 Phi(Bending)                                | Tau-b Variable     |  |
| 16 Phi(Compression)                            | Tau-b Fixed        |  |
| 17 Phi(Tension-Yielding)                       | 0.9                |  |
| 18 Phi(Tension-Fracture)                       | 0.75               |  |

- Option1: Direct analysis, General 2<sup>nd</sup> Order, Tau-b Variable  
 Option2: Direct analysis, General 2<sup>nd</sup> Order, Tau-b Fixed  
 Option3: Direct analysis, Amplified 1<sup>st</sup> Order, Tau-b Variable  
 Option4: Direct analysis, Amplified 1<sup>st</sup> Order, Tau-b Fixed

When the user selects one of the options available under the Direct Analysis Method, the user must further choose how the stiffness reduction factors for  $EI$  and  $AE$  are to be considered. For options 1 and 3, Table 2-1, the stiffness reduction factors (Tau-b) are variable because they are functions of the axial force in the members, while for methods 2 and 4, the stiffness reduction factors are fixed (0.8), and not a function of axial force. If the user desires, the stiffness reduction factors (Tau-b) can be overwritten. **When options 2 and 4 are used, a higher notional load coefficient (0.003) must be used compared to methods 1 and 3 for which the notional load coefficient is 0.002.** Also, all the direct analysis methods (methods 1 through 4) allow use of  $K$ -factors for sway condition ( $K_2$ ) to be equal to 1, which is a drastic simplification over the other effective length method.

| Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10 |                    |  |
|------------------------------------------------|--------------------|--|
| Item                                           | Value              |  |
| 01 Design Code                                 | AISC 360-10        |  |
| 02 Multi-Response Case Design                  | Step-by-Step - All |  |
| 03 Framing Type                                | IMF                |  |
| 04 Seismic Design Category                     | D                  |  |
| 05 Importance Factor                           | 1                  |  |
| 06 Design System Rho                           | 1                  |  |
| 07 Design System Sds                           | 0.5                |  |
| 08 Design System R                             | 8                  |  |
| 09 Design System Omega0                        | 3                  |  |
| 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 Phi(Bending)                                | 0.9                |  |
| 16 Phi(Compression)                            | 0.9                |  |
| 17 Phi(Tension-Yielding)                       | 0.9                |  |
| 18 Phi(Tension-Fracture)                       | 0.75               |  |

## Stiffness Reduction Factor تعیین ۱۷-۲-۱-۴

Steel Frame Design Preferences for AISC 360-10

| Item                                            | Value              |
|-------------------------------------------------|--------------------|
| 01 Design Code                                  | AISC 360-10        |
| 02 Multi-Response Case Design                   | Step-by-Step - All |
| 03 Framing Type                                 | IMF                |
| 04 Seismic Design Category                      | D                  |
| 05 Importance Factor                            | 1                  |
| 06 Design System Rho                            | 1                  |
| 07 Design System Sds                            | 1.05               |
| 08 Design System R                              | 5                  |
| 09 Design System Omega0                         | 3                  |
| 10 Design System Cd                             | 4                  |
| 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                |
| 18 Phi(Tension-Yielding)                        | 0.9                |
| 19 Phi(Tension-Fracture)                        | 0.75               |
| 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?                | No                 |
| 26 HSS Welding Type                             | ERW                |
| 27 Reduce HSS Thickness?                        | No                 |
| 28 Consider Deflection?                         | Yes                |
| 29 DL Limit, L /                                | 120                |
| 30 Super DL+LL Limit, L /                       | 120                |
| 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                  |

Item Description  
Resistance factor.

Explanation of Color Coding for Values  
**Blue:** Default Value  
**Black:** Not a Default Value  
**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values

Reset To Previous Values



## ۱۷-۲-۲- تعریف ترکیب بارهای طراحی بر اساس AISC360-10

خوشبختانه ترکیب بارهای طراحی سازه های فولادی در ویرایش سال ۹۲ مبحث ششم مطابق با ترکیب بارهای ASCE7-10 می باشد و بنابراین به راحتی می توان از ترکیب بارهای پیش فرض نرم افزار استفاده کرد. تنها تفاوت در ضریب بار باد می باشد که در ساختمانها معمولا بار باد حاکم نمی باشد. در صورتی که بار باد حاکم باشد (مانند سوله ها) می توان در قسمت load case ضریب بار باد را به جای 1 برابر 1.4 تعریف کرد.

۳-۳-۲-۶ ترکیب بارهای حالت های حدی مقاومت در طراحی سایر ساختمان ها از جمله

ساختمان های فولادی

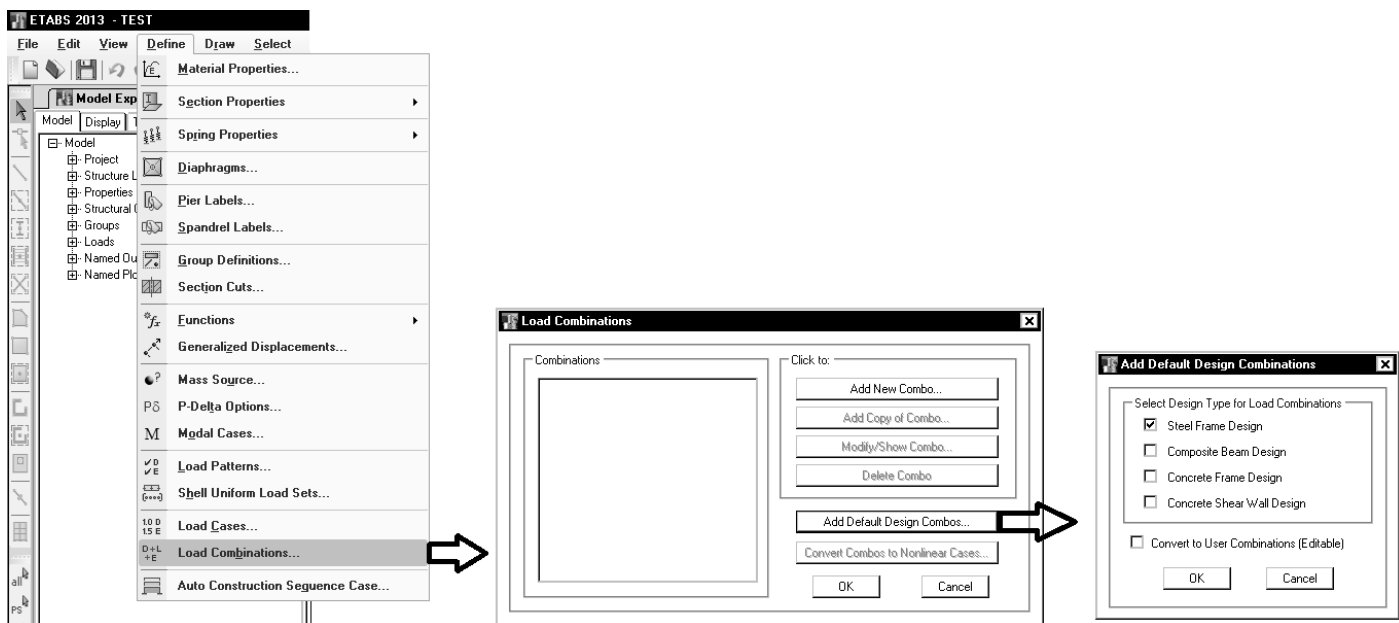
در طراحی ساختمان های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می شود. سازه ها و اعضای آن ها باید به گونه ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن ها، بزرگ تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب دار زیر باشند:

- ۱)  $1.4D$
- ۲)  $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳)  $1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5(1.4W)]$
- ۴)  $1.2D + 1.0(1.4W) + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵)  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- ۶)  $0.9D + 1.0(1.4W)$
- ۷)  $0.9D + 1.0E$
- ۸)  $1.2D + 0.5L + 0.5(L_r \text{ یا } S) + 1.2T$
- ۹)  $1.2D + 1.6L + 1.6(L_r \text{ یا } S) + 1.0T$

### 2.3.2 Basic Combinations

Structures, components, and foundations shall be designed so that their design strength equals or exceeds the effects of the factored loads in the following combinations:

1.  $1.4D$
2.  $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3.  $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.5W)$
4.  $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5.  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6.  $0.9D + 1.0W$
7.  $0.9D + 1.0E$



پس از افزودن ترکیب بارهای پیش فرض باید آنها را اصلاح نمایید:

۶- در تمامی ترکیب بارهای لرزه ای، بار EV باید افزوده شود

۷- ضریب بار LRED0.5 در ترکیب بارهای لرزه ای باید به 0.5 تغییر یابد.

۸- ترکیب بارهای فشار خاک (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.

۹- ترکیب بارهای حرارت (در صورت وجود) باید به ترکیب بارها افزوده شود.

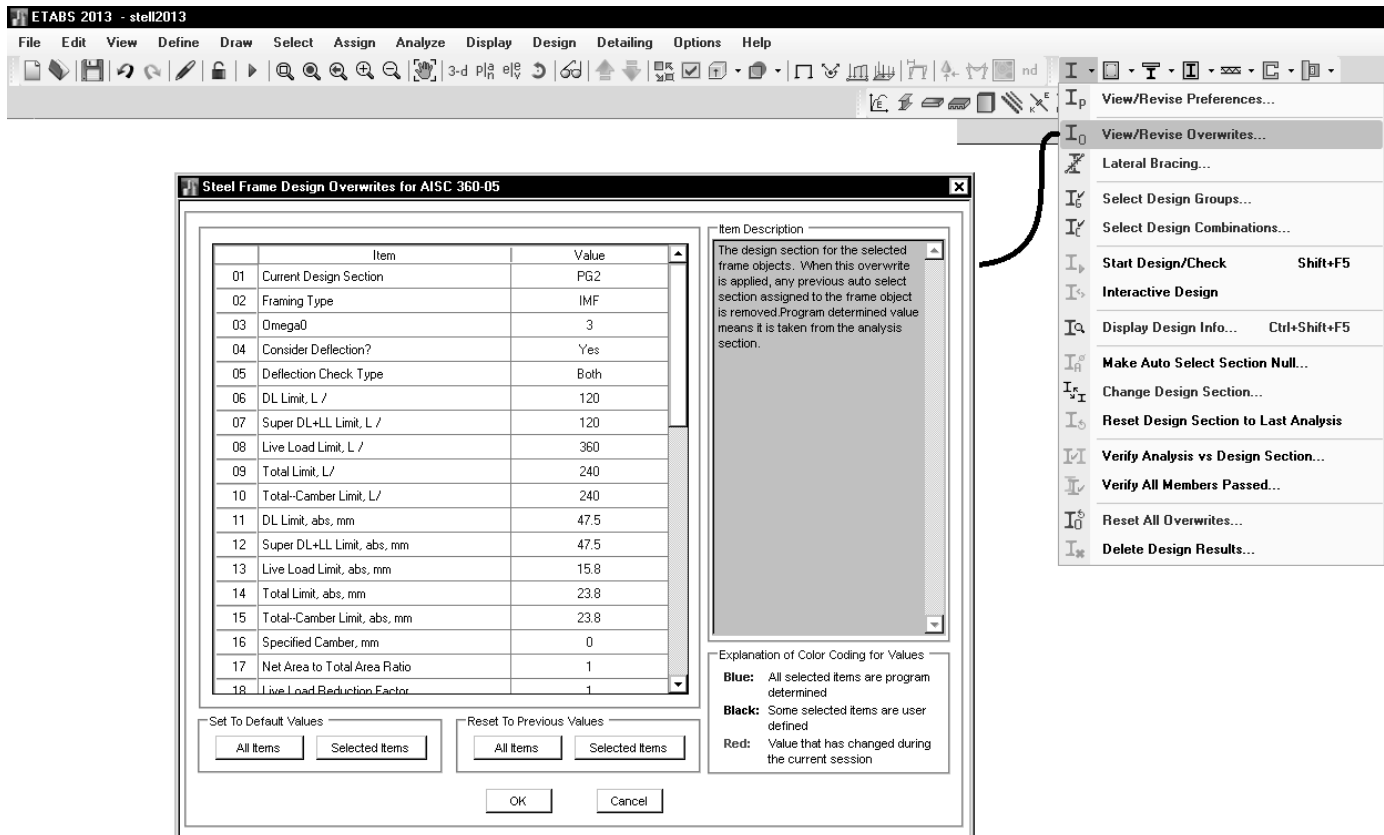
در صورتی که بخواهید ترکیب بارها را به صورت دستی وارد نمایید، ترکیب بارهای زیر باید وارد شوند:

- در ترکیب بارها فرض شده است فشار خاک و حرارت نداریم.

در این ترکیب بارها EXALL و EYALL هر کدام به تنهایی شامل سه زلزله هستند.

|          |                                                                                                                        |
|----------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| UDStIS1  | 1.4D+1.4SD+1.4NDX+1.4NSDX                                                                                              |
| UDStIS2  | 1.4D+1.4SD-1.4NDX-1.4NSDX                                                                                              |
| UDStIS3  | 1.4D+1.4SD+1.4NDY+1.4NSDY                                                                                              |
| UDStIS4  | 1.4D+1.4SD-1.4NDY-1.4NSDY                                                                                              |
| UDStIS5  | 1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+1.6NPARTX+0.5NSX         |
| UDStIS6  | 1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-1.6NPARTX-0.5NSX         |
| UDStIS7  | 1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+1.6NPARTY+0.5NSY         |
| UDStIS8  | 1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5S-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-1.6NPARTY-0.5NSY         |
| UDStIS9  | 1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+1.6NLX+1.6NLREDX+1.6NLRED0.5X+1.6NPARTX+0.5NLROOFX |
| UDStIS10 | 1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-1.6NLX-1.6NLREDX-1.6NLRED0.5X-1.6NPARTX-0.5NLROOFX |
| UDStIS11 | 1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+1.6NLY+1.6NLREDY+1.6NLRED0.5Y+1.6NPARTY+0.5NLROOFY |
| UDStIS12 | 1.2D+1.2SD+1.6L+1.6LRED+1.6LRED0.5+1.6LPART+0.5LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-1.6NLY-1.6NLREDY-1.6NLRED0.5Y-1.6NPARTY-0.5NLROOFY |
| UDStIS13 | 1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NSX                           |
| UDStIS14 | 1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NSX                           |
| UDStIS15 | 1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NSY                           |
| UDStIS16 | 1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6SNOW-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NSY                           |
| UDStIS17 | 1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDX+1.2NSDX+NLX+NLREDX+NLRED0.5X+NPARTX+1.6NLROOFX                      |
| UDStIS18 | 1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDX-1.2NSDX-NLX-NLREDX-NLRED0.5X-NPARTX-1.6NLROOFX                      |
| UDStIS19 | 1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF+1.2NDY+1.2NSDY+NLY+NLREDY+NLRED0.5Y+NPARTY+1.6NLROOFY                      |
| UDStIS20 | 1.2D+1.2SD+Live+LRED+LRED0.5+LPART+1.6LROOF-1.2NDY-1.2NSDY-NLY-NLREDY-NLRED0.5Y-NPARTY-1.6NLROOFY                      |
| UDStIS21 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+EXALL+EV                                                                  |
| UDStIS22 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-EXALL+EV                                                                  |
| UDStIS23 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+EYALL+EV                                                                  |
| UDStIS24 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-EYALL+EV                                                                  |
| UDStIS25 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL+0.3EY)+EV                                                          |
| UDStIS26 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL+0.3EY)+EV                                                          |
| UDStIS27 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EXALL-0.3EY)+EV                                                          |
| UDStIS28 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EXALL-0.3EY)+EV                                                          |
| UDStIS29 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL+0.3EX)+EV                                                          |
| UDStIS30 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL+0.3EX)+EV                                                          |
| UDStIS31 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S+(EYALL-0.3EX)+EV                                                          |
| UDStIS32 | 1.41D+1.41SD+Live+LRED+0.5LRED0.5+LPART+0.2S-(EYALL-0.3EX)+EV                                                          |
| UDStIS33 | 0.69D+0.69SD +EXALL-EV                                                                                                 |
| UDStIS34 | 0.69D+0.69SD -EXALL-EV                                                                                                 |
| UDStIS35 | 0.69D+0.69SD +EYALL-EV                                                                                                 |
| UDStIS36 | 0.69D+0.69SD -EYALL-EV                                                                                                 |
| UDStIS37 | 0.69D+0.69SD +(EXALL+0.3EY)-EV                                                                                         |
| UDStIS38 | 0.69D+0.69SD -(EXALL+0.3EY)-EV                                                                                         |
| UDStIS39 | 0.69D+0.69SD +(EXALL-0.3EY)-EV                                                                                         |
| UDStIS40 | 0.69D+0.69SD -(EXALL-0.3EY)-EV                                                                                         |
| UDStIS41 | 0.69D+0.69SD +(EYALL+0.3EX)-EV                                                                                         |
| UDStIS42 | 0.69D+0.69SD -(EYALL+0.3EX)-EV                                                                                         |
| UDStIS43 | 0.69D+0.69SD +(EYALL-0.3EX)-EV                                                                                         |
| UDStIS44 | 0.69D+0.69SD -(EYALL-0.3EX)-EV                                                                                         |

## ۱۷-۳- منوی Overwrite در اعضای فولادی



:Current design section

:Framing Type: سطح شکل پذیری سازه

:Consider deflection

:Deflection Check Type

:DL Limit, L /

:Super DL+LL Limit, L /

:Live Load Limit, L /

:Total Limit, L /

:Total -Camber Limit, L /

## ۱۰- ۲- ۱۱- ۴ افتادگی، ارتعاش و انتقال جانبی

## الف) افتادگی

تیرها و شاهیتهایی که کفها و سقفهای ساختمانی را تحمل می کنند باید با توجهی خاص به تغییرمکان آنها در اثر بارهای محاسباتی، طرح و محاسبه شوند.

تیرها و شاهیتهایی که سقفهای نازک کاری شده را تحمل می کنند، باید طوری محاسبه شوند که تغییرمکان حداکثر نظیر بار مرده و زنده از  $\frac{1}{33}$  طول دهانه و تغییرمکان حداکثر نظیر بار زنده از  $\frac{1}{34}$  طول دهانه بیشتر نشود.

## ب) ارتعاش

تیرها و شاهیتهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (راه رفتن اشخاص، حرکت و توقف آسانسورها و نظایر آنها) محاسبه شوند. در تیرهای مربوط به این کفها، نسبت ارتفاع به دهانه  $\left(\frac{d}{L}\right)$  نباید از  $\frac{1}{4}$  کمتر گردد. d ارتفاع کلی مقطع تیر (شامل ارتفاع بتن در تیرهای مختلط) و L طول مرکز به مرکز تکیه گاهی تیر است. همچنین لازم است فرکانس نوسانی تیرها محاسبه گردد که این فرکانس باید از حد احساس بشری کمتر باشد.

Net Area to Total Area Ratio: نسبت سطح مقطع خالص به سطح مقطع کل را مشخص می کند. در طراحی اعضای کششی این مقدار موثر است.

**Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-05**

| Item                                  | Value    |
|---------------------------------------|----------|
| 18 Live Load Reduction Factor         | 1        |
| 19 Unbraced Length Ratio (Major)      | 0.938596 |
| 20 Unbraced Length Ratio (Minor)      | 0.938596 |
| 21 Unbraced Length Ratio (LTB)        | 0.938596 |
| 22 Effective Length Factor (K1 Major) | 1        |
| 23 Effective Length Factor (K1 Minor) | 1        |
| 24 Effective Length Factor (K2 Major) | 1        |
| 25 Effective Length Factor (K2 Minor) | 1        |
| 26 Effective Length Factor (K LTB)    | 1        |
| 27 Moment Coefficient (Cm Major)      | 0.85     |
| 28 Moment Coefficient (Cm Minor)      | 0.85     |
| 29 Bending Coefficient (Cb)           | 1        |
| 30 NonSway Moment Factor (B1 Major)   | 1        |
| 31 NonSway Moment Factor (B1 Minor)   | 1        |
| 32 Sway Moment Factor (B2 Major)      | 1        |
| 33 Sway Moment Factor (B2 Minor)      | 1        |
| 34 Reduce HSS Thickness?              | No       |
| 35 HSS Welding Type                   | EBw/     |

Item Description  
The design section for the selected frame objects. When this overwrite is applied, any previous auto select section assigned to the frame object is removed. Program determined value means it is taken from the analysis section.

Explanation of Color Coding for Values  
**Blue:** All selected items are program determined  
**Black:** Some selected items are user defined  
**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values

Reset To Previous Values

### {Unbraced Length Ratio (Major) {Unbraced Length Ratio (Minor)

این ضرایب فاصله مهارهای جانبی (هر دو بال باید در این حالت مهار شوند و تنها مهار بال فشاری کفایت نمی کند):

- All beams and columns are required to be Seismically Compact (AISC SEISMIC 9.4a, 8.2b, Table I-8-1). The limits of the width-thickness ratio,  $\lambda_{ps}$ , has been presented in this manual in Table 4-1. If these criteria are satisfied, the section is reported as SEISMIC as described earlier under the "Classification of Sections for Local Buckling" section. If these criteria are not satisfied, the program issues an error message.
- The program checks the slenderness ratio,  $L/r$ , for columns to be less than 60 (AISC SEISMIC 9.7b(2)). If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.
- The program checks the laterally unsupported length of beams not to exceed  $0.086(E/F_y)r_y$  (AISC SEISMIC 9.8). If this criterion is not satisfied, the program issues an error message.

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

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

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

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

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطه ۱۰-۶-۳-۱ برای نیرویی حداقل برابر با  $P_{bu}$  طراحی شوند.

$$P_{bu} = 0.6R_y F_y Z_b / h_o \quad (10-6-3-10)$$

که در آن:

$Z_b$  = اساس مقطع پلاستیک مقطع تیر

$h_o$  = فاصله مرکز تا مرکز بال‌های تیر

ت) مقدار حداکثر  $L_b$  برای تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای در سیستم‌های با شکل‌پذیری متوسط برابر  $0.117 I_y \frac{E}{F_y}$  و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر  $0.086 I_y \frac{E}{F_y}$  می‌باشد، که در آن  $I_y$  شعاع زیراسیون مقطع تیر حول محور ضعیف است.

در چه مواردی باید این ضرایب را تغییر داد؟

**Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-05**

| Item                                  | Value    |
|---------------------------------------|----------|
| 18 Live Load Reduction Factor         | 1        |
| 19 Unbraced Length Ratio (Major)      | 0.938596 |
| 20 Unbraced Length Ratio (Minor)      | 0.938596 |
| 21 Unbraced Length Ratio (LTB)        | 0.938596 |
| 22 Effective Length Factor (K1 Major) | 1        |
| 23 Effective Length Factor (K1 Minor) | 1        |
| 24 Effective Length Factor (K2 Major) | 1        |
| 25 Effective Length Factor (K2 Minor) | 1        |
| 26 Effective Length Factor (K LTB)    | 1        |
| 27 Moment Coefficient (Cm Major)      | 0.85     |
| 28 Moment Coefficient (Cm Minor)      | 0.85     |
| 29 Bending Coefficient (Cb)           | 1        |
| 30 NonSway Moment Factor (B1 Major)   | 1        |
| 31 NonSway Moment Factor (B1 Minor)   | 1        |
| 32 Sway Moment Factor (B2 Major)      | 1        |
| 33 Sway Moment Factor (B2 Minor)      | 1        |
| 34 Reduce HSS Thickness?              | No       |
| 35 HSS Welding Tune                   | EBW      |

Item Description  
The design section for the selected frame objects. When this overwrite is applied, any previous auto select section assigned to the frame object is removed. Program determined value means it is taken from the analysis section.

Explanation of Color Coding for Values  
**Blue:** All selected items are program determined  
**Black:** Some selected items are user defined  
**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items  
 Reset To Previous Values: All Items, Selected Items  
 OK, Cancel

**Unbraced Length Ratio (LTB)  
Effective Length Factor (K LTB)**

طول مهار نشده تیرها ( $L_b$ )، جهت محاسبه مقاومت خمشی عضو استفاده می شود و برابر است با:

$$L_b = L \times \text{Unbraced Length Ratio (LTB)} \times \text{Effective Length Factor (K LTB)}$$

آیا بال فوقانی تیرها به جهت وجود سقف، مهار شده محسوب می شوند؟

در تیورقهای که هم لنگر منفی دارند و هم لنگر مثبت آیا می توان طول مهار نشده را کاهش داد؟

در صورت تغییر دادن K LTB آیا Cb را هم باید تغییر داد؟

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effective Length Factor}(K \text{ Major}) \\ \text{Effective Length Factor}(K \text{ Minor}) \\ \text{Effective Length Factor}(K \text{ Major Braced}) \\ \text{Effective Length Factor}(K \text{ Minor Braced}) \end{array} \right.$$

از آنجا که روش مستقیم را برا تحلیل انتخاب کرده ایم، تمامی ضرایب فوق باید برابر یک باشند.

## Direct Analysis Method

The Direct Analysis Method is expected to more accurately determine the internal forces of the structure, provided care is used in the selection of the appropriate methods used to determine the second-order effects, notional load effects and appropriate stiffness reduction factors as defined in AISC 2.2, App. 7.3(3). Additionally, the Direct Analysis Method does not use an effective length factor other than  $k = 1.0$ . The rationale behind the use of  $k = 1.0$  is that proper consideration of the second-order effects (P-Δ and P-δ), geometric imperfections (using notional loads) and inelastic effects (applying stiffness reductions) better accounts for the stability effects of a structure than the earlier Effective Length methods.

### Overstrength Factor, $R_y$

|                            |          |               |                                                                                                                                                                                                                 |
|----------------------------|----------|---------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Overstrength Factor, $R_y$ | $\geq 0$ | From Material | The ratio of the expected yield strength to the minimum specified yield strength. This ratio is used in capacity-based design for special seismic cases. Specifying zero means the value is program determined. |
|----------------------------|----------|---------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

۱۰-۳-۲-۳ ضریب  $R_y$  تولیدات فولاد

طبق تعریف، ضریب  $R_y$  عبارت است از نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین شده، که به منظور در نظر گرفتن افزایش مقاومت مورد نیاز باید در محاسبات مدنظر قرار گیرد. کاربرد ضریب  $R_y$  در محاسبات لرزه‌ای سازه‌های با شکل پذیری مختلف در بخش‌های مربوطه ارائه شده است. مقدار ضریب  $R_y$  از رابطه زیر تعیین می‌شود.

$$R_y = \frac{F_{ye}}{F_y} \quad (1-2-3-10)$$

که در آن:

$F_y$  = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

$F_{ye}$  = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

ضریب  $R_y$  اساساً برای انواع تولیدات فولاد متفاوت بوده و به عوامل متعددی نظیر شکل مقاطع، افزودنی‌های به کار رفته در طی روند تولید فولاد در کارخانجات بستگی دارد. مطابق مقررات این مبحث ضریب  $R_y$  باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۱ در نظر گرفته شود.

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

| Application                                                                                                                                                      | $R_y$ | $R_t$ |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|
| Hot-rolled structural shapes and bars:                                                                                                                           |       |       |
| • ASTM A36/A36M                                                                                                                                                  | 1.5   | 1.2   |
| • ASTM A572/572M Grade 42 (290)                                                                                                                                  | 1.3   | 1.1   |
| • ASTM A572/572M Grade 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Grade 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grade 55 (380) | 1.1   | 1.1   |
| • ASTM A529 Grade 50 (345)                                                                                                                                       | 1.2   | 1.2   |
| • ASTM A529 Grade 55 (380)                                                                                                                                       | 1.1   | 1.2   |
| Hollow structural sections (HSS):                                                                                                                                |       |       |
| • ASTM A500 (Grade B or C), ASTM A501                                                                                                                            | 1.4   | 1.3   |
| Pipe:                                                                                                                                                            |       |       |
| • ASTM A53/A53M                                                                                                                                                  | 1.6   | 1.2   |
| Plates:                                                                                                                                                          |       |       |
| • ASTM A36/A36M                                                                                                                                                  | 1.3   | 1.2   |
| • ASTM A572/A572M Grade 50 (345), ASTM A588/A588M                                                                                                                | 1.1   | 1.2   |

| $R_y$ | نوع محصول                                                         |
|-------|-------------------------------------------------------------------|
| ۱/۲۵  | مقاطع لوله‌ای و قوطی شکل نورد شده                                 |
| ۱/۳۰  | سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری |
| ۱/۱۵  | مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها                          |

**Steel Frame Design Overwrites for AISC 360-05**

| Item                                         | Value |
|----------------------------------------------|-------|
| 28 Moment Coefficient (Cm Minor)             | 0.85  |
| 29 Bending Coefficient (Cb)                  | 1     |
| 30 NonSway Moment Factor (B1 Major)          | 1     |
| 31 NonSway Moment Factor (B1 Minor)          | 1     |
| 32 Sway Moment Factor (B2 Major)             | 1     |
| 33 Sway Moment Factor (B2 Minor)             | 1     |
| 34 Reduce HSS Thickness?                     | No    |
| 35 HSS Welding Type                          | ERW   |
| 36 Yield stress, $F_y$ , kgf/mm <sup>2</sup> | 0     |
| 37 Expected to specified $F_y$ ratio, $R_y$  | 1     |
| 38 Compressive Capacity, Pnc, tonf           | 0     |
| 39 Tensile Capacity, Pnt, tonf               | 0     |
| 40 Major Bending Capacity, Mn3, tonf-m       | 0     |
| 41 Minor Bending Capacity, Mn2, tonf-m       | 0     |
| 42 Major Shear Capacity, Vn2, tonf           | 0     |
| 43 Minor Shear Capacity, Vn3, tonf           | 0     |
| 44 Demand/Capacity Ratio Limit               | 0.95  |

**Item Description**  
The design section for the selected frame objects. When this overwrite is applied, any previous auto select section assigned to the frame object is removed. Program determined value means it is taken from the analysis section.

**Explanation of Color Coding for Values**  
**Blue:** All selected items are program determined  
**Black:** Some selected items are user defined  
**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values:

Reset To Previous Values:

## ۱۷-۴ طراحی سازه فولادی و مشاهده نتایج

**ETABS 2013 - stell2013**

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help

3-D View - Displacements (DEAD) [mm]

**Model Explorer**

- Model
  - Project
  - Structure Layout
  - Properties
  - Structural Objects
  - Groups
  - Loads
  - Named Output Items
  - Named Plots

**View/Revise Preferences...**

**View/Revise Overwrites...**

**Lateral Bracing...**

**Select Design Groups...**

**Select Design Combinations...**

**Start Design/Check** Shift+F5

**Interactive Design**

**Display Design Info...** Ctrl+Shift+F5

**Make Auto Select Section Null...**

**Change Design Section...**

**Reset Design Section to Last Analysis**

**Verify Analysis vs Design Section...**

**Verify All Members Passed...**

**Reset All Overwrites...**

**Delete Design Results...**

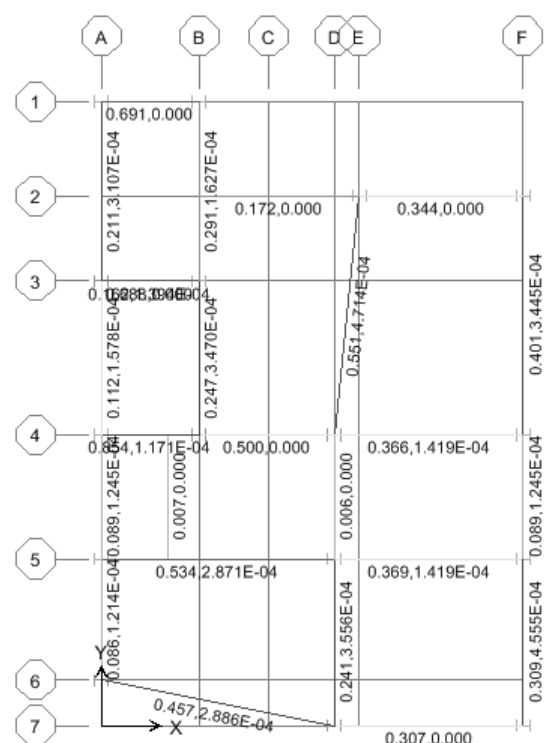
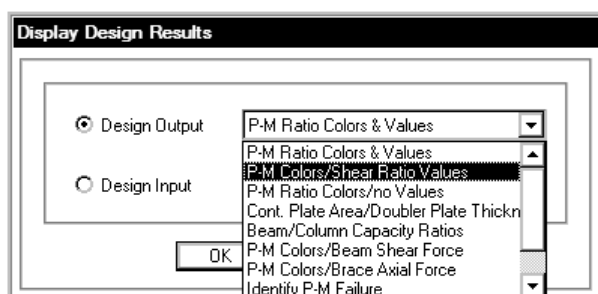
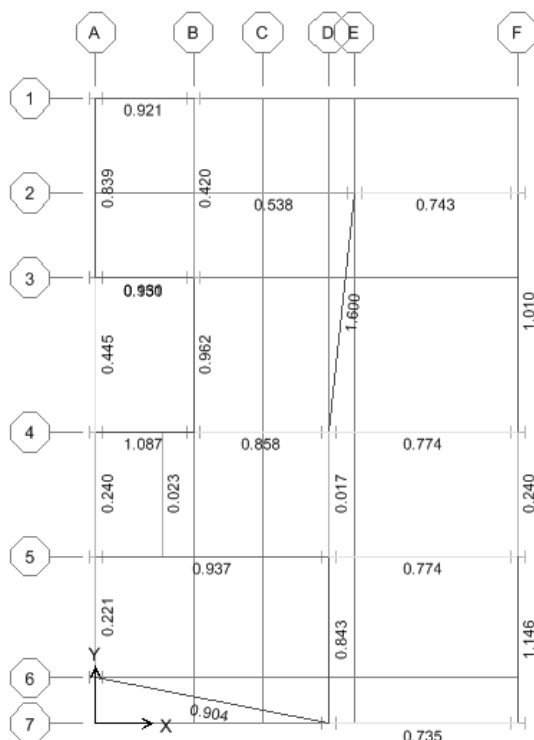
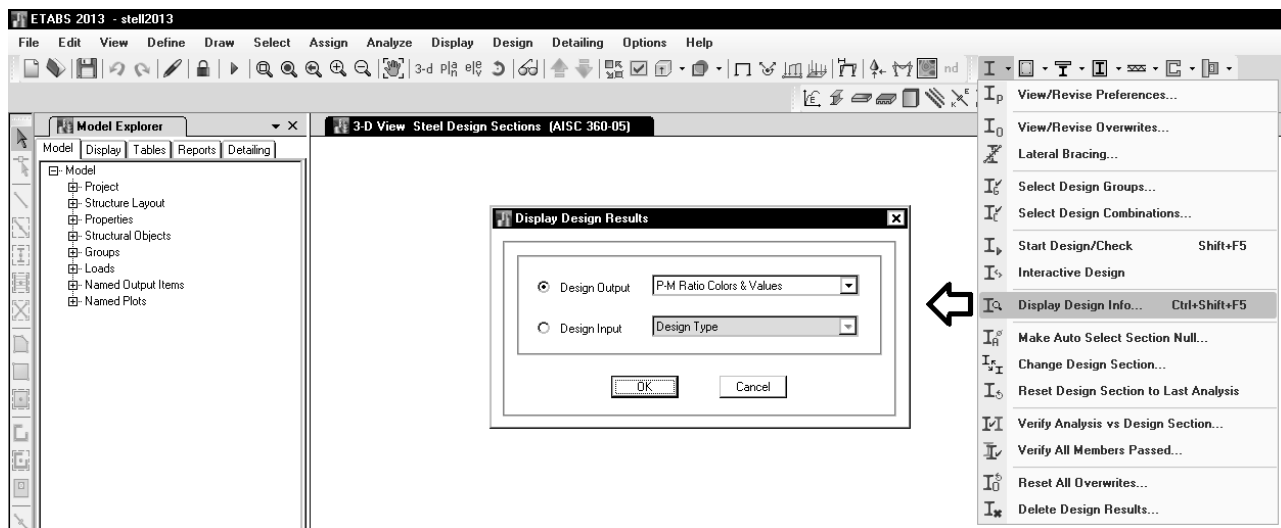
**ETABS**

 The EI reduction factors have been calculated to be less than 0.25 for 2members. These factors have been set to 0.25 and auto-iteration has been stopped. Please check the design results and consider larger sections for those members, or change the Steel Design Preferences to use Direct Analysis Method with Tau-b Fixed.

Do you want to select them?

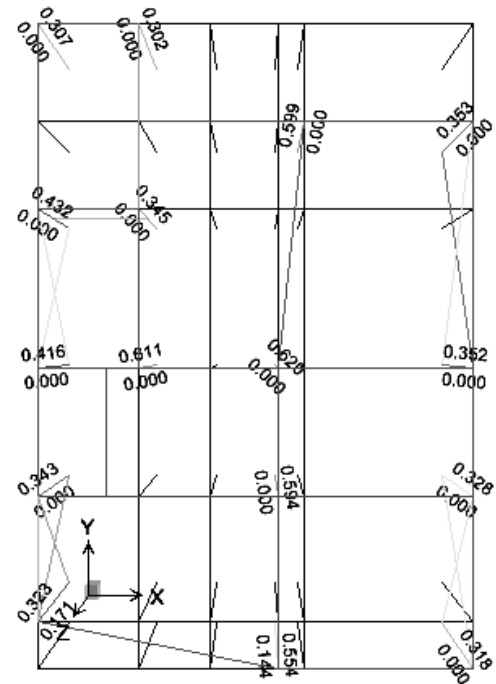
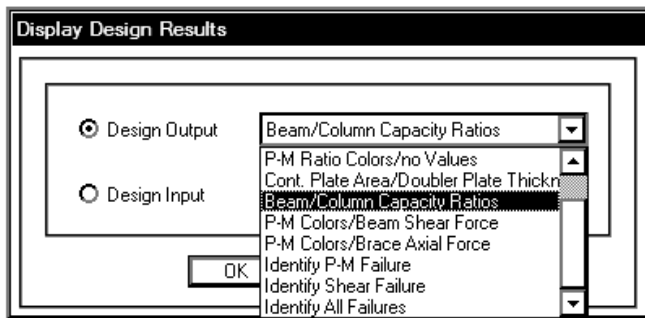
**ETABS**

 The maximum absolute changes in the EI and EA reduction factors is 0.164206931492589. For 6 members, the reduction factors decreased by more than the negative tolerance of 0.01. For 10 members, the reduction factors increased by more than the positive tolerance of 0.05. Do you want to reiterate analysis and design?





## ۱۷-۴-۱- کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر



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

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

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

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (10-3-9)$$

که در آن:

$\sum M_{pc}^*$  = مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با رابطه زیر:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (10-3-9)$$

$\sum M_{pb}^*$  = مجموع تصاویر لنگرهای خمشی تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر. این لنگرهای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبباری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی  $M_{pr} = C_{pr} R_{yb} M_{pb}$  در محل تشکیل مفصل پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱۰-۳-۸-۱).

### 4.10.3 Weak Beam Strong Column Measure

Only for Special Moment Frames (SMF) with seismic design category (SDC) A to F, the code requires that the sum of column flexure strengths at a joint should be more than the sum of beam flexure strengths (AISC SEISMIC 9.6). The column flexure strength should reflect the presence of axial force present in the column. The beam flexural strength should reflect potential increase in capacity for strain hardening. To facilitate the review of the strong column weak beam criterion, the program will report a beam-column plastic moment capacity ratio for every joint in the structure.

For the major direction of any column (top end), the beam-to-column-strength ratio is obtained as

$$R_{maj} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \cos \theta_n}{M_{pcax}^* + M_{pcb_x}^*} \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

For the minor direction of any column, the beam-to-column-strength ratio is obtained as

$$R_{min} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \sin \theta_n}{M_{pcay}^* + M_{pcb_y}^*}, \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

where,

$R_{maj}$  = Plastic moment capacity ratios, in the major directions of the column

$R_{min}$  = Plastic moment capacity ratios, in the minor directions of the column

$M_{pbn}^*$  = Plastic moment capacity of  $n$ -th beam connecting to column

$\theta_n$  = Angle between the  $n$ -th beam and the column major direction

$M_{pcax,y}^*$  = Major and minor plastic moment capacities, reduced for axial force effects, of column above story level

$M_{pcb_x,y}^*$  = Major and minor plastic moment capacities, reduced for axial force effects, of column below story level

$n_b$  = Number of beams connecting to the column

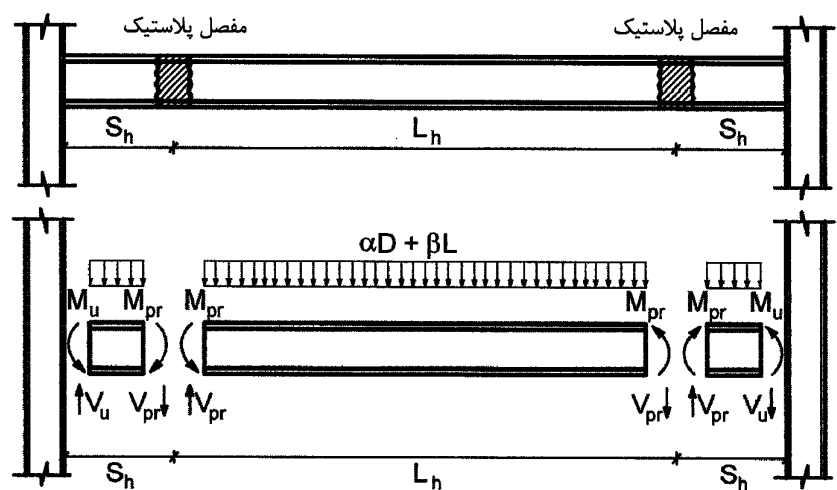
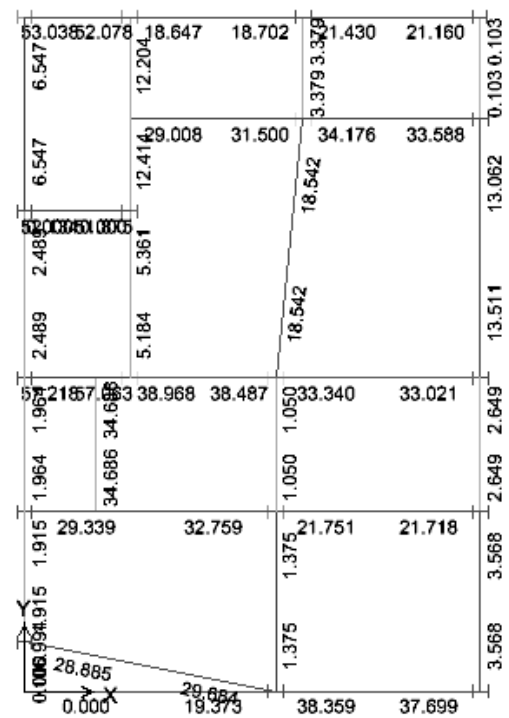
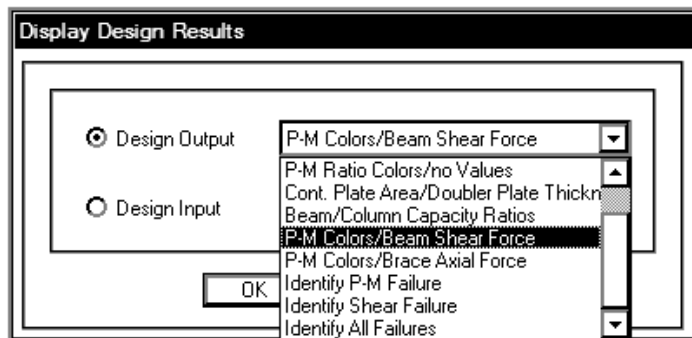
The plastic moment capacities of the columns are reduced for axial force effects and are taken as

$$M_{pc}^* = Z_c \left( F_{yc} - \left| \frac{P_{uc}}{A_g} \right| \right) \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

The plastic moment capacities of the beams are amplified for potential increase in capacity for strain hardening as

$$M_{pb}^* = 1.1 R_y F_{yb} Z_b f_{mv} \quad (\text{LFRD}) \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

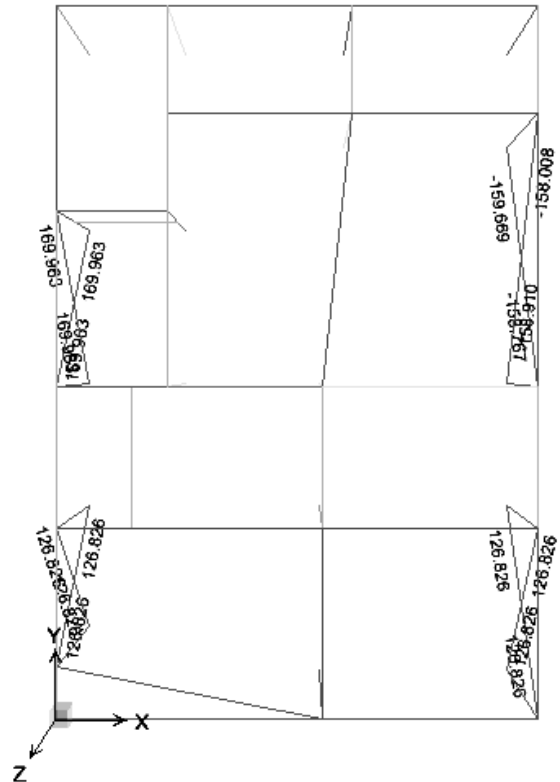
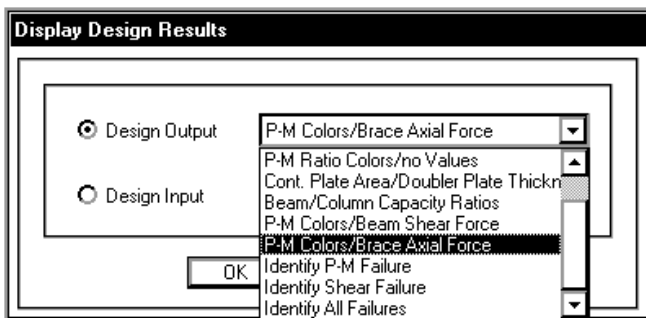
## ۱۷-۵- برش طراحی لرزه ای



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

## ۱۷-۶- نیروی محوری بادبند جهت طراحی اتصال

توجه شود که ابتدا باید Frame type اعضای بادبند را به نوع OCBF تغییر دهید و سپس مجدداً طراحی کنید.



## ۱۰-۳- الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی

### ۱۰-۳-۳-۳- اتصالات مهاربندی‌ها

مقاومت مورد نیاز اتصالات مهاربندی‌ها در قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود.

الف) مقاومت کششی مورد انتظار اعضای مهاربندی برابر  $R_y F_y A_g$  که در آن  $R_y$  نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم فولاد مهاربند،  $F_y$  تنش تسلیم فولاد مهاربند و  $A_g$  سطح مقطع کلی عضو مهاربندی است.

ب) بیشترین نیروی محوری حاصل از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته در مهاربندی‌ها.

- For OCBF or OCBFI, the bracing connection force is taken as the minimum of the two values (AISC SEISMIC F1.6a):

- (a) The expected yield strength in tension of the bracing member, determined as  $R_y F_y A_g$  (LFRD) or  $R_y F_y A_g / 1.5$  (ASD), as appropriate (AISC SEISMIC F3.6b(a)).
- (b) The maximum load effect of the amplified seismic load combination (AISC SEISMIC F3.6b(b)(i)).

**Steel Stress Check Information (AISC 360-10)**

Story:  Analysis Section:   
 Beam:  Design Section:

| COMBO ID | STATION LOC | MOMENT RATIO | INTERACTION CHECK       | MAJ-SHR | MIN-SHR |
|----------|-------------|--------------|-------------------------|---------|---------|
| COMB68   | 1.1625      | 0.151 (C)    | = 0.000 + 0.151 + 0.000 | 0.202   | 0.000   |
| COMB68   | 1.6313      | 0.247 (C)    | = 0.000 + 0.247 + 0.000 | 0.169   | 0.000   |
| COMB68   | 2.1000      | 0.325 (C)    | = 0.000 + 0.325 + 0.000 | 0.135   | 0.000   |
| COMB68   | 2.1000      | 0.325 (C)    | = 0.000 + 0.325 + 0.000 | 0.130   | 0.000   |
| COMB68   | 2.5614      | 0.375 (C)    | = 0.000 + 0.375 + 0.000 | 0.066   | 0.000   |
| COMB68   | 3.0227      | 0.392 (C)    | = 0.000 + 0.392 + 0.000 | 4.9E-04 | 0.000   |
| COMB68   | 3.4841      | 0.375 (C)    | = 0.000 + 0.375 + 0.000 | 0.065   | 0.000   |
| COMB68   | 3.9455      | 0.325 (C)    | = 0.000 + 0.325 + 0.000 | 0.132   | 0.000   |
| COMB68   | 4.4068      | 0.241 (C)    | = 0.000 + 0.241 + 0.000 | 0.199   | 0.000   |
| COMB68   | 4.8682      | 0.123 (C)    | = 0.000 + 0.123 + 0.000 | 0.267   | 0.000   |
| COMB68   | 5.3295      | 0.030 (C)    | = 0.000 + 0.030 + 0.000 | 0.335   | 0.000   |
| COMB68   | 5.7909      | 0.217 (C)    | = 0.000 + 0.217 + 0.000 | 0.405   | 0.000   |
| COMB68   | 6.2523      | 0.441 (C)    | = 0.000 + 0.441 + 0.000 | 0.475   | 0.000   |
| COMB68   | 6.7136      | 0.699 (C)    | = 0.000 + 0.699 + 0.000 | 0.545   | 0.000   |
| COMB68   | 7.1750      | 0.994 (C)    | = 0.000 + 0.994 + 0.000 | 0.617   | 0.000   |

Overwrites:

☒ Strength ☐ Deflection

**ETABS 2013 Steel Frame Design****AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)****Element Details**

| Level  | Element | Location (mm) | Combo  | Element Type              | Section | Classification |
|--------|---------|---------------|--------|---------------------------|---------|----------------|
| STORY1 | B88     | 7175          | COMB68 | Intermediate Moment Frame | PG2     | Seismic        |

**LLRF and Demand/Capacity Ratio**

| L (mm) | LLRF  | Stress Ratio Limit |
|--------|-------|--------------------|
| 7400.0 | 0.884 | 1                  |

**Analysis and Design Parameters**

| Provision | Analysis        | 2nd Order         | Reduction      |
|-----------|-----------------|-------------------|----------------|
| LRFD      | Direct Analysis | General 2nd Order | Tau-b Variable |

**Stiffness Reduction Factors**

| $\alpha P_y / P_y$ | $\alpha P_y / P_e$ | $\gamma_b$ | EA factor | EI factor |
|--------------------|--------------------|------------|-----------|-----------|
| 0                  | 0                  | 1          | 0.8       | 0.8       |

**Seismic Parameters**

| Ignore Seismic Code? | Ignore Special EQ Load? | Plug Welded? | SDC | I | Rho | S <sub>DS</sub> | R | $\Omega_0$ | C <sub>d</sub> |
|----------------------|-------------------------|--------------|-----|---|-----|-----------------|---|------------|----------------|
| No                   | No                      | Yes          | D   | 1 | 1   | 0               | 5 | 3          | 5              |

**Design Code Parameters**

| $\Phi_b$ | $\Phi_c$ | $\Phi_{TV}$ | $\Phi_{TF}$ | $\Phi_v$ | $\Phi_{v,FB}$ | $\Phi_{VT}$ |
|----------|----------|-------------|-------------|----------|---------------|-------------|
| 0.9      | 0.9      | 0.9         | 0.75        | 0.9      | 1             | 1           |

**Section Properties**

| A (mm <sup>2</sup> ) | J (mm <sup>4</sup> ) | I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> ) | I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> ) | A <sub>33</sub> (mm <sup>2</sup> ) | A <sub>22</sub> (mm <sup>2</sup> ) |
|----------------------|----------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| 7800                 | 472680               | 162450000                          | 20005400                           | 6000                               | 1980                               |

**Design Properties**

| S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> ) | S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> ) | Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> ) | Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> ) | r <sub>33</sub> (mm) | r <sub>22</sub> (mm) | C <sub>w</sub> (mm <sup>4</sup> ) |
|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|----------------------|----------------------|-----------------------------------|
| 984545.5                           | 200054                             | 1080000                            | 302700                             | 144.3                | 50.6                 | 4.961E+11                         |

**Material Properties**

| E (kgf/mm <sup>2</sup> ) | f <sub>y</sub> (kgf/mm <sup>2</sup> ) | R <sub>y</sub> | $\alpha$ |
|--------------------------|---------------------------------------|----------------|----------|
| 20390                    | 24                                    | 1.1            | NA       |

**Stress Check forces and Moments**

| Location (mm) | P <sub>u</sub> (tonf) | M <sub>u33</sub> (tonf-m) | M <sub>u22</sub> (tonf-m) | V <sub>u3</sub> (tonf) | V <sub>u2</sub> (tonf) | T <sub>u</sub> (tonf-m) |
|---------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------|
| 7175          | 0                     | -23.1955                  | 0                         | 15.8265                | 0                      | -0.0006                 |

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.3a,H1-1b)**

|               | L Factor | K <sub>1</sub> | K <sub>2</sub> | B <sub>1</sub> | B <sub>2</sub> | C <sub>m</sub> |
|---------------|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Major Bending | 0.939    | 1              | 1              | 1              | 1              | 1              |
| Minor Bending | 0.686    | 1              | 1              | 1              | 1              | 1              |

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

| L <sub>br</sub> | K <sub>br</sub> | C <sub>b</sub> |
|-----------------|-----------------|----------------|
| 0.686           | 1               | 1.41           |

**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.3a,H1-1b)**

| D/C Ratio = | (P <sub>u</sub> /2P <sub>e</sub> ) + (M <sub>u33</sub> /M <sub>u33</sub> ) + (M <sub>u22</sub> /M <sub>u22</sub> ) |
|-------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 0.994       | 0 + 0.994 + 0                                                                                                      |

**Axial Force and Capacities**

| P <sub>u</sub> Force (tonf) | $\phi P_n$ Capacity (tonf) | $\phi P_n$ Capacity (tonf) |
|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| 0                           | 102.0588                   | 168.48                     |

**Moments and Capacities**

|               | M <sub>u</sub> Moment (tonf-m) | $\phi M_n$ Capacity (tonf-m) | $\phi M_n$ No L <sub>br</sub> (tonf-m) |
|---------------|--------------------------------|------------------------------|----------------------------------------|
| Major Bending | 23.1955                        | 23.328                       | 23.328                                 |
| Minor Bending | 0                              | 6.5383                       |                                        |

**Shear Design**

|             | V <sub>u</sub> Force (tonf) | $\phi V_n$ Capacity (tonf) |
|-------------|-----------------------------|----------------------------|
| Major Shear | 15.8265                     | 25.8608                    |
| Minor Shear | 0                           | 77.76                      |

**End Reaction Major Shear Forces**

| Left End Reaction (tonf) | Load Combo | Right End Reaction (tonf) | Load Combo |
|--------------------------|------------|---------------------------|------------|
| 12.6079                  | DSTLS74    | 15.8265                   | DSTLS74    |

## ۱۸- تعیین دوره تناوب حاصل از تحلیل سازه

۱- یک فایل جدید (تحت عنوان Period) ایجاد کنید. در صورتی که سازه بتنی می باشد، سختی خمشی اعضای سازه های بتنی را تغییر دهید (تیرها:  $0.5I_g$  و ستونها:  $I_g$  و دیوارها:  $I_g$ ):

تبصره ۳: در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی، بمنظور در نظر گرفتن سختی موثر در اثر ترک خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها  $I_g/5$  و برای ستونها و دیوارها  $I_g$  منظور شود.  $I_g$  ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. این مقادیر  $1/5$  برابر مقادیر مندرج در بند ۳-۶-۵ برای مقاطع ترک خورده است.

۲- پس از انجام آنالیز مدل جدید (فایل Period):

ETABS 2013 - TEST2

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help

Model Explorer

- Model
- Display
- Tables
- Reports
- Detailing

Plan View - STORY1 - Z = 2.7 (m) - Displacements (DEAD) [mm]

Modal Participating Mass Ratios

| Case  | Mode | Period sec | UX        | UY     | UZ | Sum UX | Sum UY | Sum UZ | Rx     |
|-------|------|------------|-----------|--------|----|--------|--------|--------|--------|
| Modal | 1    | 2.172      | 0.6968    | 0.0002 | 0  | 0.6968 | 0.0002 | 0      | 0.0002 |
| Modal | 2    | 0.93       | 0.0032    | 0.2981 | 0  | 0.7    | 0.2984 | 0      | 0.1676 |
| Modal | 3    | 0.817      | 2.876E-05 | 0.4018 | 0  | 0.7    | 0.7002 | 0      | 0.1382 |
| Modal | 4    | 0.68       | 0.1274    | 0.002  | 0  | 0.8274 | 0.7022 | 0      | 0.0005 |
| Modal | 5    | 0.363      | 0.0675    | 0.0001 | 0  | 0.8949 | 0.7023 | 0      | 0.0003 |
| Modal | 6    | 0.304      | 0.0001    | 0.1001 | 0  | 0.895  | 0.8024 | 0      | 0.1421 |
| Modal | 7    | 0.28       | 0.0013    | 0.0289 | 0  | 0.8963 | 0.8313 | 0      | 0.0918 |
| Modal | 8    | 0.253      | 0.0006    | 0.0753 | 0  | 0.897  | 0.9066 | 0      | 0.1951 |

Max = 0.9 mm at [0 m, 14.14 m]: Min = -21.7 mm at [3.1 m, 16.84 m]

X: -11.4 Y: 15.3 Z: -3.3 (m)

Start Animation << >> Global

دوره تناوب حاصل از تحلیل در راستای x برابر  $(T_{ETABS})_x = 2.172 \text{ sec}$  و در راستای y برابر  $(T_{ETABS})_y = 0.817 \text{ sec}$  می باشد.

## ۱۹- کنترل جابجایی نسبی طبقات

## ۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه  $\Delta_{ei}$ ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان  $T$  در تبصره بند (۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۲) از بند (۳-۳-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه  $\Delta_{ei}$ ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۳-۵-۵ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها  $I_g/35$ ، برای ستون‌ها  $I_g/70$ ، و برای دیوارها  $I_g/35$  یا  $I_g/70$  نسبت به میزان ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا  $1/5$  برابر افزایش داد و از اثر  $P-\Delta$  نیز صرف‌نظر کرد.

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است. ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\Delta_{ei} = C_e \Delta_{ei} \quad (۱۱-۳)$$

در این رابطه:

$\Delta_{ei}$  = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

$C_e$  = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

$\Delta_{ei}$  = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب  $1/4$  ضرب شود و سپس با مقدار مجاز  $\Delta_a$  در بند (۳-۳-۲) مقایسه شود.

۳-۵-۲ مقدار  $\Delta_{ei}$  که با منظور کردن اثر  $P-\Delta$  در محاسبه  $\Delta_{ei}$  به‌دست می‌آید نباید از مقدار مجاز  $\Delta_a$  زیر تجاوز نماید.

$$\Delta_a = 0.025h$$

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه

$$\Delta_a = 0.020h$$

- در سایر ساختمان‌ها

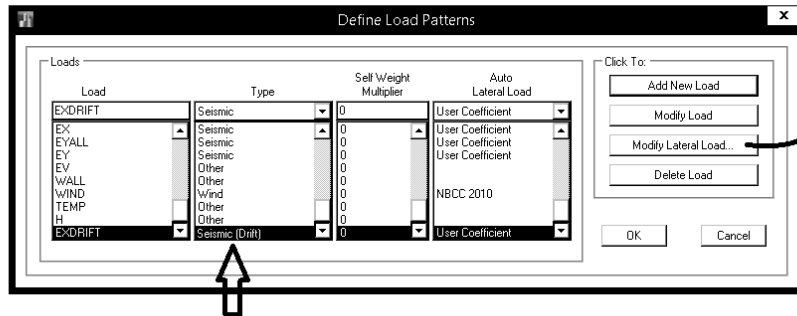
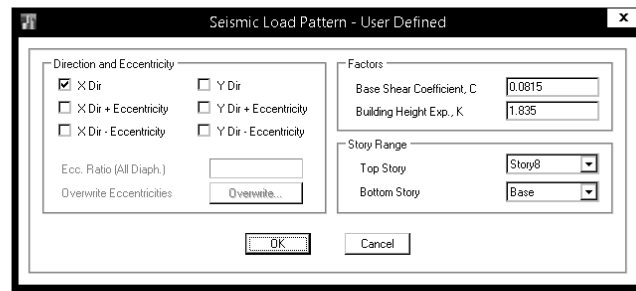
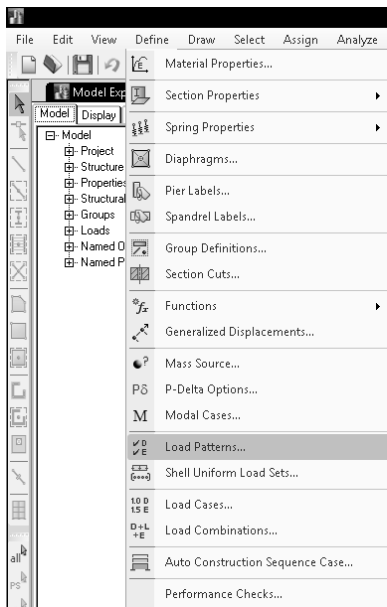
در این روابط  $h$  ارتفاع طبقه است.

برای کنترل جابجایی نسبی به شرح زیر عمل می‌کنیم:

۱- ابتدا مطابق بند قبل دوره تناوب سازه از نرم افزار  $(T_{ETABS})_x$  و نیز  $(T_{ETABS})_y$  به‌دست می‌آید.

۲- در سازه اصلی با استفاده از فایل Excel زیر نیروهای EXdrift و EYdrift بر اساس دوره تناوب حاصل از بند قبلی تعریف می‌شوند.

| ویرایش چهارم                          |             |
|---------------------------------------|-------------|
| ارتفاع سازه از تراز پایه (متر)        | 27.2        |
| درجه اهمیت سازه                       | I=1         |
| ضریب A                                | A=0.35      |
| نوع زمین                              | III         |
| نوع اسکلت                             | بتنی        |
| سیستم سازه                            | قاب خمشی    |
| Ru=                                   | 5           |
| سازه میانقاب دارد؟                    | خیر         |
| زمان تناوب نرم افزار $(T_{ETABS})$    | 2.17        |
| $T_0=$                                | 0.15        |
| $T_s=$                                | 0.7         |
| $S_0=$                                | 1.1         |
| $S=$                                  | 1.75        |
| $T = \text{Min (تحلیلی، 1.25 تجربی)}$ | 1.04        |
| $N=0.7/(4-TS)*(T-TS)+1=$              | 1.07258     |
| $B1=(S+1)(Ts/T)=$                     | 1.84712     |
| $B=B1*N=$                             | 1.98119     |
| $C-\text{min}=0.14*A*I=$              | 0.05        |
| $k=0.5*T+0.75=$                       | 1.2711      |
| $C=A.B.I/R=$                          | 0.1387      |
| $K_{DRIFT}=$                          | 1.835       |
| $C_{DRIFT}=$                          | 0.081459677 |





۳- پس از تحلیل سازه جابجایی نسبی طبقات (drift) از قسمت زیر استخراج شود:

ETABS 2013 - con2013

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help

Model Explorer

- Model
- Analysis
  - Options
  - Response Spectrum Functions
  - Load Cases
  - Load Combinations
  - Results
    - Displacements
      - Joint Displacements
      - Joint Displacements - Absolute
      - Joint Velocities - Relative
      - Joint Velocities - Absolute
      - Joint Accelerations - Relative
      - Joint Accelerations - Absolute
      - Joint Drifts
      - Diaphragm Center of Mass Displacements
      - Diaphragm Drifts
      - Diaphragm Accelerations
      - Story Max/Avg Displacements
      - Story Drifts
      - Story Accelerations
  - Reactions
  - Modal Results
  - Structure Results
  - Frame Results
  - Shell Results
  - Energy/Virtual Work
- Design
  - Table Sets

Plan View - STORY6 - Z = 19.7 (m) - Displacements (EX) [m]

Diaphragm Center of Mass Displacements

1 of 8 | Reload Apply

| Story  | Diaphragm | Load Case/Combo | UX | UY | UZ m | RX rad | RY rad |
|--------|-----------|-----------------|----|----|------|--------|--------|
| RIDGE  | D1        | EXD             |    |    | 0    | 0      | 0      |
| STORY6 | D1        | EXD             |    |    | 0    | 0      | 0      |
| STORY5 | D1        | EXD             |    |    | 0    | 0      | 0      |
| STORY4 | D1        | EXD             |    |    | 0    | 0      | 0      |
| STORY3 | D1        | EXD             |    |    | 0    | 0      | 0      |
| STORY2 | D1        | EXD             |    |    | 0    | 0      | 0      |
| STORY1 | D1        | EXD             |    |    | 0    | 0      | 0      |
| GROUND | D1        | EXD             |    |    | 0    | 0      | 0      |

Filter: EXALL-0.3EY 3  
EXDRIFT  
EYALL 1  
EYALL 2  
EYALL 3

Clear Filter  
Clear All Filters  
Sort Ascending  
Sort Descending  
Clear Sort  
Copy

Right Click on any Point for displacement values

X:24.6 Y:3.9 Z:19.7 (m) Start Animation

ETABS 2013 - con2013

File Edit View Define Draw Select Assign Analyze Display Design Detailing Options Help

Model Explorer

- Model
- Analysis
  - Options
  - Response Spectrum Functions
  - Load Cases
  - Load Combinations
  - Results
    - Displacements
      - Joint Displacements
      - Joint Displacements - Absolute
      - Joint Velocities - Relative
      - Joint Velocities - Absolute
      - Joint Accelerations - Relative
      - Joint Accelerations - Absolute
      - Joint Drifts
      - Diaphragm Center of Mass Displacements
      - Diaphragm Drifts
      - Diaphragm Accelerations
      - Story Max/Avg Displacements
      - Story Drifts
      - Story Accelerations
  - Reactions
  - Modal Results
  - Structure Results
  - Frame Results
  - Shell Results
  - Energy/Virtual Work
- Design
  - Table Sets

Plan View - STORY6 - Z = 19.7 (m) - Displacements (EX) [m]

Diaphragm Center of Mass Displacements

1 of 8 | Reload Apply

| Story  | Diaphragm | Load Case/Combo | UX m | UY m | UZ m | RX rad | RY rad |
|--------|-----------|-----------------|------|------|------|--------|--------|
| RIDGE  | D1        | EXDRIFT         | 63.1 | -2.2 | 0    | 0      | 0      |
| STORY6 | D1        | EXDRIFT         | 59.6 | 0.7  | 0    | 0      | 0      |
| STORY5 | D1        | EXDRIFT         | 53.2 | 0.9  | 0    | 0      | 0      |
| STORY4 | D1        | EXDRIFT         | 43.6 | 0.7  | 0    | 0      | 0      |
| STORY3 | D1        | EXDRIFT         | 31.3 | 0.5  | 0    | 0      | 0      |
| STORY2 | D1        | EXDRIFT         | 20.8 | 0.3  | 0    | 0      | 0      |
| STORY1 | D1        | EXDRIFT         | 10.5 | 0.2  | 0    | 0      | 0      |
| GROUND | D1        | EXDRIFT         | 0.8  | 0.1  | 0    | 0      | 0      |

Show Unformatted  
Copy  
Export to Excel

Right Click on any Point for displacement values

X:24.6 Y:3.9 Z:19.7 (m) Start Animation

Book2 - Microsoft Excel

Home Insert Page Layout Formulas Data Review View Developer Add-Ins Foxit PDF Acrobat

Clipboard Font Alignment Number Styles

Calibri 11

General

Conditional Formatting as Table Cell Styles

Insert

=(D4-D5)/N4

|    | A                                                    | B                | C                      | D         | E         | F         | G         | H         | I         | J            | K        | L        | M        | N            |
|----|------------------------------------------------------|------------------|------------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------|----------|----------|----------|--------------|
| 1  | <b>TABLE: Diaphragm Center of Mass Displacements</b> |                  |                        |           |           |           |           |           |           |              |          |          |          |              |
| 2  | <b>Story</b>                                         | <b>Diaphragm</b> | <b>Load Case/Combo</b> | <b>UX</b> | <b>UY</b> | <b>UZ</b> | <b>RX</b> | <b>RY</b> | <b>RZ</b> | <b>Point</b> | <b>X</b> | <b>Y</b> | <b>Z</b> |              |
| 3  |                                                      |                  |                        | mm        | mm        | mm        | rad       | rad       | rad       |              | m        | m        | m        |              |
| 4  | RIDGE                                                | D1               | EXDRIFT                | 63.1      | -2.2      | 0         | 0         | 0         | 0.000547  | 166          | 1.5243   | 11.69    | 22.5     | = (D4-D5)/N4 |
| 5  | STORY6                                               | D1               | EXDRIFT                | 59.6      | 0.7       | 0         | 0         | 0         | 0.000639  | 181          | 6.11     | 9.366    | 19.7     | 0.001882     |
| 6  | STORY5                                               | D1               | EXDRIFT                | 53.2      | 0.9       | 0         | 0         | 0         | 0.000624  | 182          | 6.4914   | 9.2299   | 16.3     | 0.002824     |
| 7  | STORY4                                               | D1               | EXDRIFT                | 43.6      | 0.7       | 0         | 0         | 0         | 0.00054   | 183          | 6.4914   | 9.2299   | 12.9     | 0.003618     |
| 8  | STORY3                                               | D1               | EXDRIFT                | 31.3      | 0.5       | 0         | 0         | 0         | 0.000399  | 184          | 6.4624   | 9.2546   | 9.5      | 0.003088     |
| 9  | STORY2                                               | D1               | EXDRIFT                | 20.8      | 0.3       | 0         | 0         | 0         | 0.000266  | 185          | 6.4323   | 9.278    | 6.1      | 0.003029     |
| 10 | STORY1                                               | D1               | EXDRIFT                | 10.5      | 0.2       | 0         | 0         | 0         | 0.000138  | 186          | 6.4348   | 9.252    | 2.7      | 0.002393     |
| 11 | GROUND                                               | D1               | EXDRIFT                | 3.8       | 0.1       | 0         | 0         | 0         | 0.000051  | 187          | 6.5878   | 9.9739   | -0.1     | 0.001188     |
| 12 |                                                      |                  |                        |           |           |           |           |           |           |              |          |          |          |              |

0.0036 جابجایی نسبی طبقه چهارم در راستای x می باشد و بنابراین (با توجه به اینکه سازه بیش از ۵ طبقه می باشد) باید رابطه زیر ارضا شود:

$$C_d \times 0.0036 < 0.02$$

مقدار  $C_d$  بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم تعیین می شود که پیش نویس آن منتشر شده است:

جدول ۳-۲ مقادیر ضریب رفتار ساختمان،  $R_u$ ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان  $H_m$ 

| سیستم سازه                | سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی                                         | $R_u$ | $\Omega_o$ | $C_d$ | $H_m$<br>(متر) |
|---------------------------|----------------------------------------------------------------------------|-------|------------|-------|----------------|
| الف- سیستم دیوارهای باربر | ۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه                                             | ۵     | ۲/۵        | ۵     | ۵۰             |
|                           | ۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط                                            | ۴     | ۲/۵        | ۴     | ۵۰             |
|                           | ۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]                                       | ۳/۵   | ۲/۵        | -     | -              |
|                           | ۴- دیوارهای برشی یا مصالح بنایی مسلح                                       | ۳     | ۲/۵        | ۳     | ۱۵             |
|                           | ۵- دیوارهای متشکل از قالب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی | ۴     | ۲          | ۲/۵   | ۱۵             |
|                           | ۶- دیوارهای متشکل از قالب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی      | ۵/۵   | ۳          | ۴     | ۱۵             |
|                           | ۷- دیوارهای بتن پلشی سیم‌بندی                                              | ۳     | ۲          | ۳     | ۱۰             |
| ب- سیستم قاب ساختمانی     | ۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]                                         | ۶     | ۲/۵        | ۵     | ۵۰             |
|                           | ۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط                                            | ۵     | ۲/۵        | ۴     | ۲۵             |
|                           | ۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]                                       | ۴     | ۲/۵        | ۳     | -              |
|                           | ۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح                                       | ۳     | ۲/۵        | ۲/۵   | ۱۵             |
|                           | ۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]                                   | ۷     | ۲          | ۴     | ۵۰             |
|                           | ۶- مهاربندی گمانش تاب                                                      | ۷     | ۲/۵        | ۵     | ۵۰             |
|                           | ۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی                                           | ۲/۵   | ۲          | ۲/۵   | ۱۵             |
|                           | ۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]                                         | ۵/۵   | ۲          | ۵     | ۵۰             |
| پ- سیستم قاب خمشی         | ۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۳]                                              | ۷/۵   | ۳          | ۵/۵   | ۲۰۰            |
|                           | ۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]                                             | ۵     | ۳          | ۴/۵   | ۲۵             |
|                           | ۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۱] و [۴]                                      | ۴     | ۳          | ۲/۵   | -              |
|                           | ۴- قاب خمشی فولادی ویژه                                                    | ۷/۵   | ۳          | ۵/۵   | ۲۰۰            |
|                           | ۵- قاب خمشی فولادی متوسط                                                   | ۵     | ۳          | ۴     | ۵۰             |
|                           | ۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]                                              | ۳/۵   | ۳          | ۳     | -              |
| ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی | ۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه            | ۷/۵   | ۲/۵        | ۵/۵   | ۲۰۰            |
|                           | ۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه                      | ۶/۵   | ۲/۵        | ۵     | ۷۰             |
|                           | ۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط                     | ۶     | ۲/۵        | ۴/۵   | ۵۰             |
|                           | ۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط                       | ۶     | ۲/۵        | ۴/۵   | ۵۰             |
|                           | ۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی                      | ۷/۵   | ۲/۵        | ۴     | ۲۰۰            |
|                           | ۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی                     | ۶     | ۲/۵        | ۵     | ۷۰             |
|                           | ۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی                      | ۷     | ۲/۵        | ۵/۵   | ۲۰۰            |
|                           | ۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی                     | ۶     | ۲/۵        | ۵     | ۷۰             |
| ث- سیستم کنسولی           | ۱- سازه‌های فولادی یا بتن آرمه ویژه                                        | ۲     | ۱/۵        | ۲     | ۱۰             |

## ۲۰- درز انقطاع

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج‌هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به‌طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$ ) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته شود.