

۲	1- ایجاد مدل جدید
۶	۱- تعریف مشخصات مصالح
۹	۲- تعریف مقاطع
۱۴	۱-۲- مقطع ستون مستطیلی بتنی
۱۶	۲-۲- مقطع تیر بتنی
۱۷	۳-۲- مقطع ستون دایره ای بتنی
۱۸	۴-۲- مقطع
۱۹	۵-۲- مقطع بتنی در ^{general} Section designer
۲۲	۶-۲- مقطع متغیر
۲۲	۷-۲- مقطع Auto Selection
۲۳	۸-۲- مقاطع آماده
۲۴	۹-۲- نحوه ساخت مقاطع مرکب فولادی:
۲۶	۱۰-۲- مقاطع لانه زنبوری و نکات مربوط به سقف کامپوزیت
۲۶	۳- انواع سقف ها
۲۶	۱-۳- سقف تیرچه بلوک
۲۸	۲-۳- سقف کرومیت
۲۸	۳-۳- سقف کامپوزیت
۲۹	۴-۳- سقف عرشه فولادی
۲۹	۵-۳- دال بتنی
۳۱	۶-۳- دیوار
۳۲	۴- سیستم های باربر جانبی
۳۳	۱-۴- ترکیب دو سیستم در دو جهت و انتخاب سیستم مناسب
۳۴	۵- مدل سازی
۳۴	۱-۵- ترسیم اعضا
۳۷	۲-۵- ترسیم سطوح
۳۹	۳-۵- تنظیم پارامترهای نمایشی
۴۰	۴-۵- بررسی منوی
۴۱	۵-۵- اختصاص تکیه گاه ^{Select}
۴۲	۶-۵- بررسی منوی
۴۲	۵-۶-۱- ویرایش تعداد طبقات ^{Edit}
۴۷	۶- تعریف بار مرده و زنده
۴۸	۱-۶- کاهش بارهای زنده طبق ویرایش ۹۲ مبحث ششم
۵۱	۲-۶- اعمال بارهای مرده بر سازه
۵۲	۳-۶- اعمال بار زنده و برف
۵۴	۴-۶- اعمال بارهای خطی
۵۵	۵-۶- مشاهده و بررسی بارهای وارد شده

- ۵۵ Notional Load-۶-۶
- ۵۷ ۷-۶- نیروی زلزله استاتیکی
- ۵۷ ۶-۷-۱- ضوابط آیین نامه ای محاسبه نیروی زلزله
- ۵۸ ۶-۷-۲- تعیین شتاب مبنای طرح (A)
- ۵۹ ۶-۷-۳- تعیین ضریب بازتاب ساختمان (B)
- ۶۱ ۶-۷-۴- تعیین ضریب رفتار سازه (R)
- ۶۲ ۶-۷-۵- استفاده از User Load
- ۶۳ ۶-۷-۶- استفاده از User Coefficient
- ۶۵ ۶-۷-۷- نیروی قائم زلزله
- ۶۶ ۶-۸- Wall بار
- ۶۶ ۶-۹- وزن لرزه ای
- ۶۸ ۶-۱۱- بار حرارتی و بار مربوط به فشار خاک
- ۶۹ ۶-۱۲- اعمال بارهای گرهی
- ۶۹ ۶-۱۲-۱- بار آسانسور
- ۷۰ ۶-۱۳- منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد
- ۷۳ ۶-۱۵- بررسی منوی Assign – frame/Line
- ۷۳ ۶-۱۵-۱- تغییر مقطع عضو
- ۷۳ ۶-۱۵-۲- اعمال ضرایب ترک خوردگی
- ۷۶ ۶-۱۵-۳- تعریف مفصل در انتهای عضو
- ۷۶ ۶-۱۵-۴- اصلاح اتصال انتهایی اعضا
- ۷۷ ۶-۱۵-۵- تغییر موقعیت قرار گیری اعضا نسبت به آکس آنها
- ۷۷ ۶-۱۵-۶- مختصات محلی عضو
- ۷۸ ۶-۱۵-۷- تعیین نوع اتصال در قاب های خمشی فولادی
- ۷۸ ۶-۱۶- بررسی منوی Assign – shell
- ۷۹ ۶-۱۶-۱- اختصاص ضرایب ترک خوردگی المان های سطحی
- ۸۱ ۷- تنظیم پارامترهای تحلیل سازه
- ۸۲ ۷-۱- اثر $P-\Delta$
- ۸۳ ۷-۲- تحلیل سازه و بررسی نتایج تحلیل
- ۸۳ ۷-۲-۱- بررسی پایداری سازه و خطاهای آنالیز
- ۸۳ ۷-۲-۲- مشاهده تغییر شکل سازه
- ۸۴ ۷-۲-۳- مشاهده عکس العملهای تکیه گاهی
- ۸۴ ۷-۲-۴- مشاهده نمودار نیروهای داخلی اعضا
- ۸۵ ۷-۲-۵- مشاهده انرژی اعضا
- ۸۵ ۷-۳- استخراج نتایج تحلیل به صورت جدول
- ۸۶ ۸- بار خرپشته
- ۸۸ ۹- طراحی سازه های بتنی
- ۸۸ ۹-۱- انتخاب آیین نامه بتن
- ۹۰ ۹-۲- ترکیب بارهای سازه بتنی
- ۹۲ ۹-۳- تعیین شکل پذیری سازه های بتنی

- ۹۲ ۴-۹- انتخاب ترکیب بارها
- ۹۳ ۱۰- طراحی سازه های بتی
- ۹۳ ۱۰-۱- نمایش اطلاعات طراحی
- ۹۵ ۱۰-۱-۱- تیر ضعیف ستون قوی
- ۹۶ ۱۰-۱-۲- کنترل برش در ناحیه اتصال
- ۹۷ ۱۰-۱-۳- آرماتورپیچشی
- ۹۷ ۱۰-۱-۴- نمایش خلاصه نتایج طراحی
- ۹۸ ۱۰-۲- بررسی جزئیات طراحی اجزا
- ۹۸ ۱۰-۲-۱- جزئیات طرح خمشی
- ۹۹ ۱۰-۲-۲- جزئیات طرح برشی
- ۱۰۱ ۱۰-۳- جزئیات طرح پیچشی و اصلاح ضریب ترک خوردگی پیچشی
- ۱۰۳ ۱۰-۴- بررسی منوی design
- ۱۰۴ ۱۱- طراحی سازه های فولادی
- ۱۰۴ ۱۱-۱- انتخاب آیین نامه
- ۱۰۴ ۱۱-۲- طراحی بر اساس AISC360-10
- ۱۰۵ ۱۱-۲-۱- تنظیم پارامترهای لرزه ای در سازه های فولادی در روش LRFD
- ۱۱۱ ۱۱-۲-۲- تعریف ترکیب بارهای طراحی بر اساس AISC360-10
- ۱۱۴ ۱۱-۳- منوی Overwrite در اعضای فولادی
- ۱۱۸ ۱۱-۴- طراحی سازه فولادی و مشاهده نتایج
- ۱۲۰ ۱۱-۴-۱- کنترل نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر
- ۱۲۲ ۱۱-۵- برش طراحی لرزه ای
- ۱۲۳ ۱۱-۶- نیروی محوری بادبند جهت طراحی اتصال
- ۱۲۴ ۱۱-۷- نمایش خلاصه محاسبات طراحی
- ۱۲۵ ۱۱-۸- تعیین دوره تناوب حاصل از تحلیل سازه
- ۱۲۶ ۱۱-۹- کنترل جابجایی نسبی طبقات

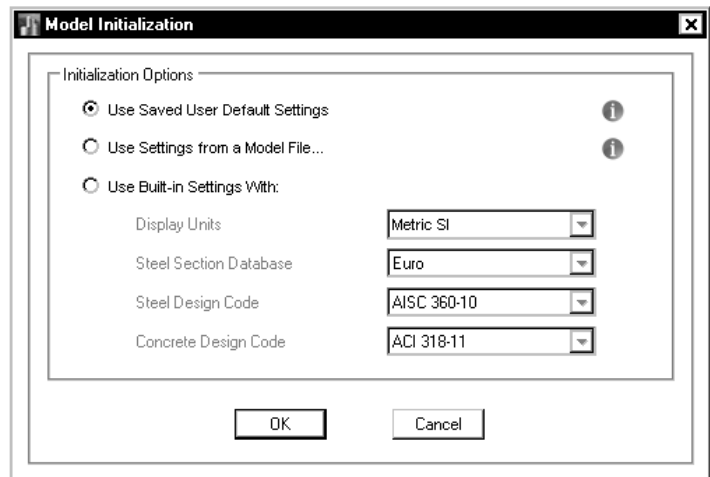
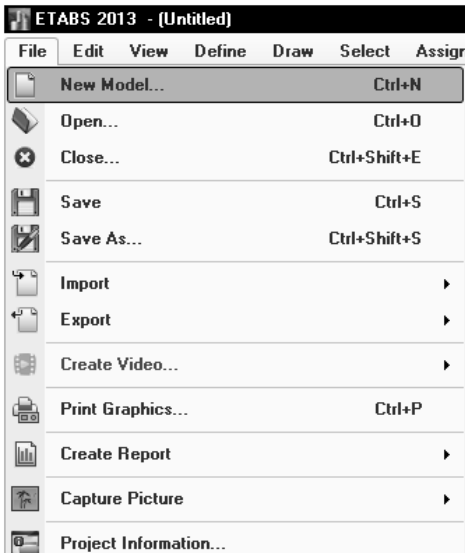
ضمن آروزی موفقیت برای تمامی مهندسين گرامی، جزوه حاضر مراحل طراحی سازه های بتنی و فولادی را به صورت تصویری تشریح می کند. در رابطه با مطالب آن موارد زیر قابل ذکر است:

- ۱- جزوه بر اساس **ویرایش ۹۲ مبحث ششم، نهم و دهم** می باشد.
- ۲- تمامی محاسبات بر اساس **پیش نویس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰** می باشد.
- ۳- جزوه بر اساس **ETABS 2013** 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 2011** 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** و یا ایمیل **hoseinzadeh.m@tabrizu.ac.ir** و **hoseinzadeh.m@gmail.com** ارسال نمایید.
- ۸- به امید خدا جزوه با گذر زمان به روز خواهد شد. تاریخ آخرین ویرایش جزوه در بالای صفحات مشخص شده است.

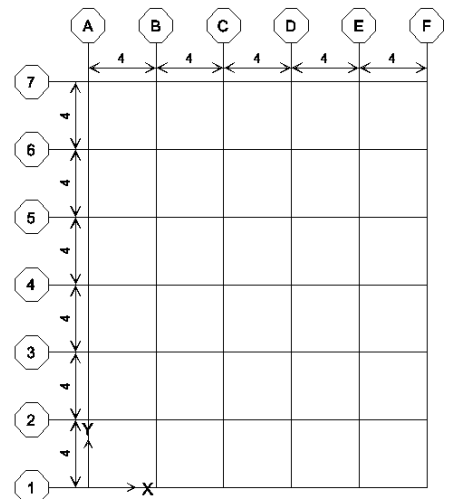
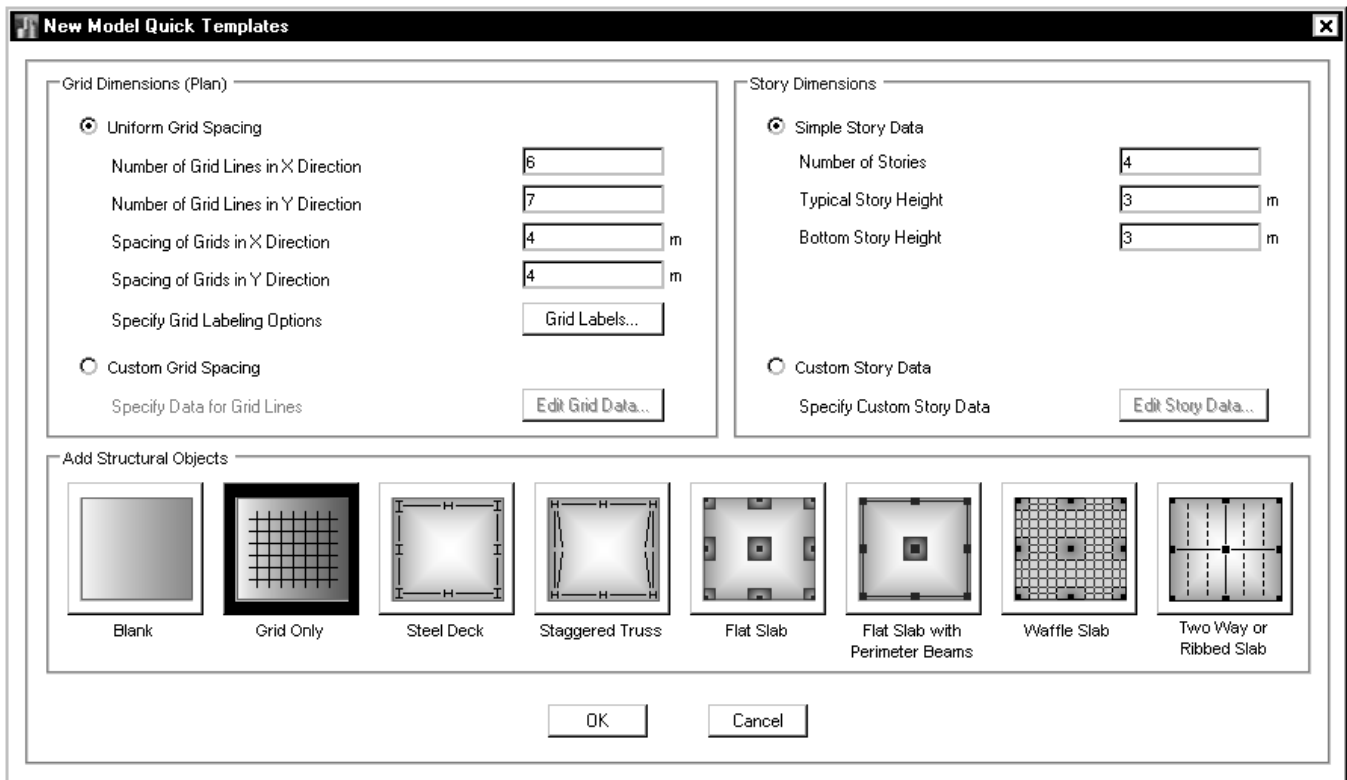
۱۳۹۳/۳/۱۱

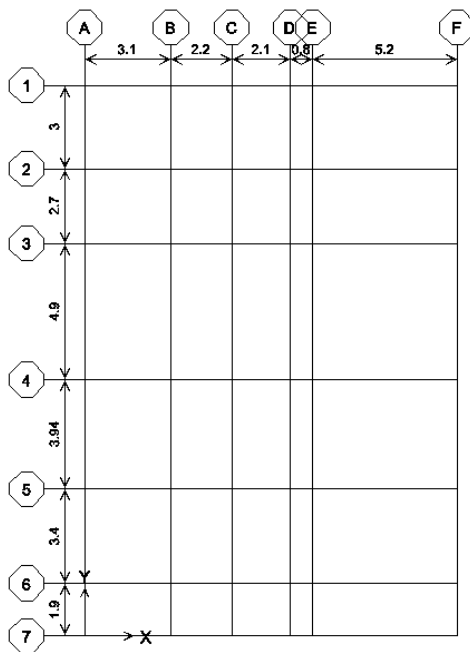
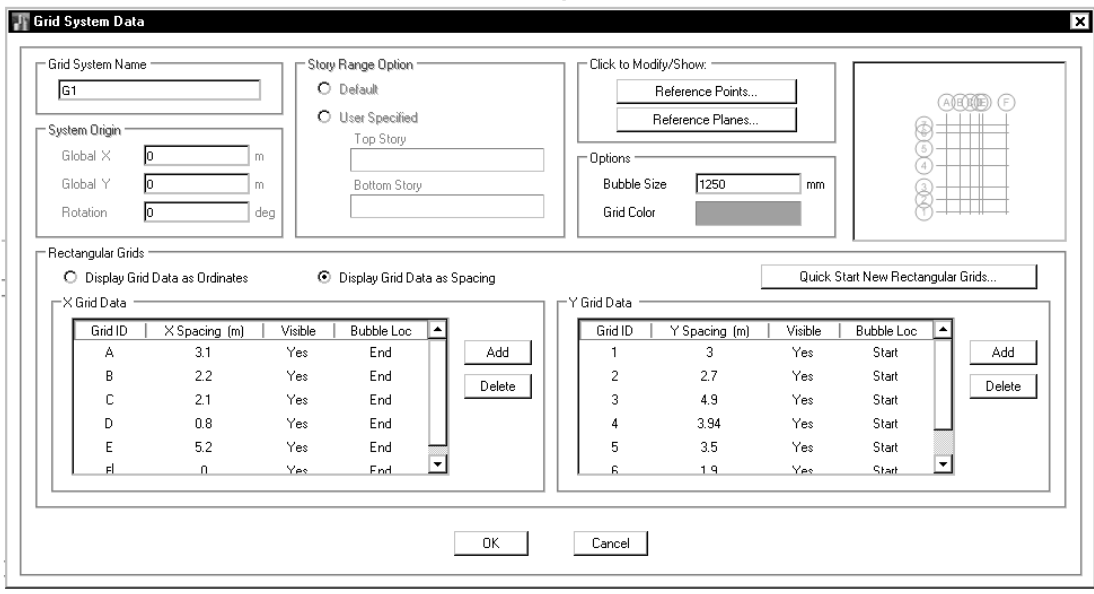
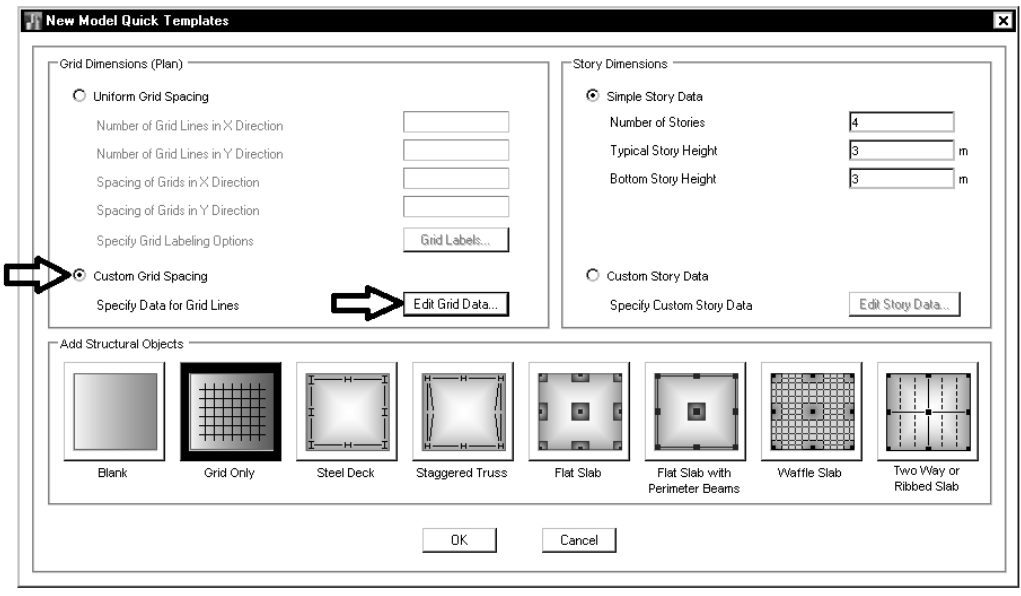
حسین زاده اصل

عضو هیات علمی دانشگاه تبریز

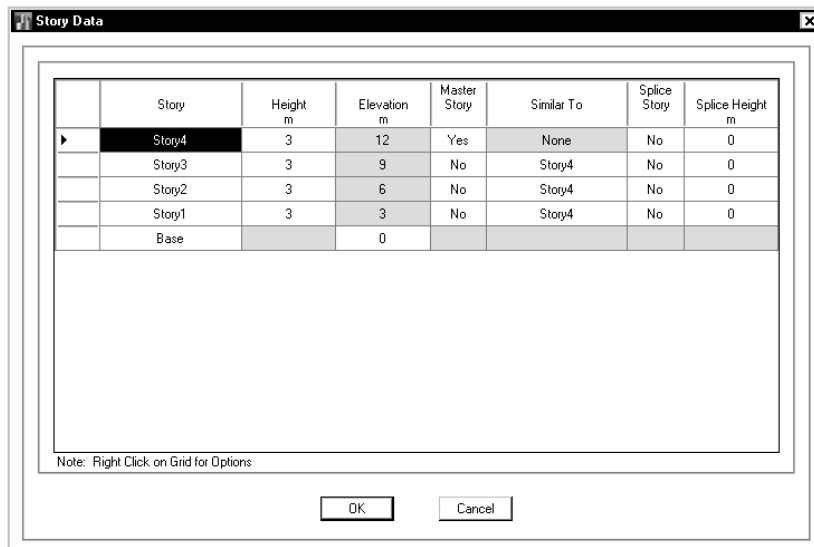
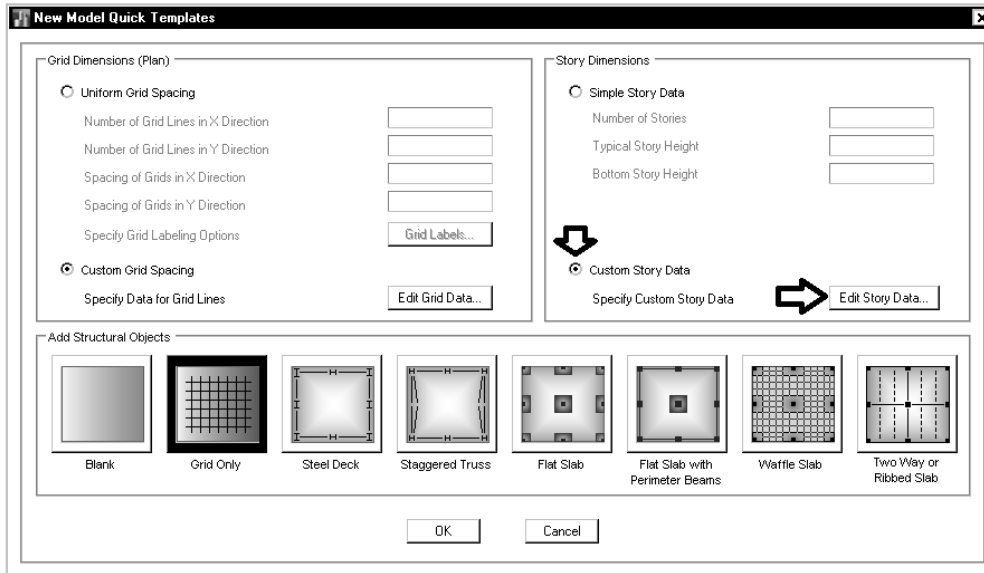


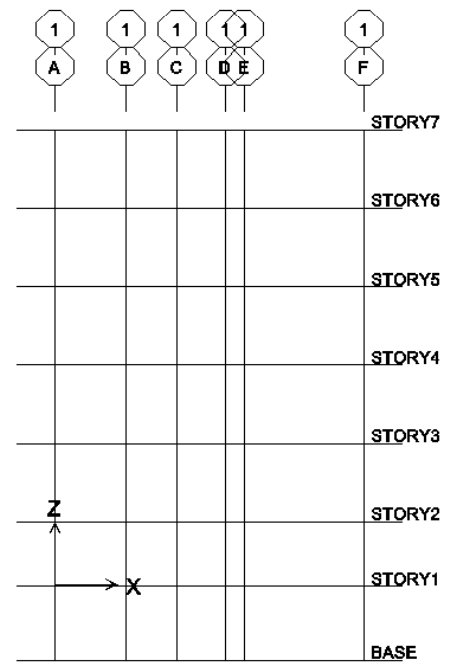
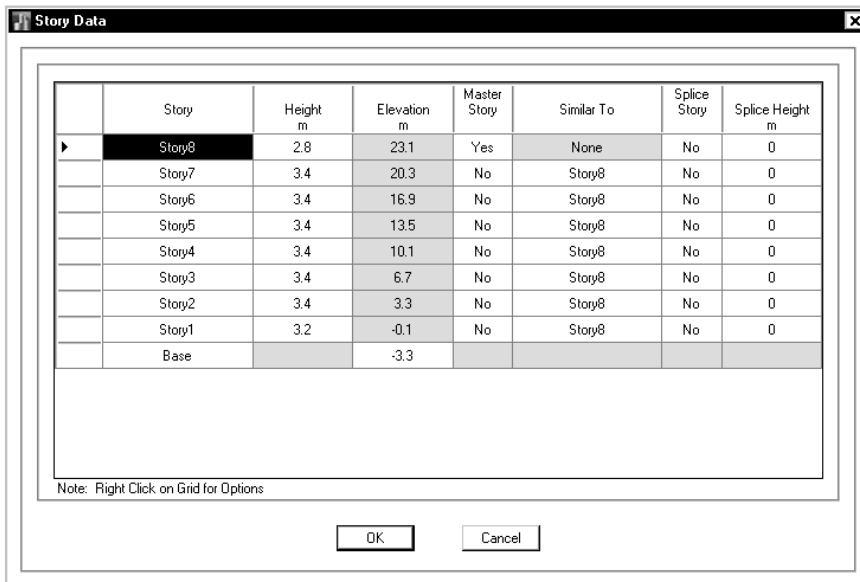
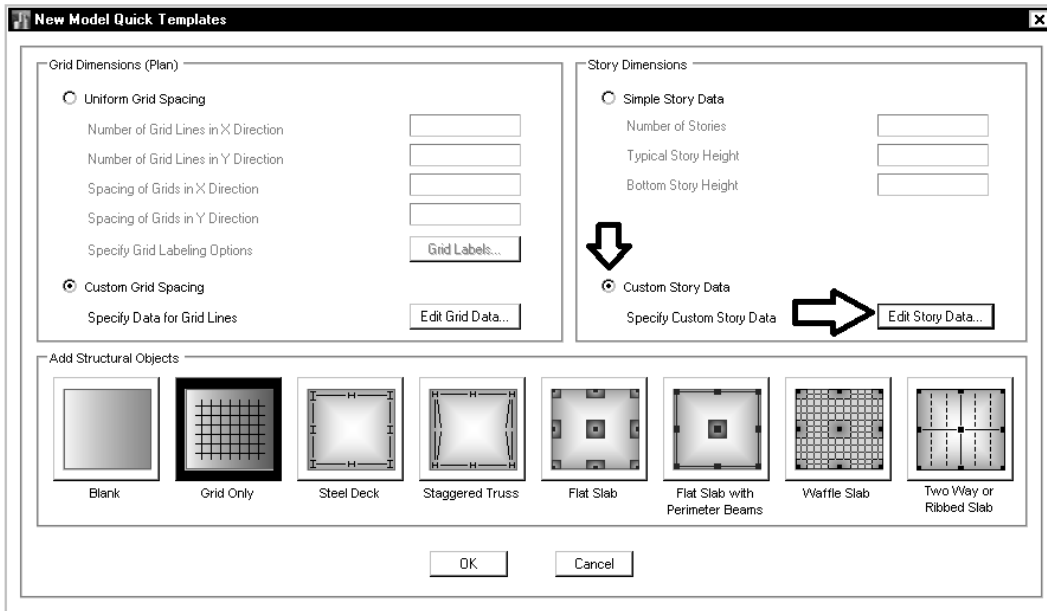
خطوط راهنما (Grid Lines):



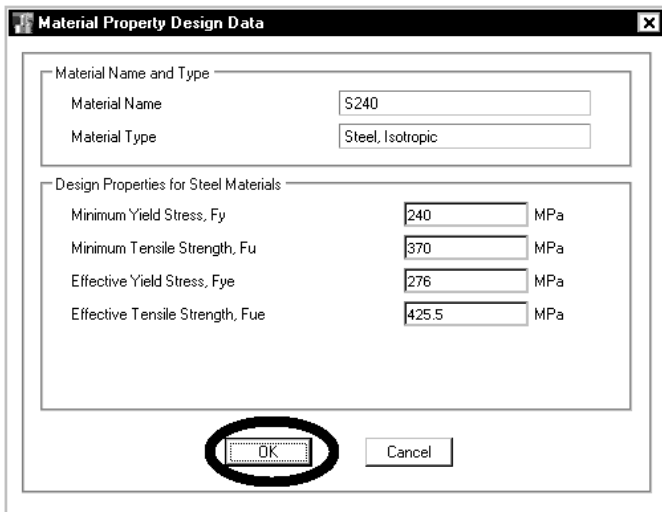
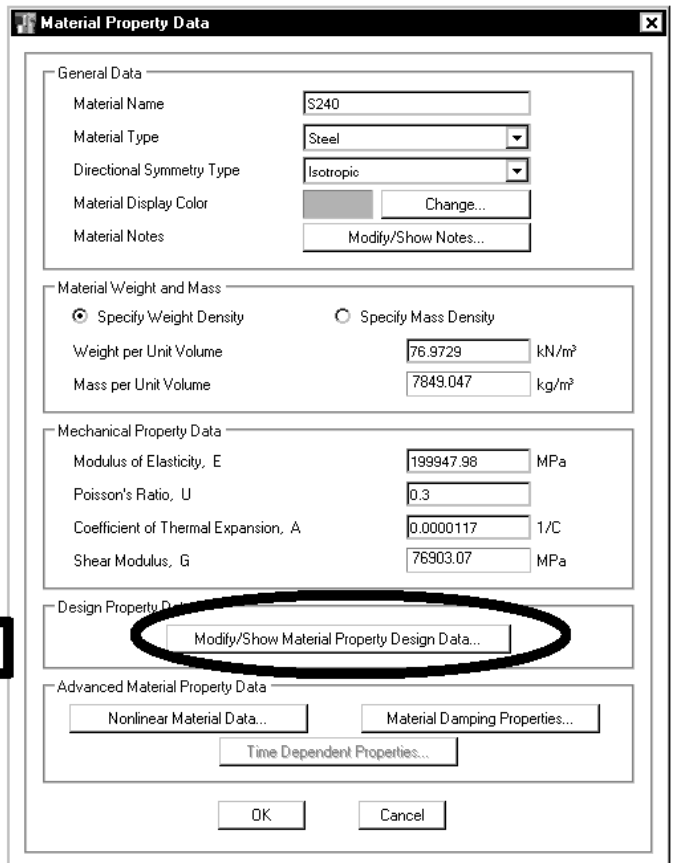
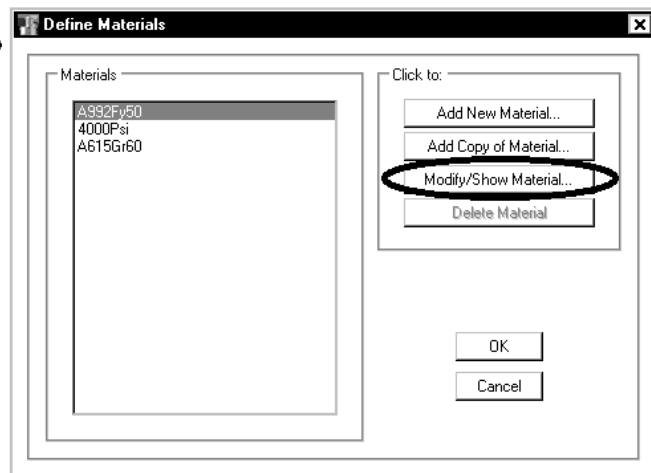
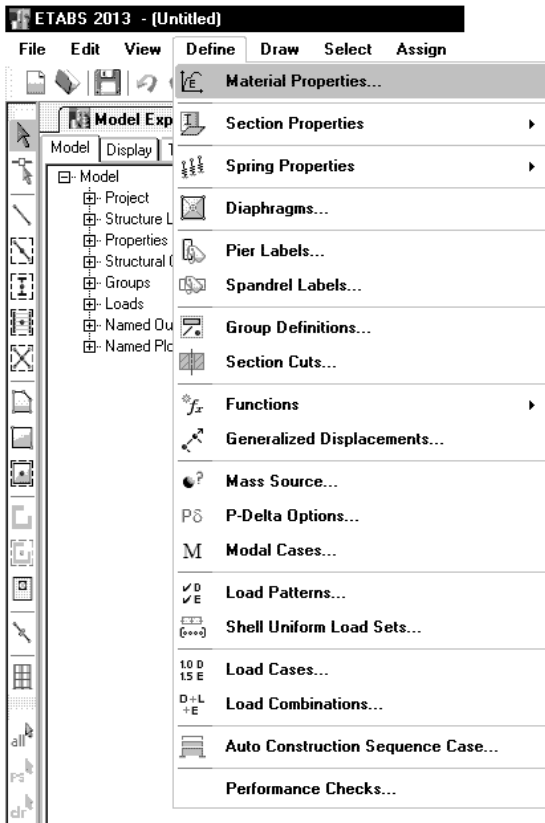


تعیین ارتفاع هر طبقه:





۱- تعریف مشخصات مصالح

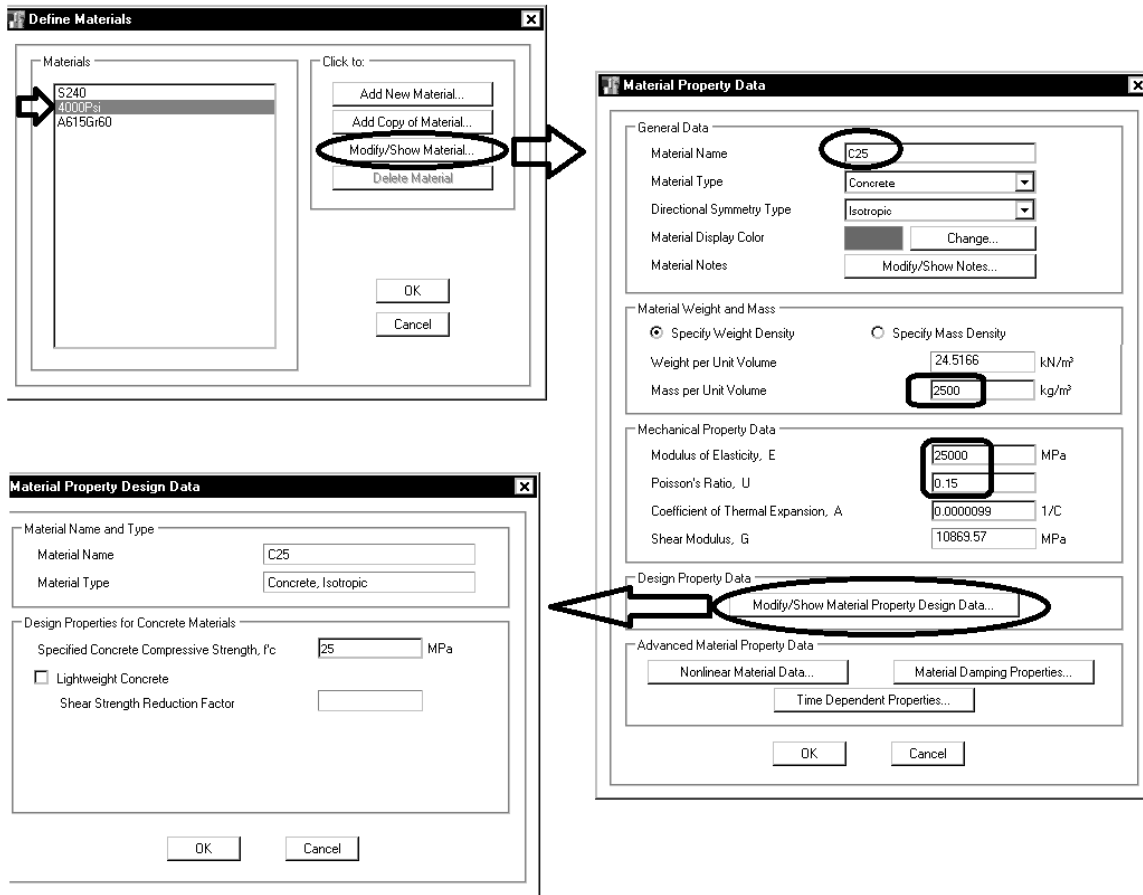


طبق ویرایش سال ۹۲ مبحث نهم مدول الاستیسیته بتن از رابطه زیر محاسبه می شود (با فرض اینکه مقاومت فشاری بتن برابر 25 MPa باشد):

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

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

$$v = 0.15$$



تعریف مشخصات میلگردها:

۹-۲۳-۲-۱-۹ لنگر خمشی مقاوم محتمل
 لنگر خمشی مقاوم محتمل مساوی است با لنگر خمشی مقاوم با فرض $f'_c = 1/25 f'_c$
 $\phi_s = \phi_g = \phi_c = \phi_r$ (مقاومت میلگردهای فولادی می‌باشد).

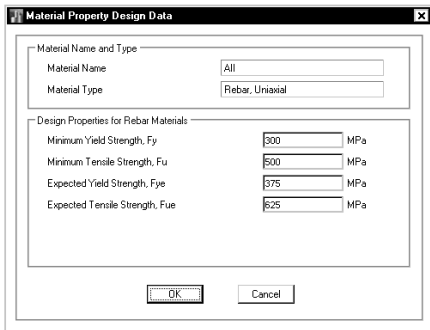
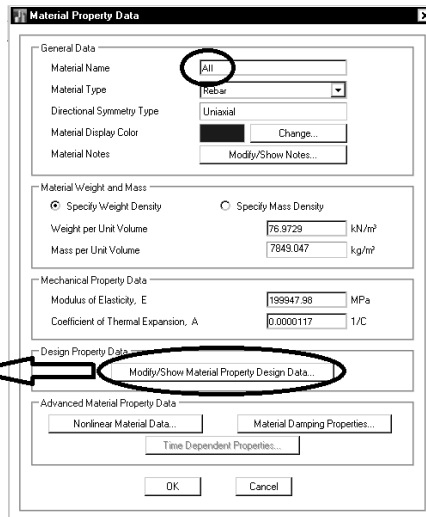
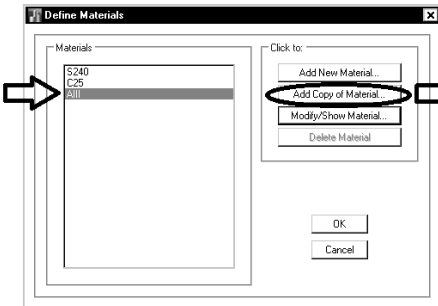
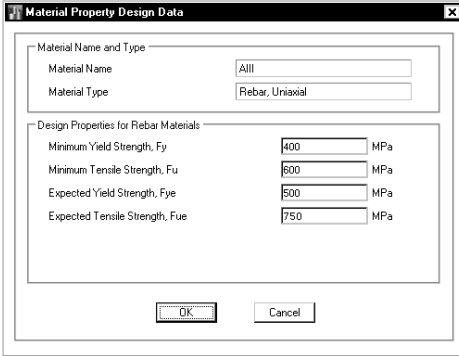
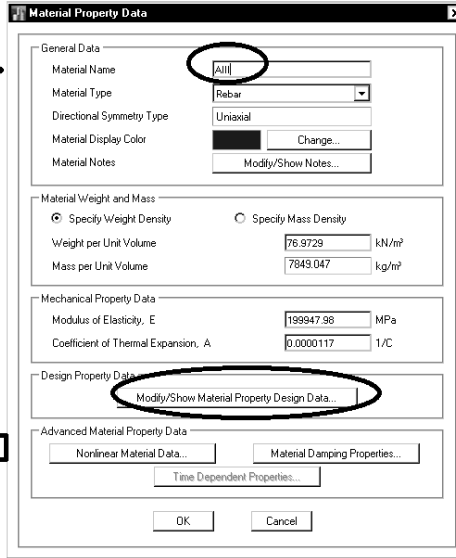
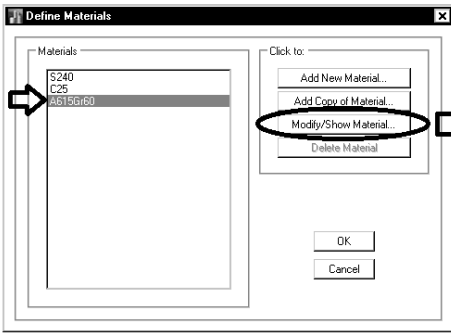
۹-۲۳-۴-۴-۹ اتصالات تیر به ستون در قابها

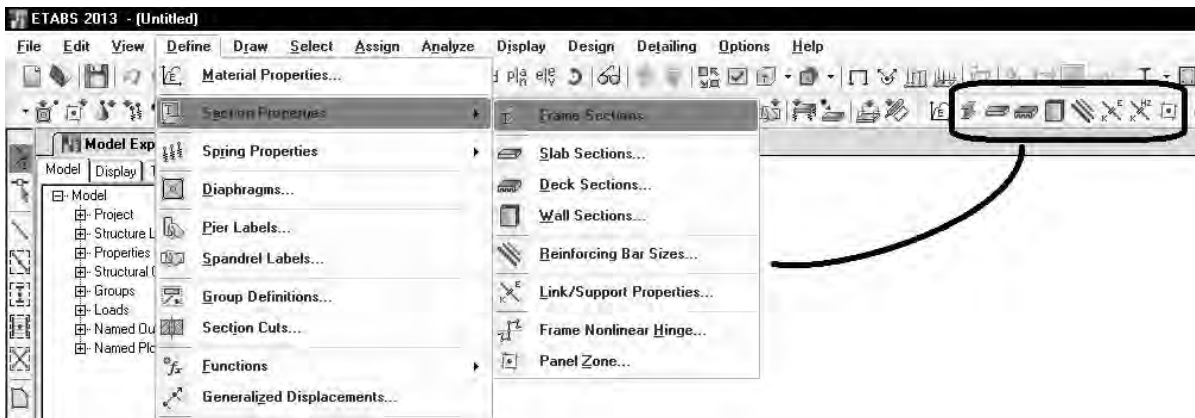
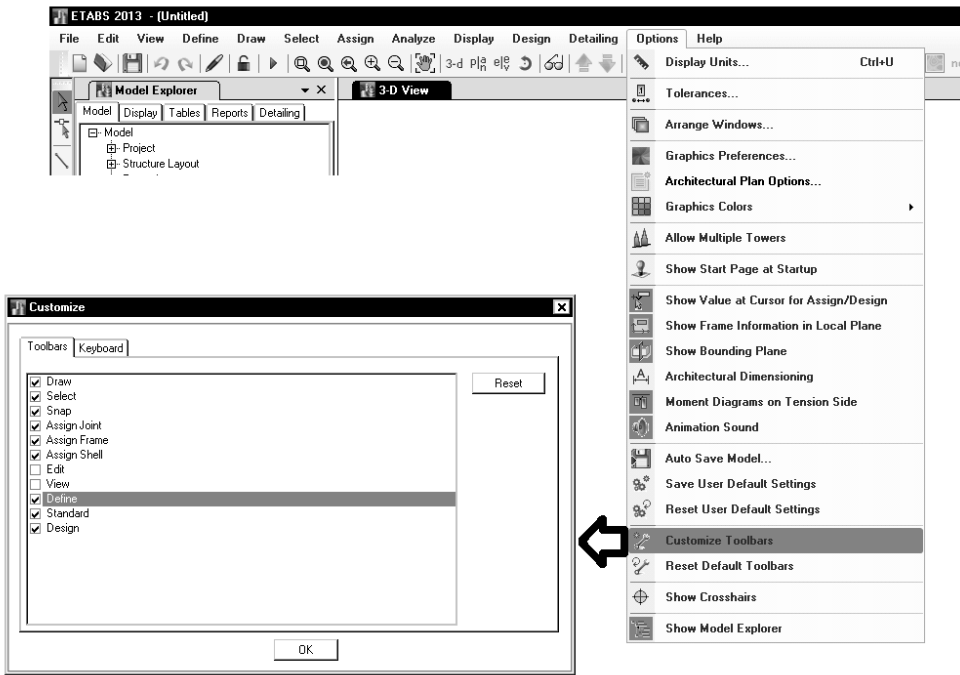
۹-۲۳-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

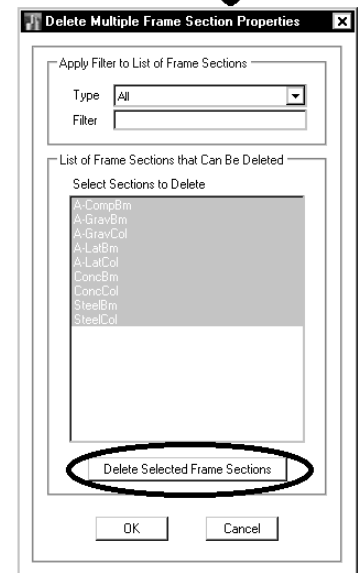
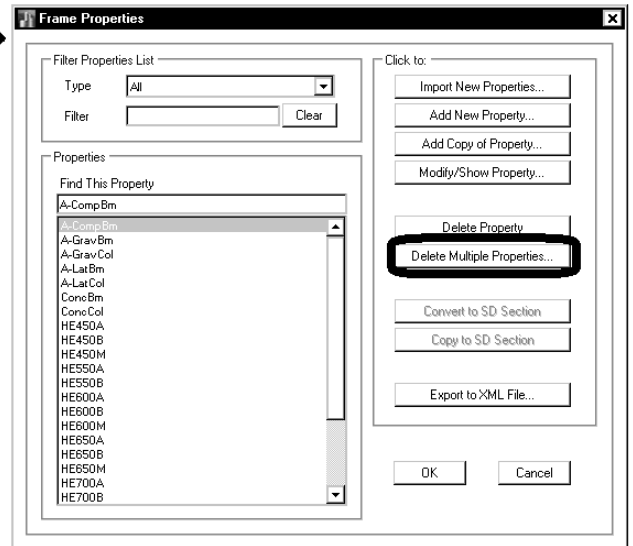
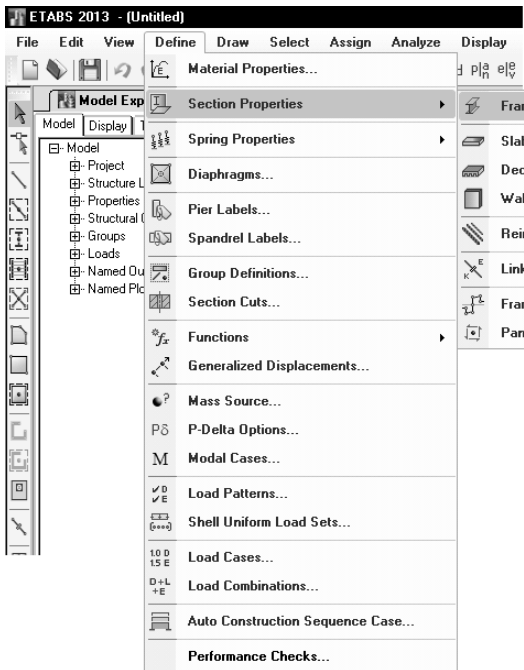
۹-۲۳-۴-۴-۱-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستونها در قابها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۴-۱-۲ و ۹-۲۳-۴-۴-۳ تعیین شوند.

۹-۲۳-۴-۴-۲-۱ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u ، باید بر اساس تنش کششی برابر $1/47 f_{yd}$ 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 می‌شود 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. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

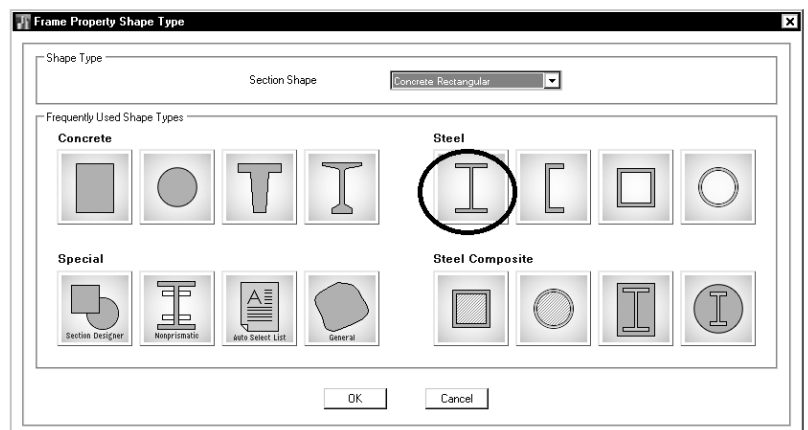
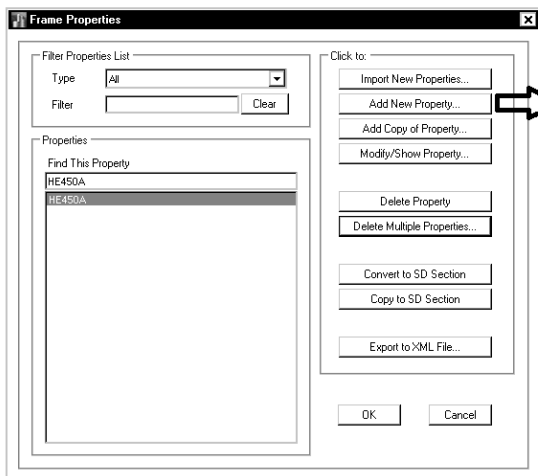
M_{pr} = probable flexural strength of members, with or without axial load, determined using the properties of the member at the joint faces assuming a tensile stress in the longitudinal bars of at least $1.25f_y$ and a strength reduction factor, ϕ , of 1.0, N-mm, Chapter 21

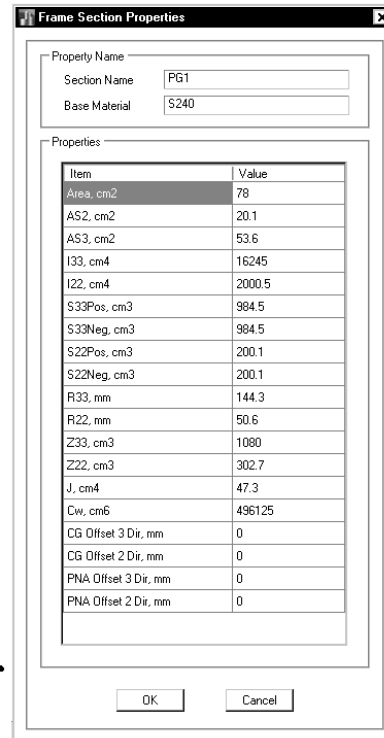
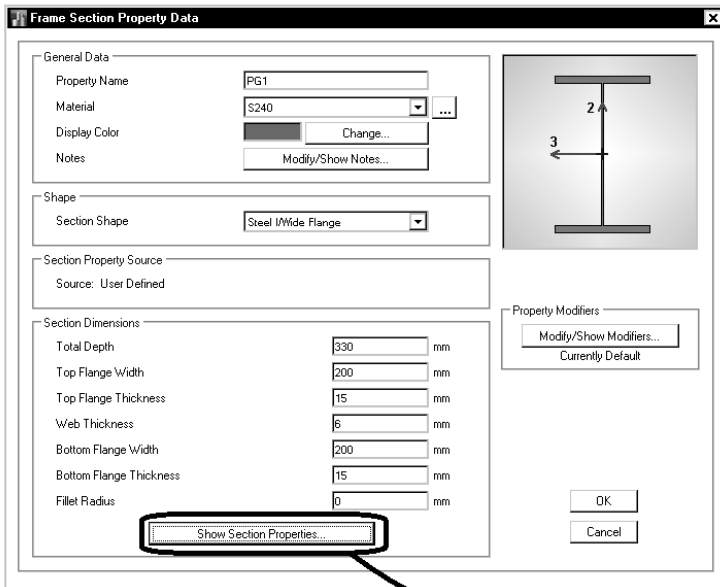
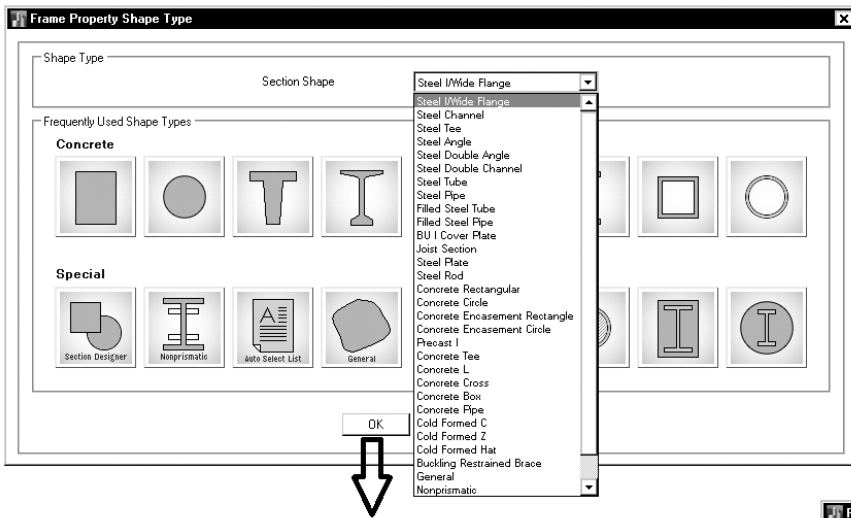




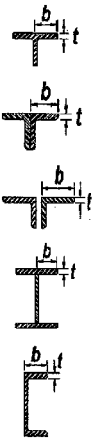
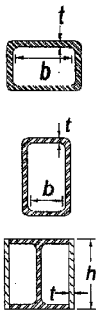


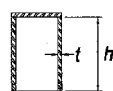
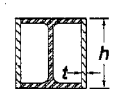
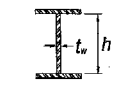
تعریف مقطع I شکل:





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

مثال های نمونه	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		نسبت پهنا به ضخامت	شرح اجزا	کلاس
	λ_{hd} اعضای با شکل پذیری زیاد	λ_{md} اعضای با شکل پذیری متوسط			
	8.66 $0.73 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	11 $0.78 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t	بال های مقطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق، ناپذاتی ها، سوری ها، ساق نبشی های تک و نبشی های دوبل با فاصله و ساق برجسته نبشی های دوبل به هم چسبیده	۱
	15.88 $0.155 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	18.47 $0.164 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	b/t b/t d/t	بال های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) بال های مقاطع قوطی شکل ساخته شده از ورق ورق های کناری مقاطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان مهاربند به کار می رود	۴

	70.7	111	h/t_w	جان مقطع I شکل نورد شده و ساخته شده از ورق وقتی به عنوان تیر یا ستون به کار می روند
	برای $C_e \leq 0.125$ $2/45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.193 C_e)$	برای $C_e \leq 0.125$ $3/76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2/75 C_e)$	h/t	ورق های کناری مقطع I شکل قوطی شده وقتی به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می گیرند
	برای $C_e > 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2/92 - C_e)$ $\geq 1/49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	برای $C_e > 0.125$ $1/12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2/32 - C_e)$ $\geq 1/49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	h/t	جان مقطع I شکل قوطی شکل ساخته شده از ورق هرگاه به عنوان تیر یا ستون مورد استفاده قرار می گیرند
	که در آن: $C_e = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	که در آن: $C_e = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$	h/t	

۱۰-۳-۴ الزامات لرزه ای کماتش موضعی

در سازه های با شکل پذیری زیاد و متوسط که از آنها انتظار تحمل تغییر شکل های فرا ارتجاعی قابل ملاحظه می رود، برای مقاطع اعضا ضوابط سخت گیرانه تری در رابطه با کماتش موضعی بال ها و جان اعمال می شود. در نتیجه برای نسبت پهنا یا ارتفاع به ضخامت اجزا در اعضای تحت فشار، یا فشار و خمش رعایت اعداد کوچکتری مقرر می گردد. در اینگونه سیستم های سازه ای تعریف جدیدی از مقطع فشرده، موضوع بخش ۱۰-۲-۲ در فصل دوم، جانشین تعریف قبلی می گردد و با نام مقطع فشرده لرزه ای معرفی می شود.

Frame Section Property Data

General Data
Property Name: 2L120
Material: S240
Display Color: [Color] Change...
Notes: Modify/Show Notes...

Shape
Section Shape: Steel Double Angle

Section Property Source
Source: User Defined

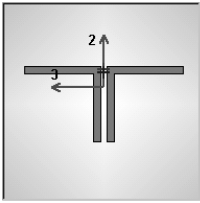
Section Dimensions
Total Depth: 120 mm
Width of a Single Angle: 120 mm
Horizontal Leg Thickness: 12 mm
Vertical Leg Thickness: 12 mm
Back to Back Distance: 10 mm
Fillet Radius: 0 mm

Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Mirror
 Mirror About Local 3-Axis

OK
Cancel

Show Section Properties...



Frame Section Property Data

General Data
Property Name: 80x30x2
Material: S240
Display Color: [Color] Change...
Notes: Modify/Show Notes...

Shape
Section Shape: Steel Tube

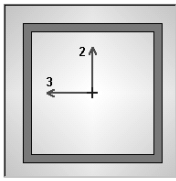
Section Property Source
Source: User Defined

Section Dimensions
Total Depth: 340 mm
Total Width: 340 mm
Flange Thickness: 20 mm
Web Thickness: 20 mm
Corner Radius: 0 mm

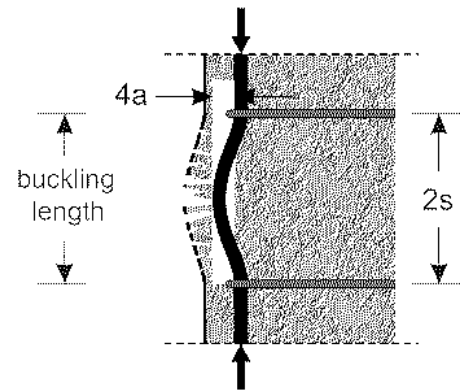
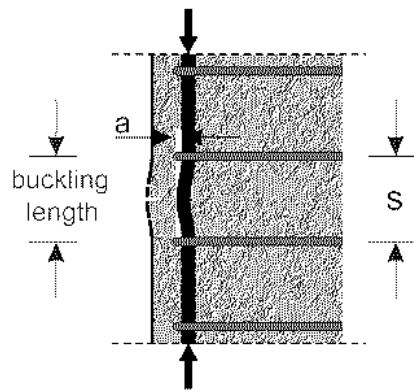
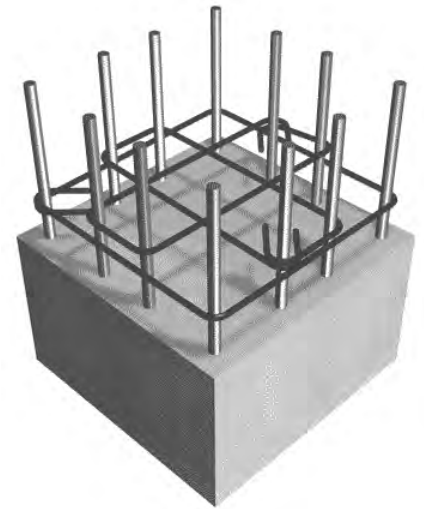
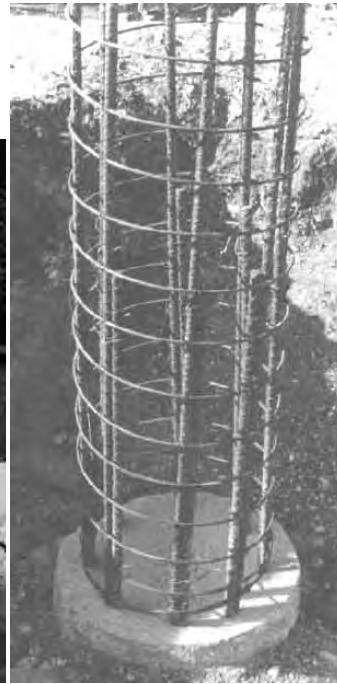
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK
Cancel

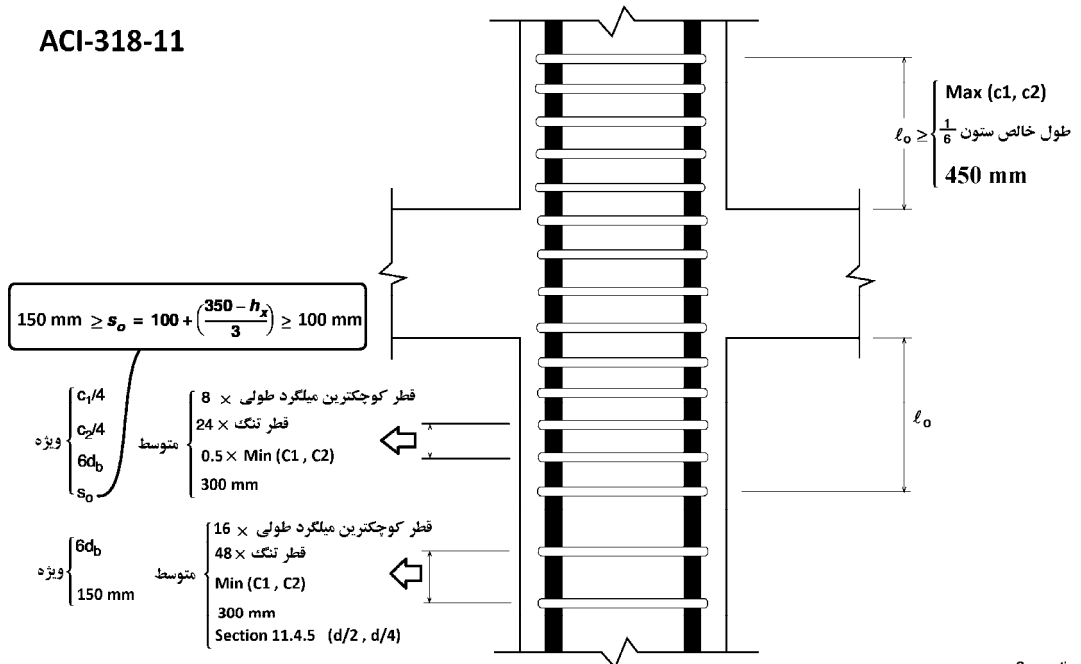
Show Section Properties...



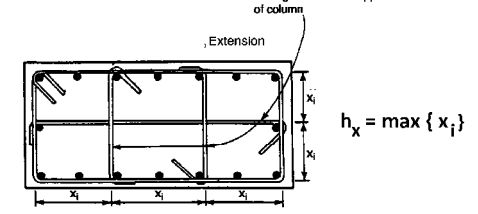
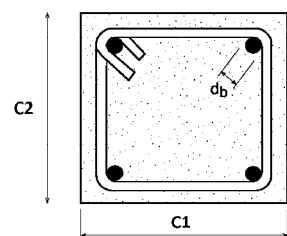
۱-۲- مقطع ستون مستطیلی بتنی

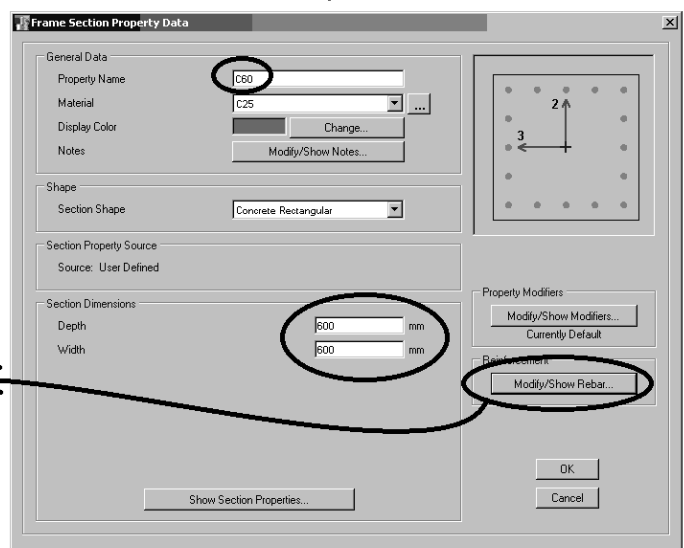
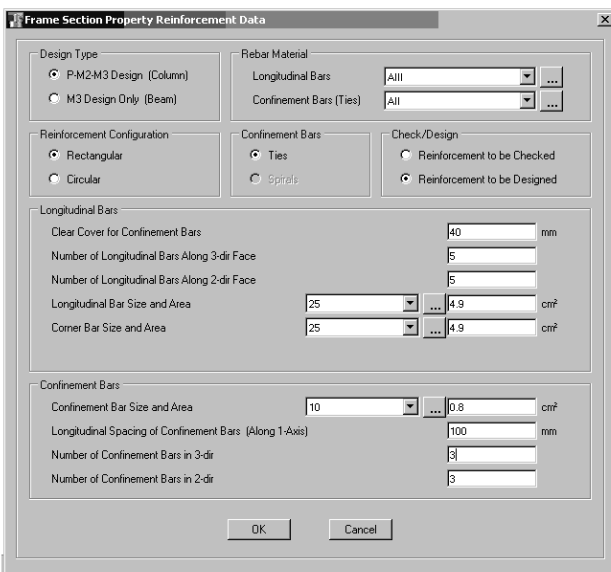
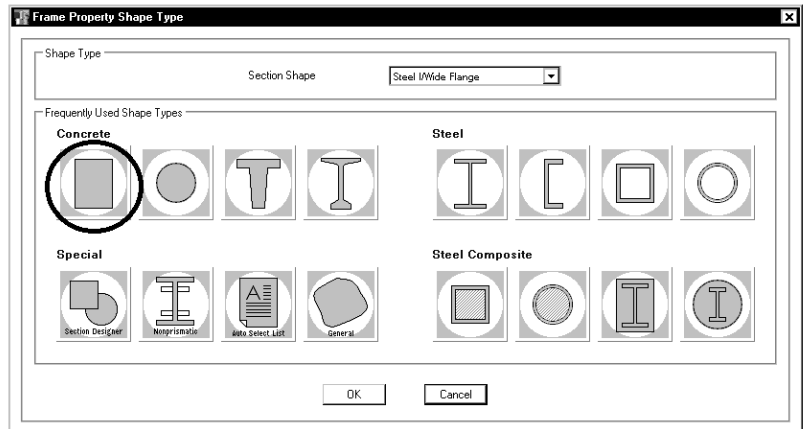
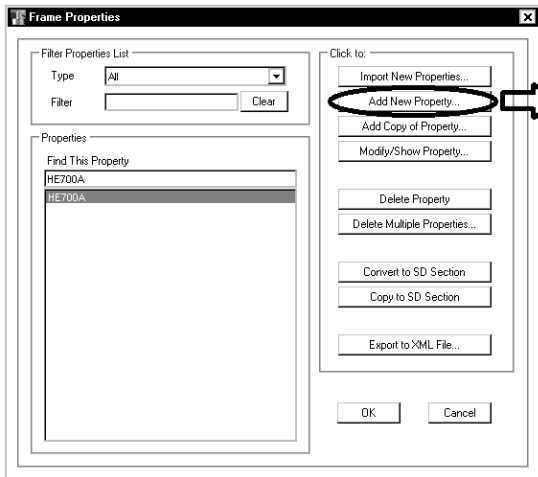
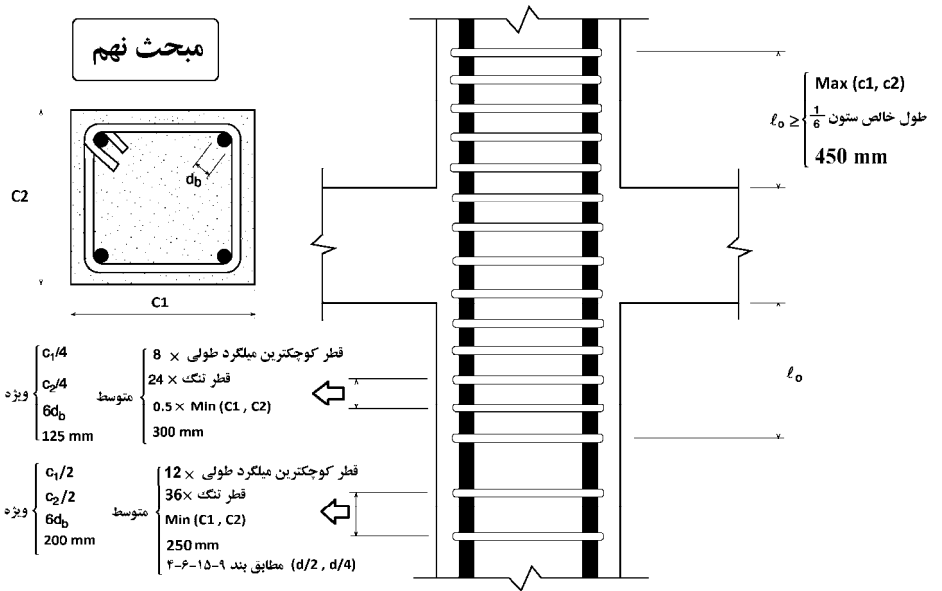


ACI-318-11



Consecutive cross-ties shall have 90 degree hooks on opposite sides of column.





در ستون های تحت نیروی زلزله و برای سازه های با شکل پذیری متوسط و نیز شکل پذیری زیاد باید موارد زیر را منظور کرد:

۳-۲۳-۹ ضوابط ساختمان های با شکل پذیری 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

۱-۲-۳-۲۳-۹ در ستون ها نسبت آرماتور طولی نباید کمتر از یک درصد و بیشتر از چهار و نیم درصد در نظر گرفته شود. مقدار آرماتور در محل وصله ها باید حداکثر برابر شش درصد در نظر گرفته شود. در مواردی که آرماتور طولی از نوع فولاد ۴۰۰ است نسبت آرماتور در خارج از محل وصله ها به حداکثر سه درصد محدود می شود.

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

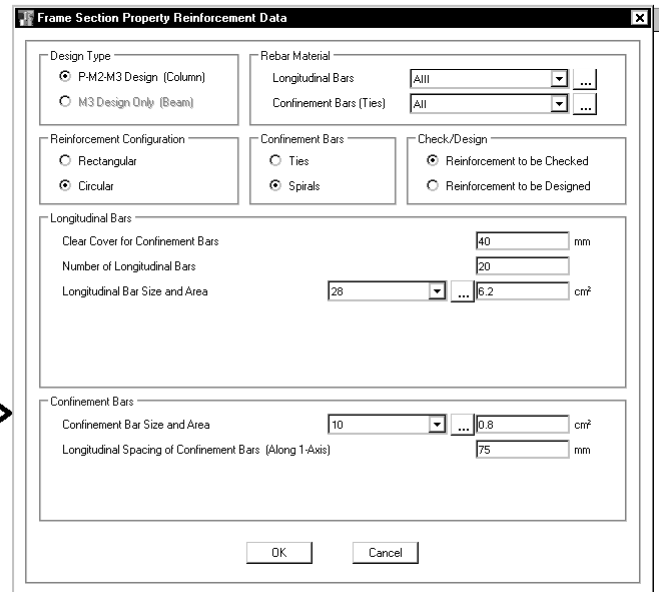
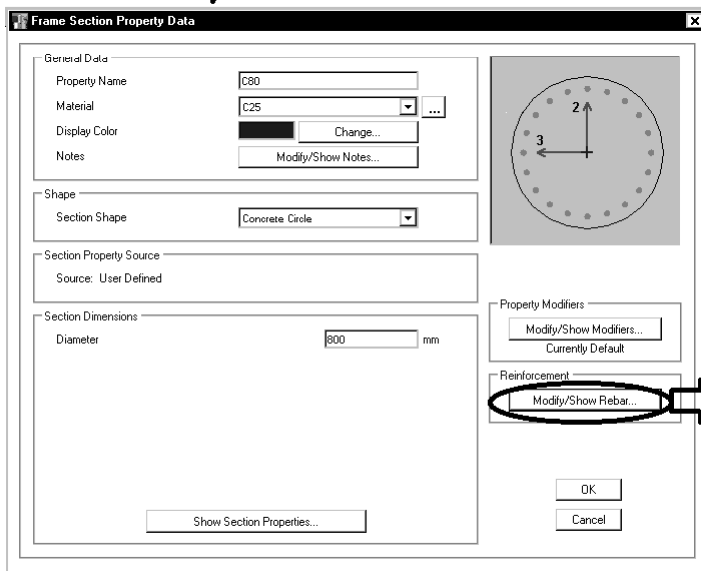
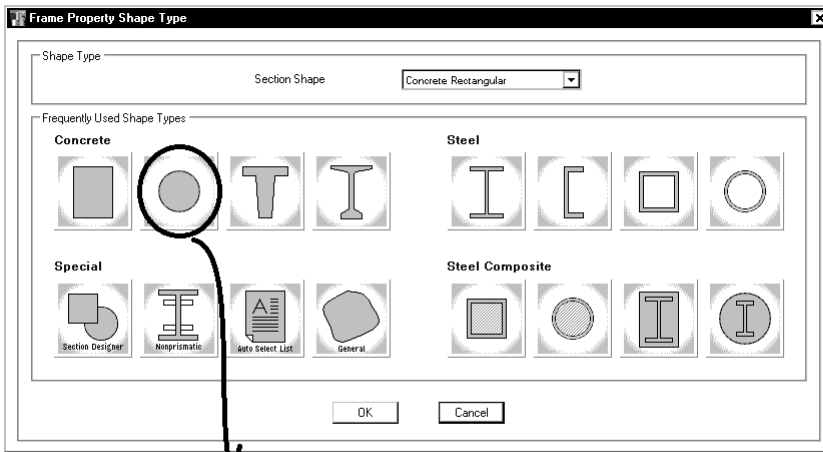
۴-۱-۱۱-۱۴-۹ در اعضای فشاری با خاموت های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی متر، کمتر باشد.

۲-۲- مقطع تیر بتنی

The image illustrates the steps to define a concrete beam section in a software application. It consists of three main dialog boxes:

- Frame Properties:** This dialog allows adding a new property. The 'Add New Property...' button is circled, with an arrow pointing to the next dialog.
- Frame Property Shape Type:** This dialog shows various shape types for concrete and steel. The 'Concrete' section has a rectangular shape circled, with an arrow pointing to the next dialog.
- Frame Section Property Data:** This dialog defines the specific properties of the beam section.
 - The 'Design Type' is set to 'M3 Design Only (Beam)' (circled).
 - The 'Property Name' is set to '640x60' (circled).
 - The 'Material' is set to 'C25'.
 - The 'Section Shape' is set to 'Concrete Rectangular'.
 - The 'Section Dimensions' are set to a depth of 600 mm and a width of 400 mm.
 - The 'Reinforcement' section has the 'Modify/Show Rebar...' button circled.

۲-۳- مقطع ستون دایره ای بتنی



۹-۱۴-۴ دورپیچ‌ها

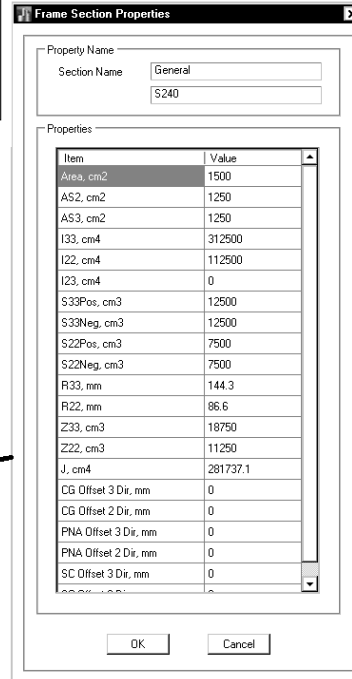
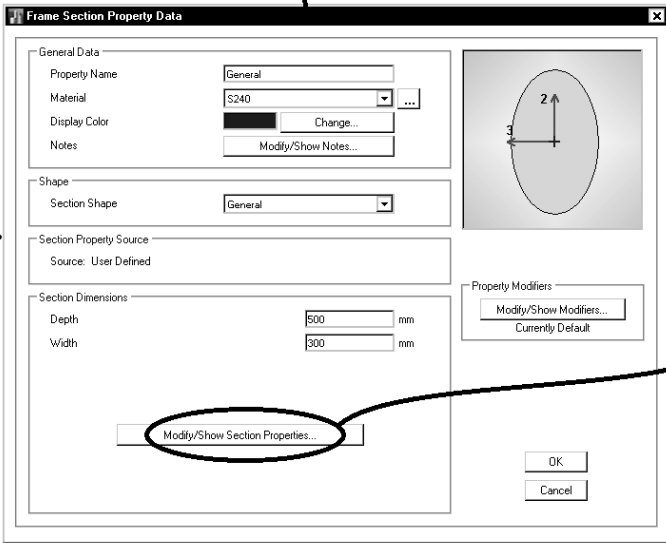
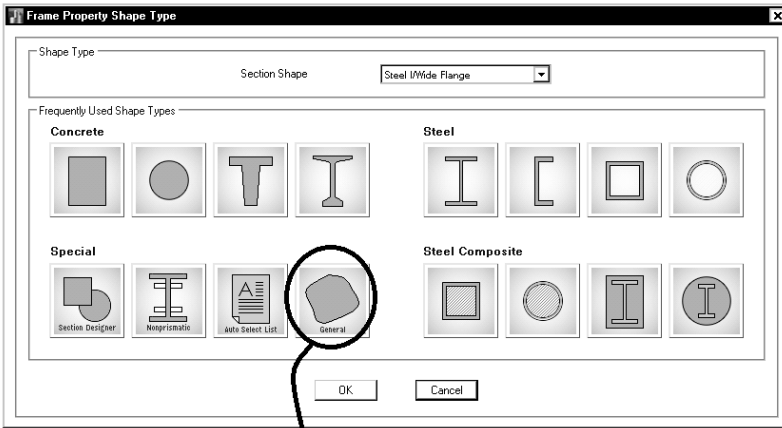
در طراحی دورپیچ‌های اعضای فشاری علاوه بر مراعات ضوابط فصل بیست و یکم باید ضوابط زیر را هم در نظر گرفت:

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

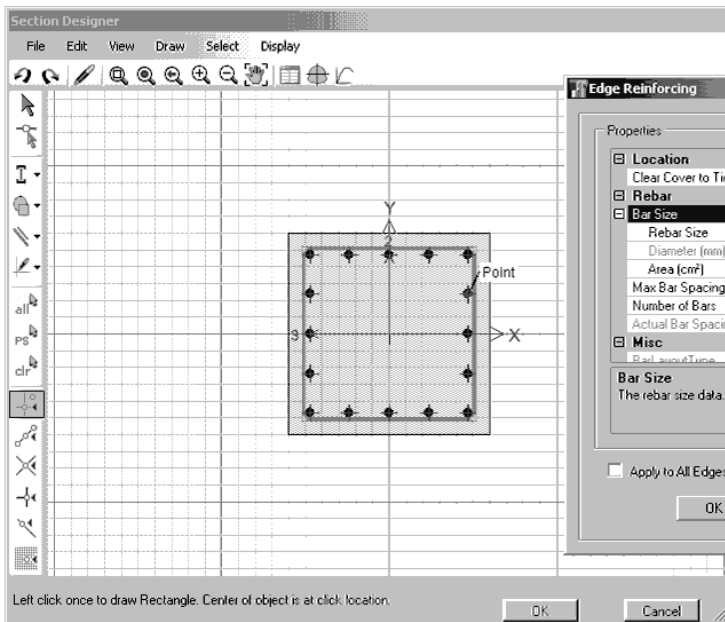
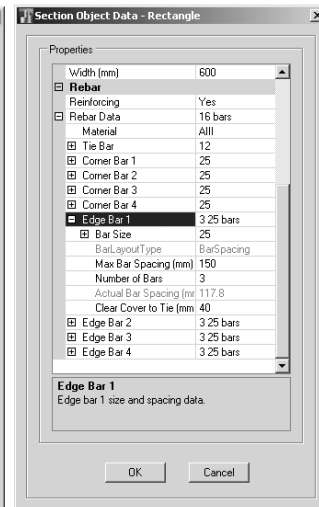
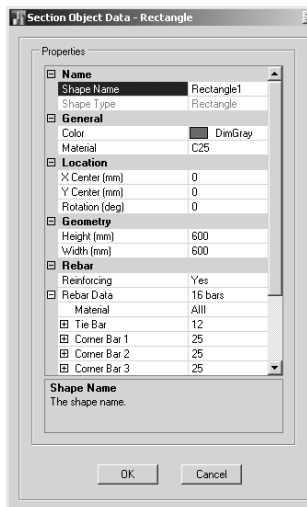
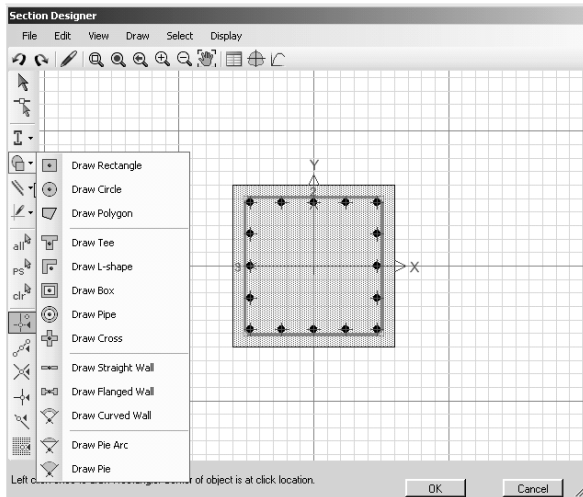
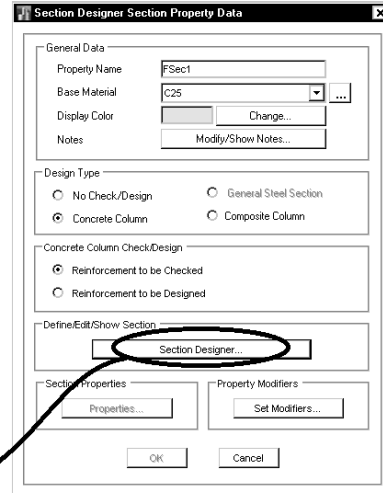
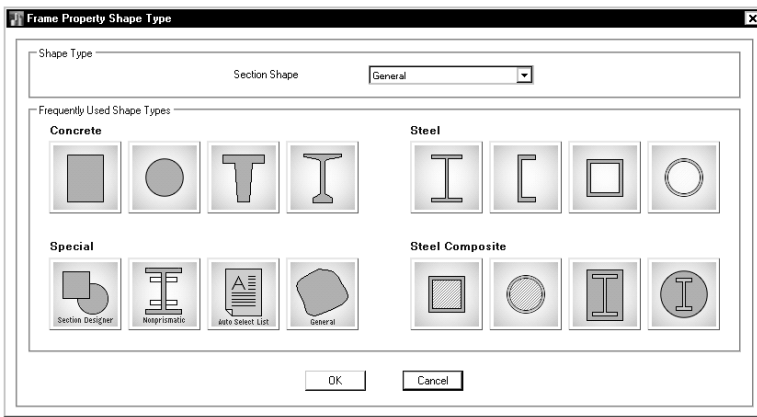
۹-۱۴-۴-۲ قطر میلگردهای مصرفی در دورپیچ نباید از ۶ میلی‌متر کمتر باشد.

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

۹-۱۴-۴-۴ گام دورپیچ نباید از $\frac{1}{6}$ قطر هسته بتنی داخل دورپیچ تجاوز کند.



Section designer - ۵-۲ در مقطع بتنی



The image shows the 'Section Designer' software interface. On the left, a grid-based workspace displays a rectangular section with a mesh and reinforcement bars. A coordinate system with X and Y axes is centered on the section. A black arrow points from the 'Section Properties' dialog box to the 'Section Designer' window. The 'Section Properties' dialog box is open on the right, showing various material and geometric parameters.

Section Properties

Base Material: C25

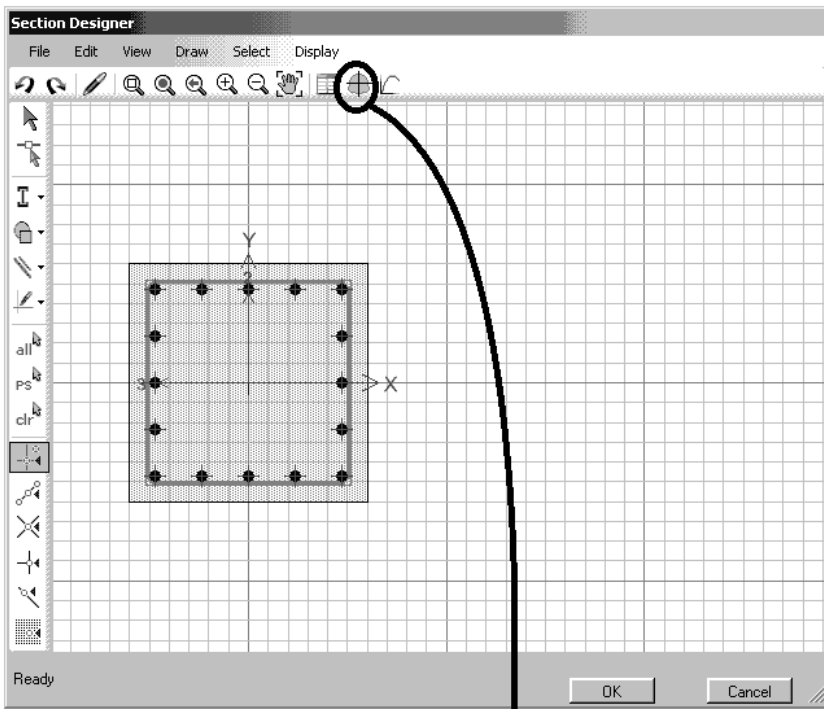
Orientation of 2-Axis for these Properties:
 Default Principal Axis User
Angle from X- to 2-Axis: 90 deg

Properties:

- Center of Gravity**
 - Xcg (mm): 0
 - Ycg (mm): 0
- Analysis Properties**
 - Area (cm²): 3600
 - AS2 (cm²): 3000
 - AS3 (cm²): 3000
 - I22 (cm⁴): 1080000
 - I23 (cm⁴): 0
 - I33 (cm⁴): 1080000
 - J (cm⁴): 1825874.6
- Design Properties**
 - R22 (mm): 173.2
 - R33 (mm): 173.2
 - S22 Negative (cm²): 36000
 - S22 Positive (cm²): 36000
 - S33 Negative (cm²): 36000
 - S33 Positive (cm²): 36000
 - Z22 (cm²): 54000
 - Z33 (cm²): 54000
- Principal Axes**
 - I Major (cm⁴): 1080000
 - I Minor (cm⁴): 1080000
 - Principal Axes Angle (deg): 45
- Other**
 - PNA Offset 2 (mm): 0
 - PNA Offset 3 (mm): 0

Area (cm²)
The cross-sectional area.

Section Designer
File Edit View Draw Select Display
Left click once to draw Rectangle. Center of object is at click location.



Interaction Surface (ACI 318-11)

Display Options

- Show Design Code Data
- Show Fiber Model Data
- Include Phi
- Exclude Phi
- Exclude Phi and Increase Fy

Curve Data

Point	P kN	M2 kN-m	M3 kN-m
1	5926.3461	0	0
2	5926.3461	0	282.7035
3	5397.6315	0	434.3182
4	4564.6242	0	552.8216
5	3618.3901	0	648.7439
6	2520.2484	0	731.147
7	2033.8146	0	826.5158
8	1400.9507	0	900.8687
9	178.756	0	706.1438
10	-1257.6883	0	395.4238
11	-2827.584	0	0

3D Interaction Surface

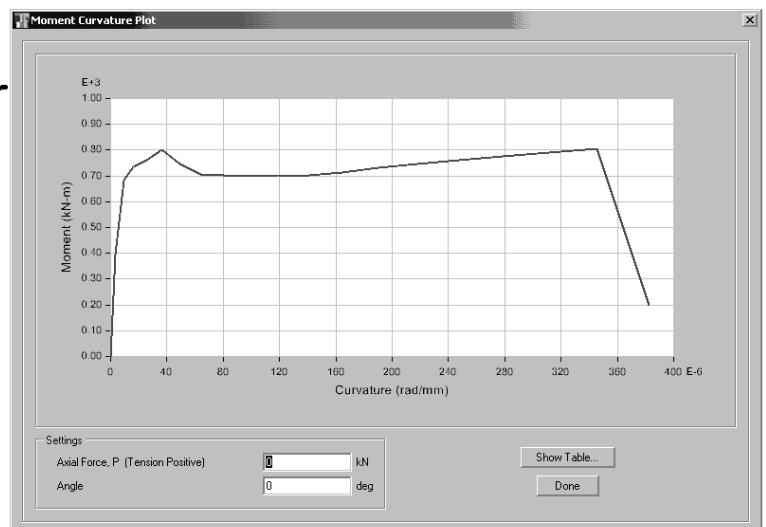
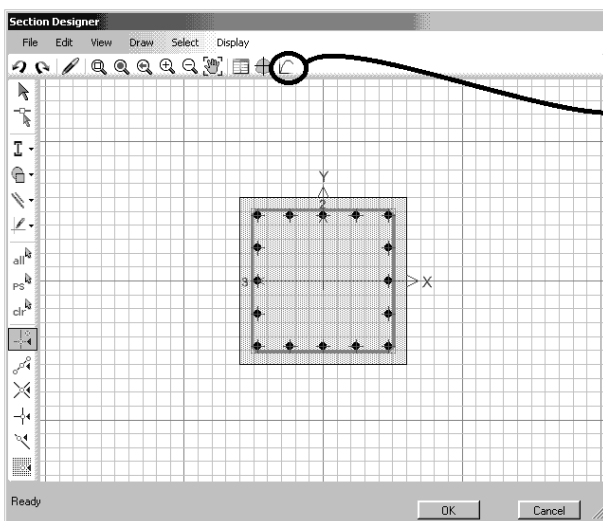
Plan: 315 deg
Elevation: 35 deg

Current Interaction Curve

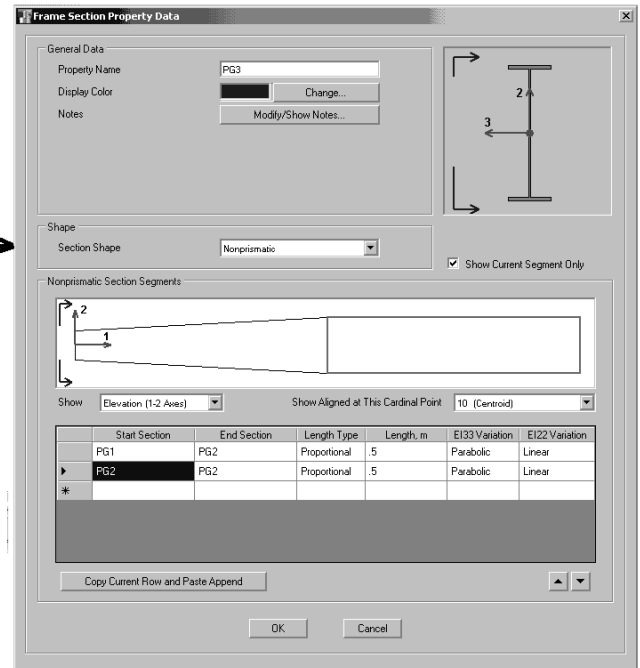
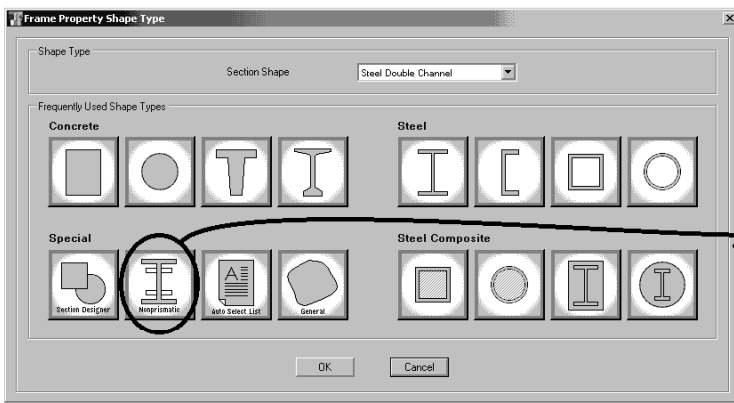
Superimpose Dashed Fiber Curve

Note: Compression is positive in this form.

Buttons: 3D, MM, PM3, PM2, Done



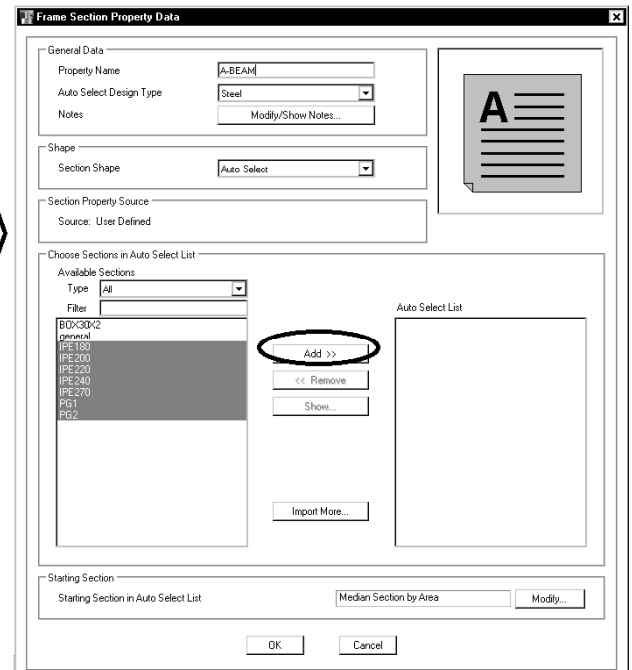
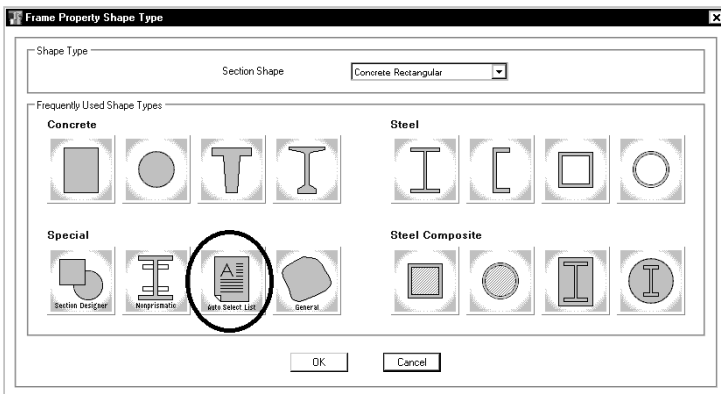
۶-۲ - مقطع متغیر

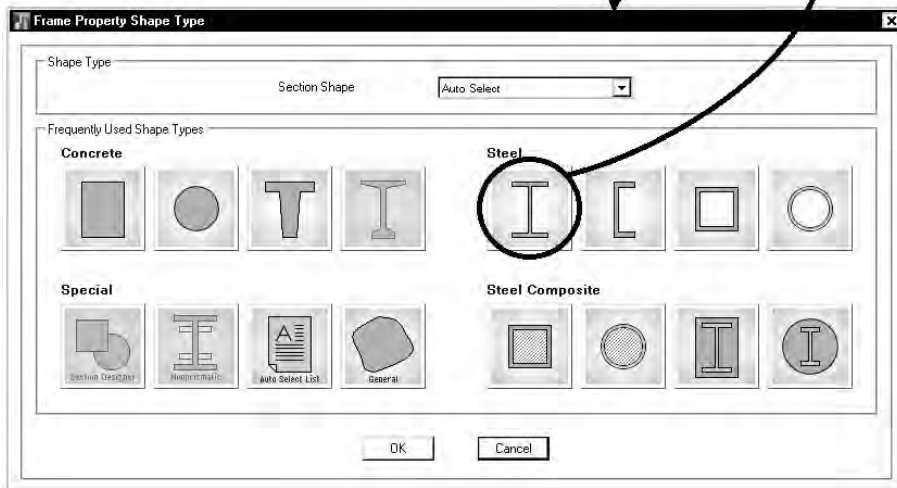
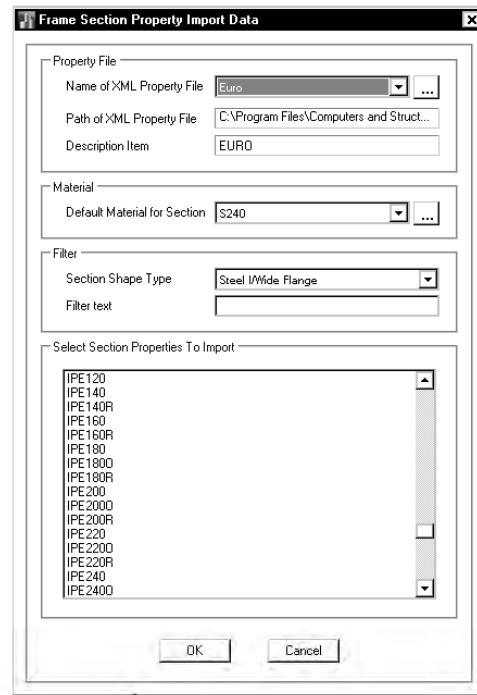
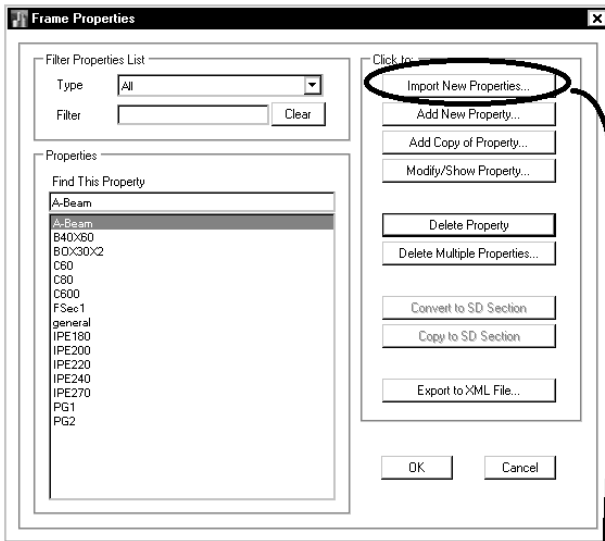


در چه مواردی از Parabolic و یا Cubic و یا Linear استفاده کنیم؟

www.SoftGozar.com

۷-۲ - مقطع Auto Selection

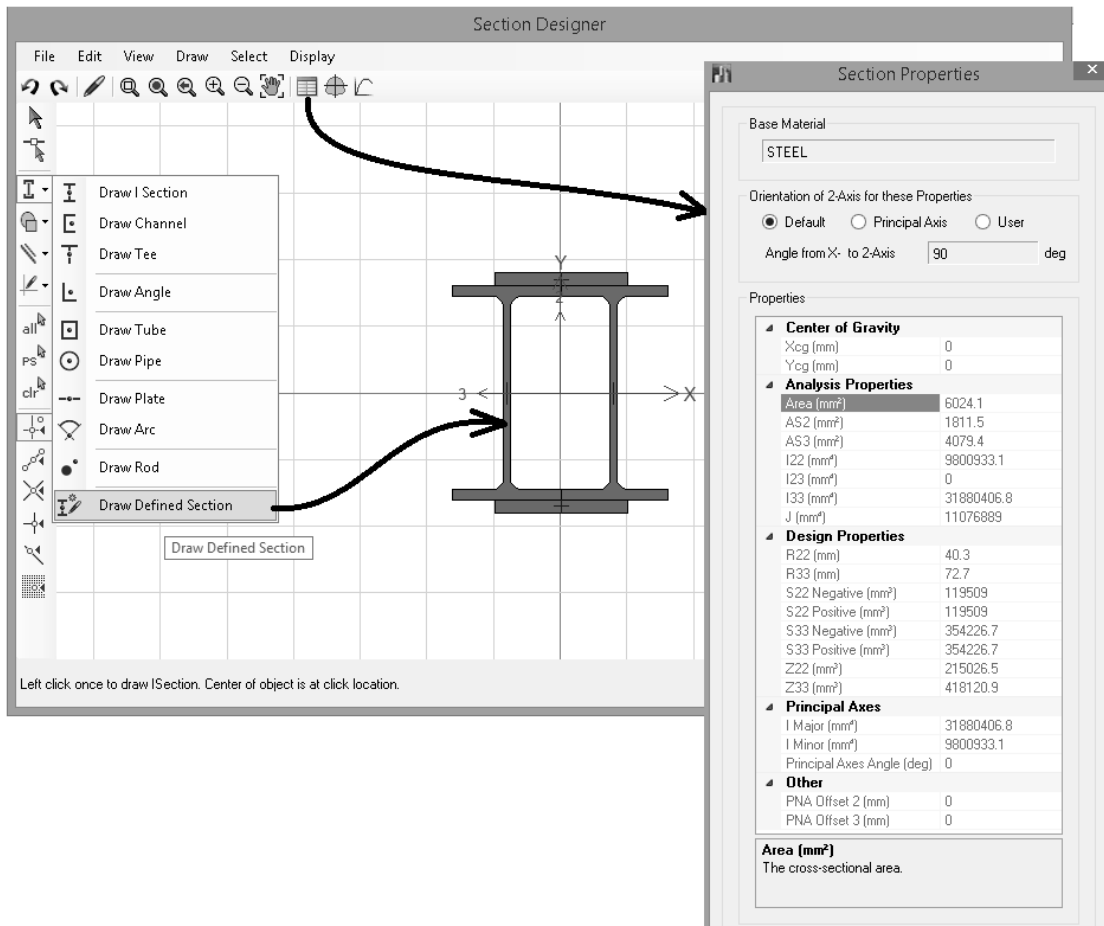




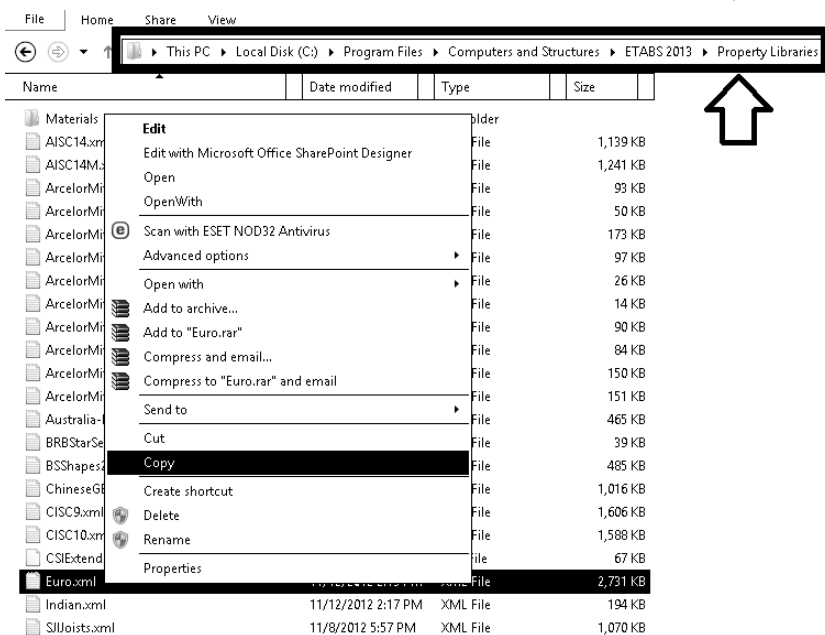
۹-۲- نحوه ساخت مقاطع مرکب فولادی

به چه دلیل نباید از مقاطع فولادی ساخته شده در Section designer در ETABS استفاده کرد؟

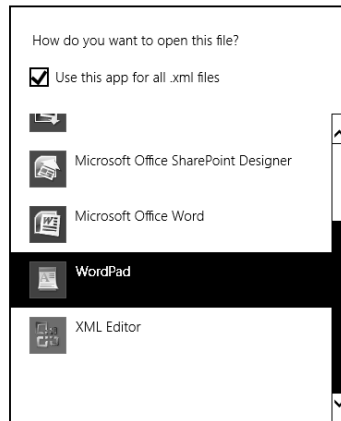
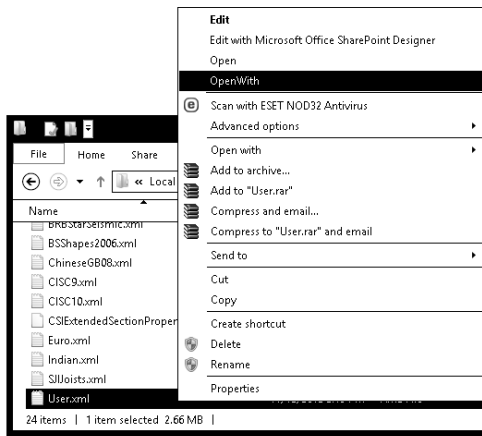
۱- ابتدا باید مقطع در section designer تعریف شود:



۲- سپس از فایل Euro.xml در مسیر زیر یک کپی با نام دیگر مانند User.xml ایجاد کنید:



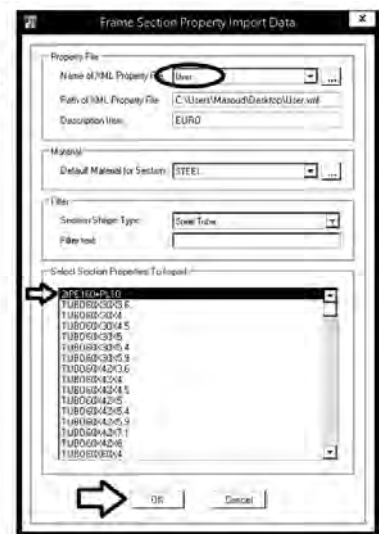
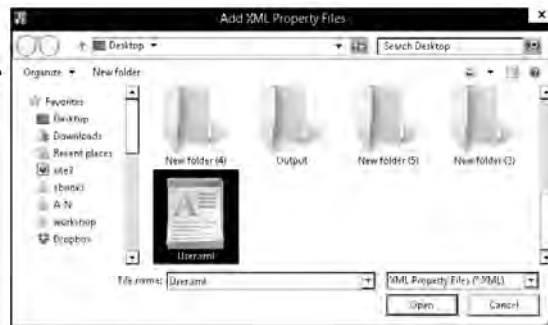
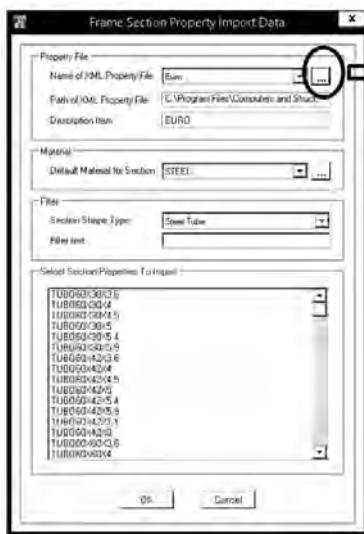
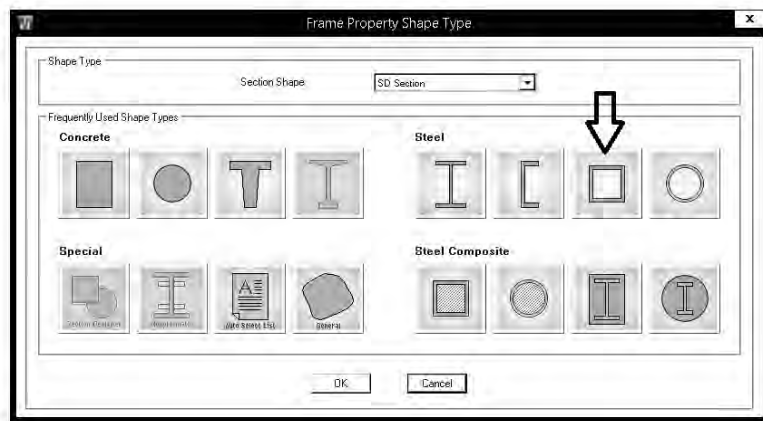
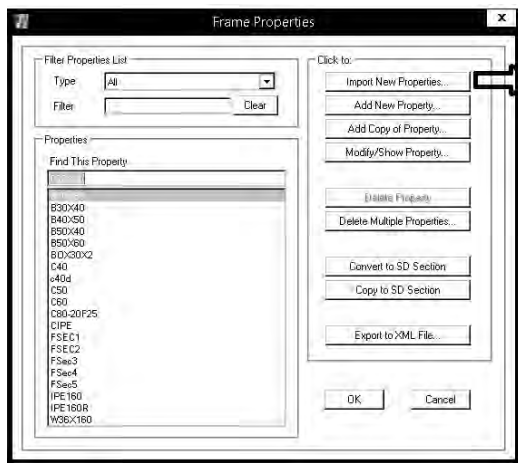
۳- فایل ایجاد شده را با یک نرم افزار ویرایشی باز نمایید. سپس مشخصات مقطع تعریف شده در Section Designer را در فایل باز شده (User.xml) وارد نمایید:



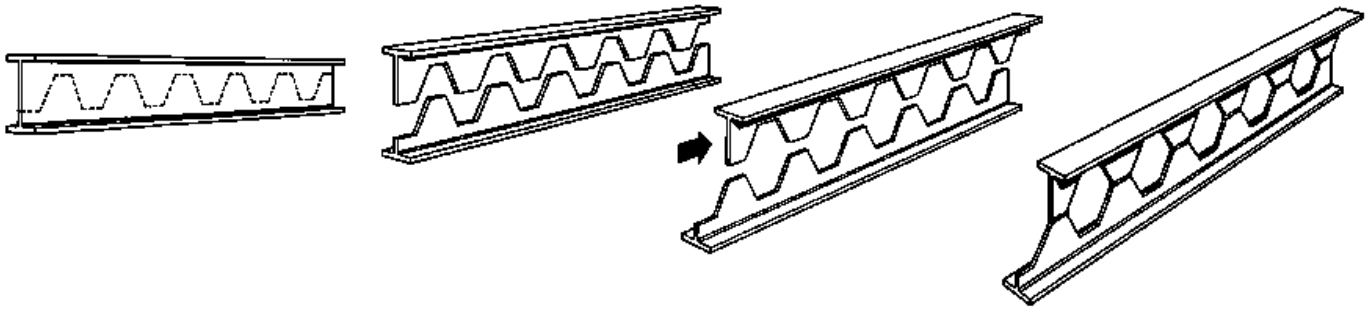
```

<SZ2NEG>352U7.89</SZ2NEG>
<R33>47.30866</R33>
<R22>28.20114</R22>
</STEEL_ANGLE>
<STEEL_BOX>
<LABEL>2IPE160+PL10</LABEL>
<BDI_STD>2IPE160+PL10</BDI_STD>
<DESIGNATION>B</DESIGNATION>
<HT>180</HT>
<B>160</B>
<TF>1</TF>
<TW>1</TW>
<A>6024.1</A>
<I33>31880406.8</I33>
<Z33>643000</Z33>
<A83>4079.4</A83>
<I22>9800933.1</I22>
<Z22>393200</Z22>
<A82>1811.5</A82>
<J>11076889</J>
<S33PO8>354226.7</S33PO8>
<S33NEG>354226.7</S33NEG>
<S22PO8>119509</S22PO8>
<S22NEG>119509</S22NEG>
<R33>72.7</R33>
<R22>40.3</R22>
    
```

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



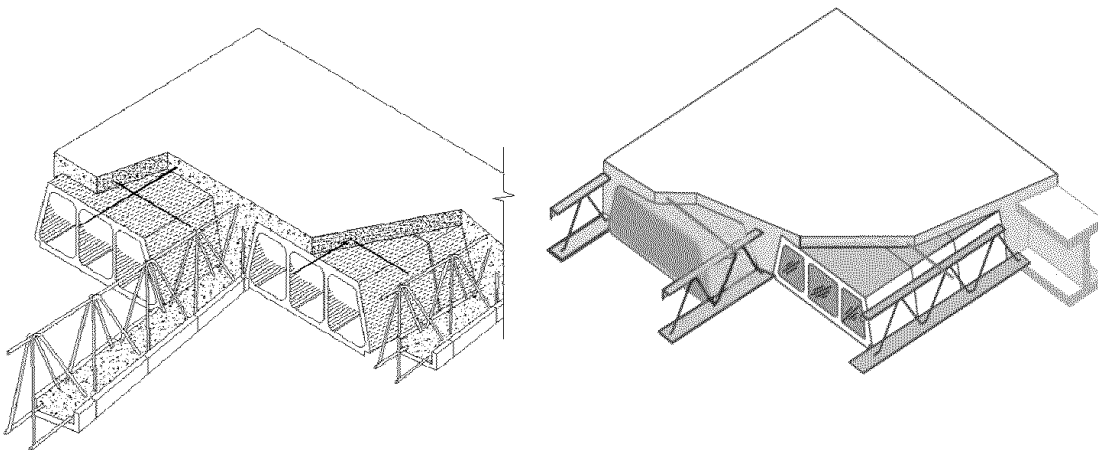
۲-۱۰- مقاطع لانه زنبوری و نکات مربوط به سقف کامپوزیت



www.SoftGozar.com

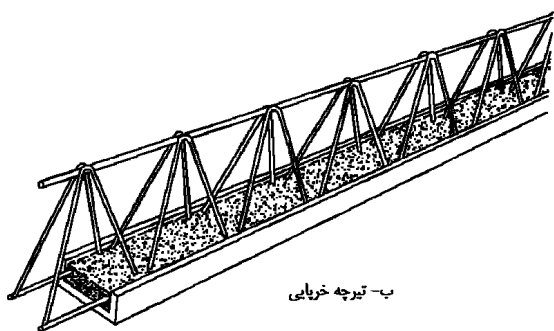
۳- انواع سقف ها

۳-۱- سقف تیرچه بلوک

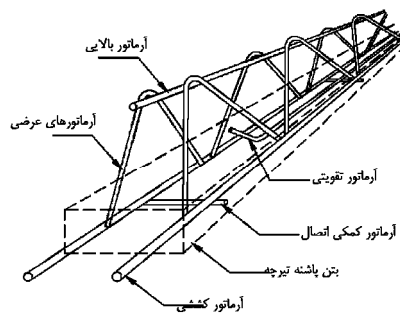


ب- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی بتنی

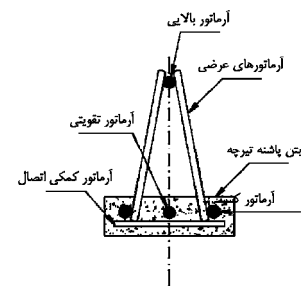
الف- سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌ی فولادی با جان باز

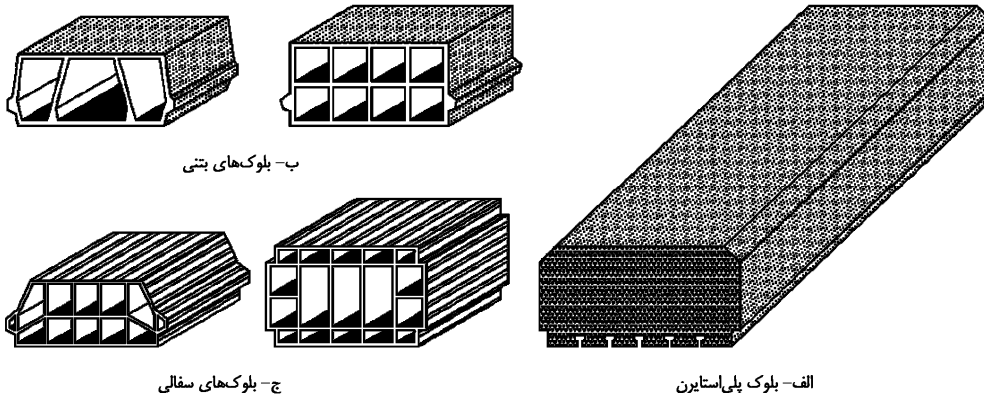


ب- تیرچه خربای



شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خربای





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

The image shows the ETABS 2013 software interface. The 'Deck Sections...' option is selected in the 'Define' menu. The 'Deck Properties' dialog box is open, showing 'Deck1' in the list. The 'Add New Property...' button is highlighted. The 'Deck Property Data' dialog box is also open, showing the following data:

General Data	
Property Name	Tirche
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 ²
Shear Stud Diameter	19 mm
Shear Stud Height, hs	150 mm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	4000 MPa

The 'Filled Deck' diagram shows a cross-section of a deck with dimensions: hs (shear stud height), sr (rib spacing), wrt (rib width top), wrb (rib width bottom), hr (rib depth), and tc (slab depth).

۲-۳- سقف کرومیت

Deck Property Data

General Data

Property Name:

Type:

Slab Material:

Deck Material:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

Property Data

Slab Depth, tc: mm

Rib Depth, hr: mm

Rib Width Top, wrt: mm

Rib Width Bottom, wrb: mm

Rib Spacing, sr: mm

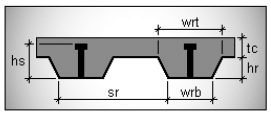
Deck Shear Thickness: mm

Deck Unit Weight: kN/m²

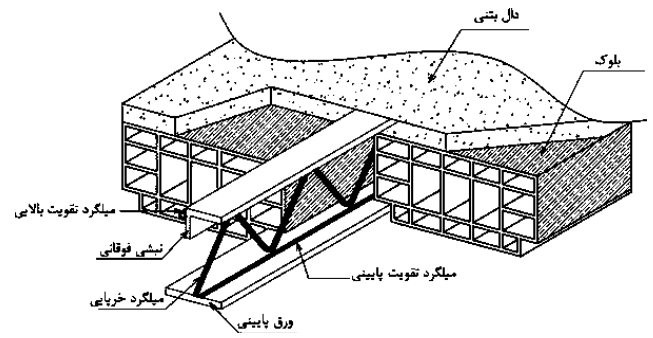
Shear Stud Diameter: mm

Shear Stud Height, hs: mm

Shear Stud Tensile Strength, Fu: MPa



Filled Deck



۳-۳- سقف کامپوزیت

Deck Property Data

General Data

Property Name:

Type:

Slab Material:

Deck Material:

Modeling Type:

Modifiers (Currently Default):

Display Color:

Property Notes:

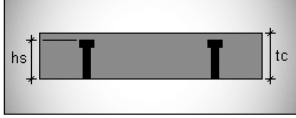
Property Data

Slab Depth, tc: mm

Shear Stud Diameter: mm

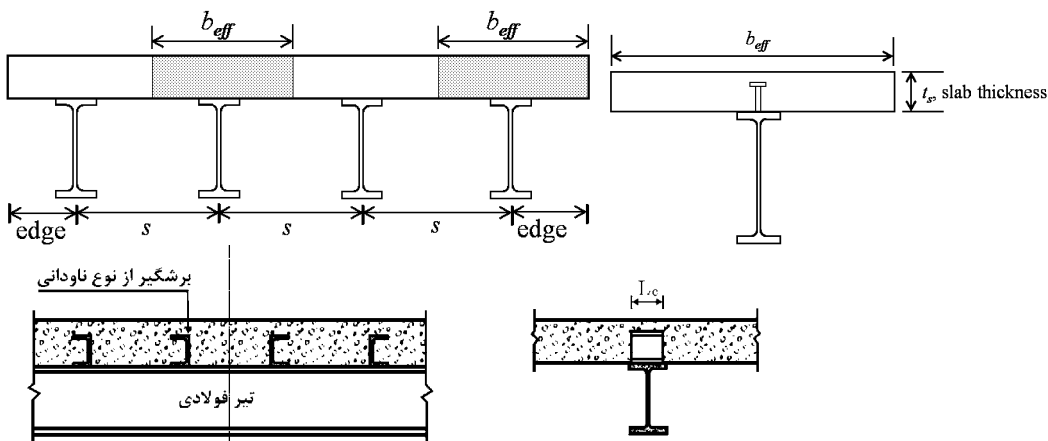
Shear Stud Height, hs: mm

Shear Stud Tensile Strength, Fu: MPa

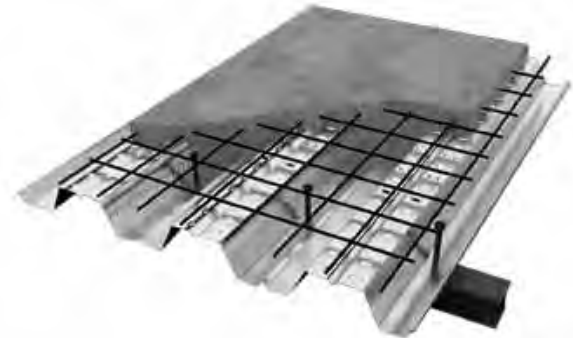
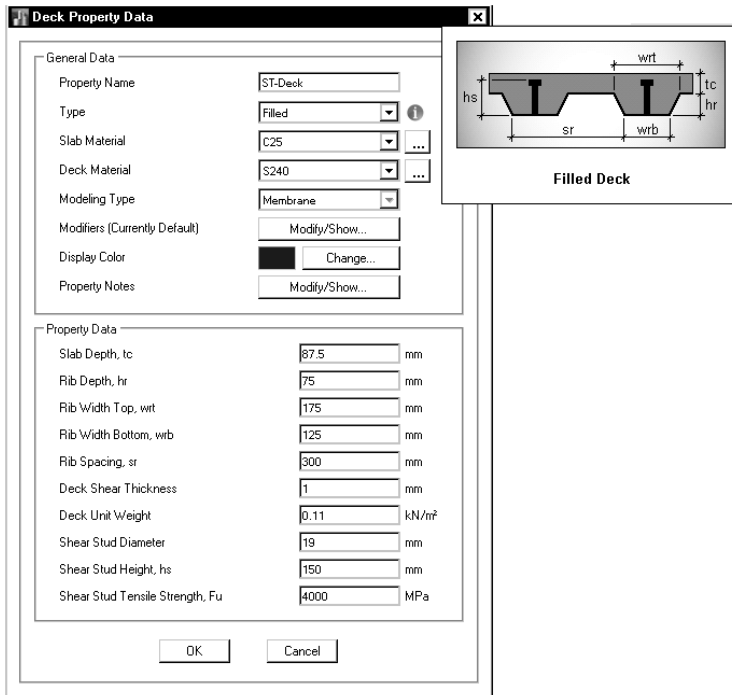


Solid Slab

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

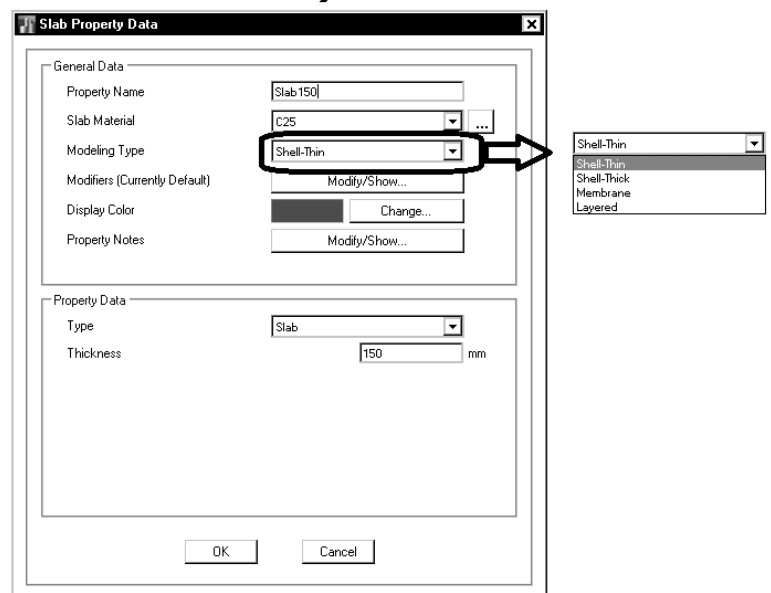
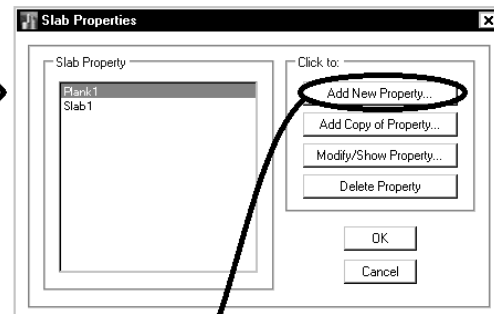
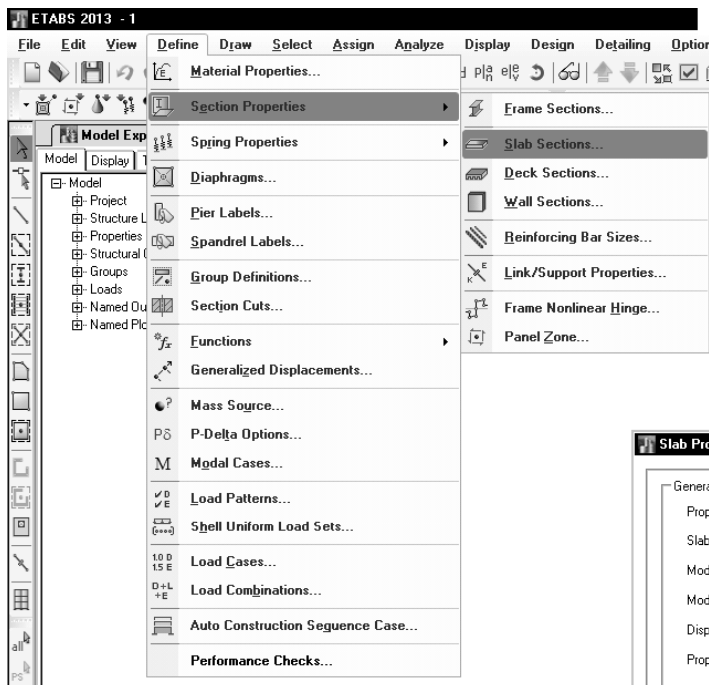


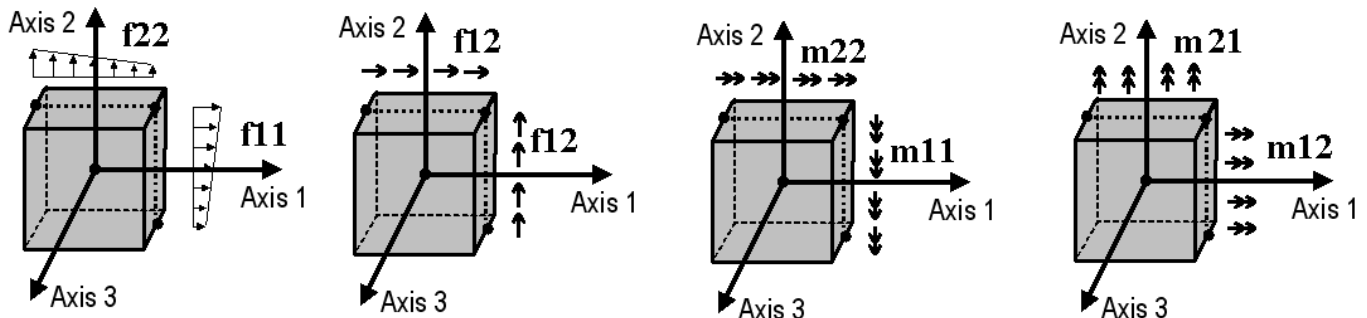
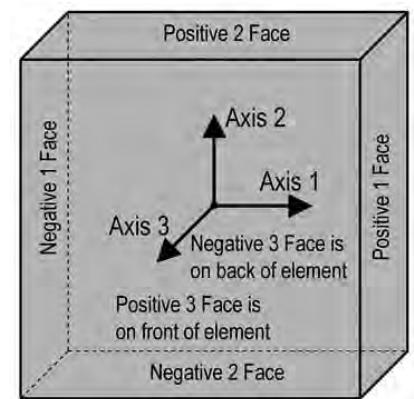
۳-۴- سقف عرشه فولادی



۳-۵- دال بتنی

تفاوت shell و membrane در نرم افزار چیست؟





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.

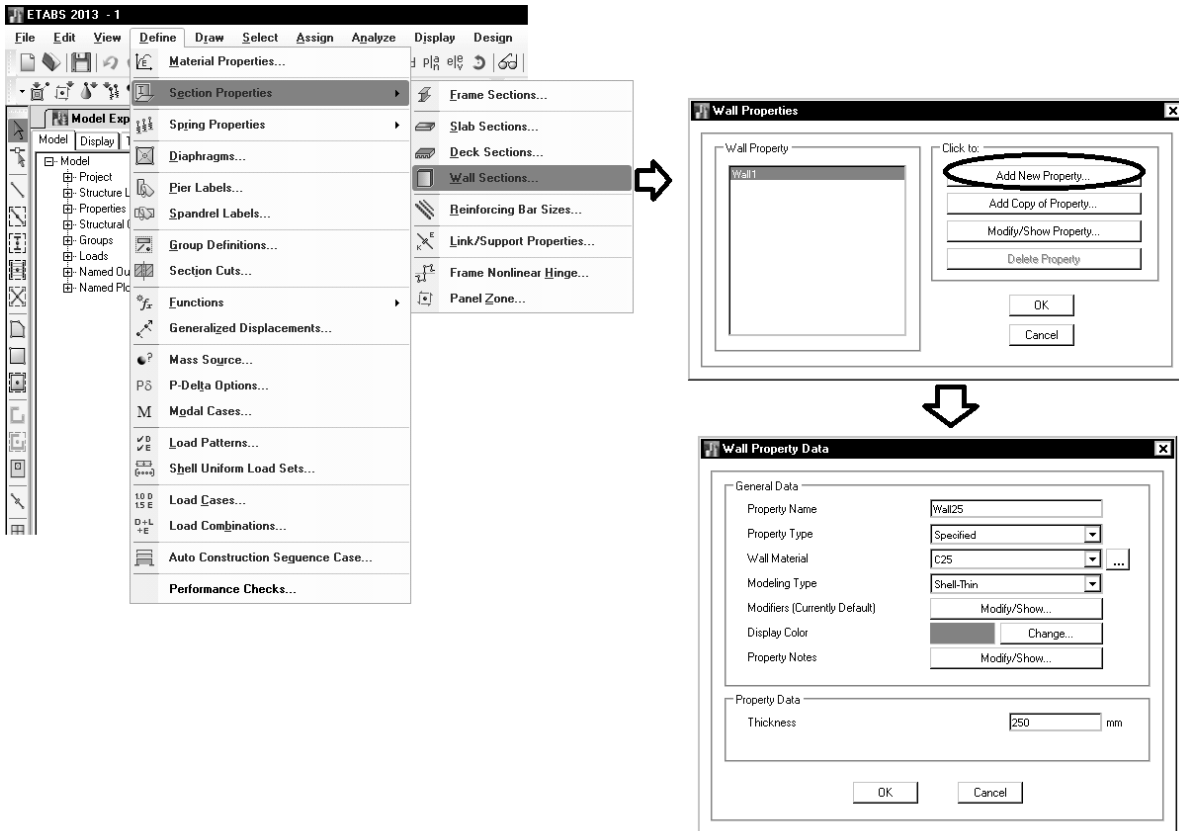
Shear deformation tends to be important when shell thickness is greater than approximately 1/5 to 1/10 of the span of plate-bending curvature. Shearing may also become significant in locations of bending-stress concentrations, which occur near sudden changes in thickness or support conditions, and near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

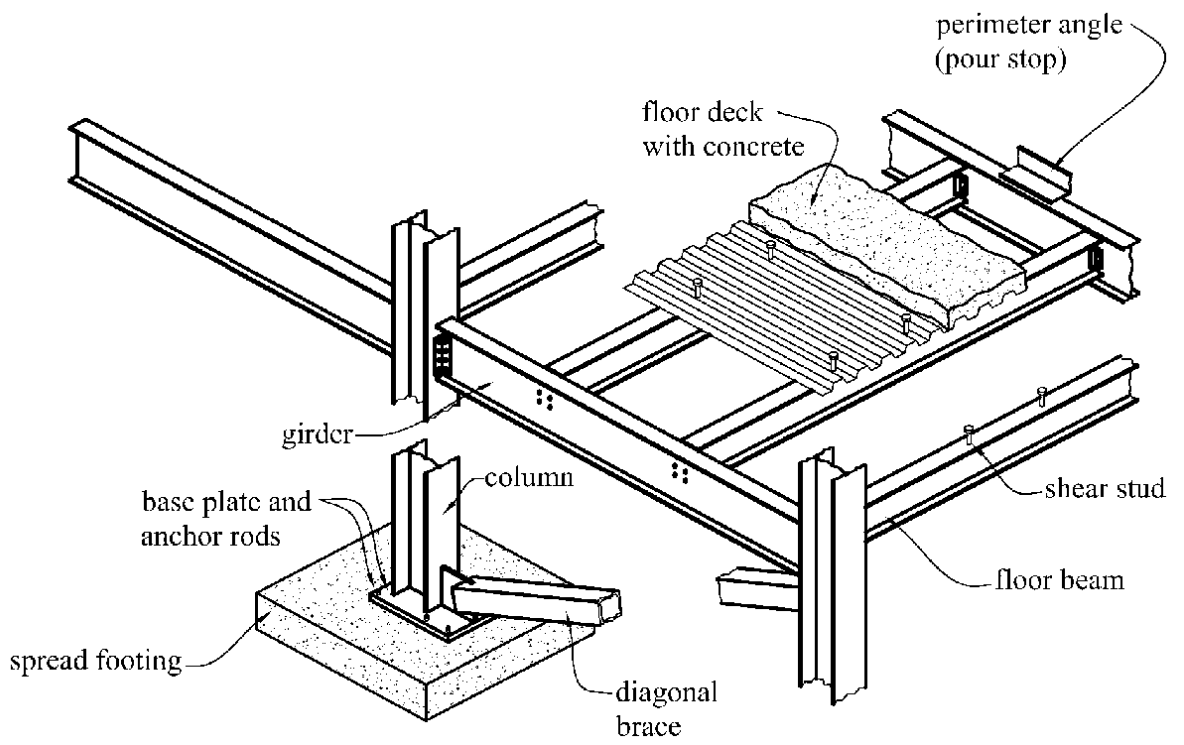
In general, the contribution of shear deformation becomes significant when ratio between the span of plate-bending curvature and thickness is approximately 20:1 or 10:1. The formulation itself is adequate for ratio down to 5:1 or 4:1. In that this ratio is dependent upon the projected span of curvature,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

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

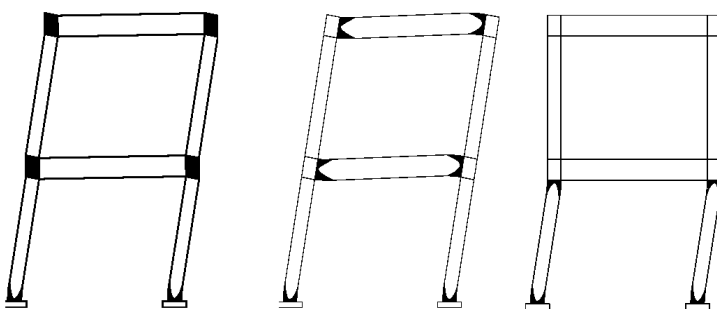
مرجع: www.wiki.csiberkeley.com



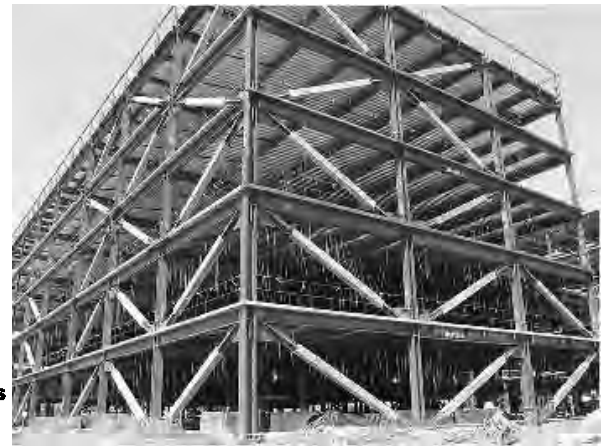
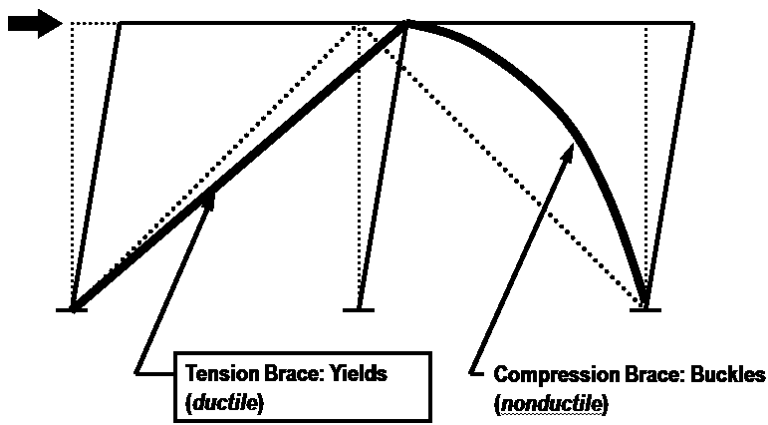
۴- سیستم های باربر جانبی



۱- قاب خمشی فولادی و بتنی:

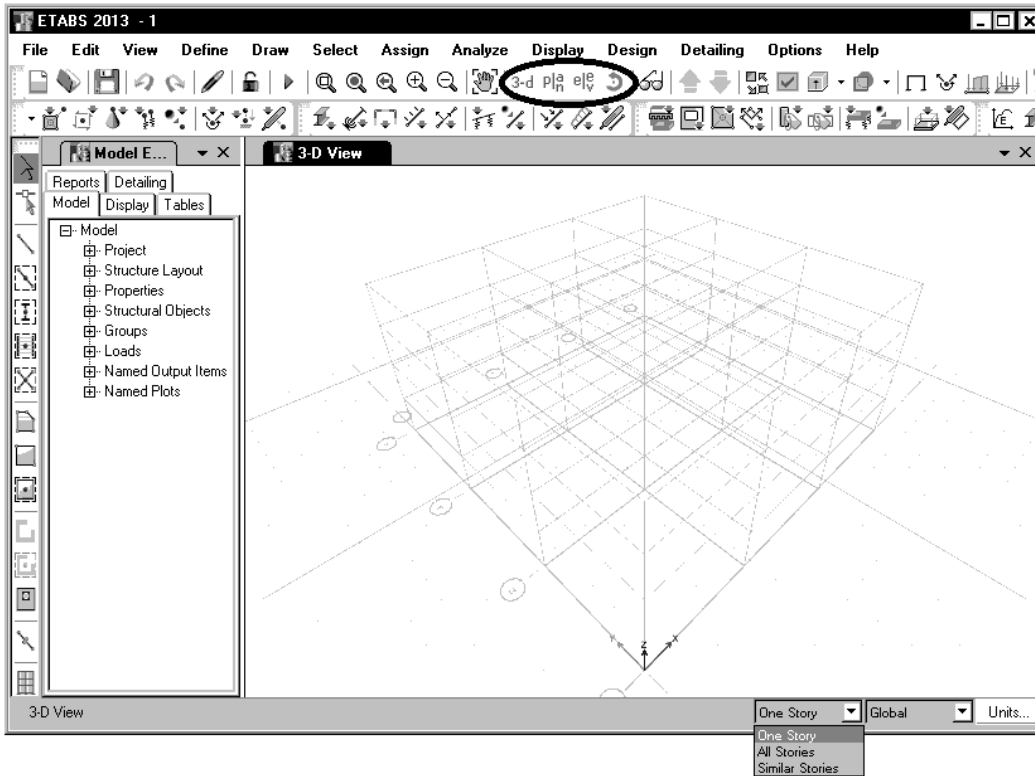


۲- قاب ساده بادبندی شده:

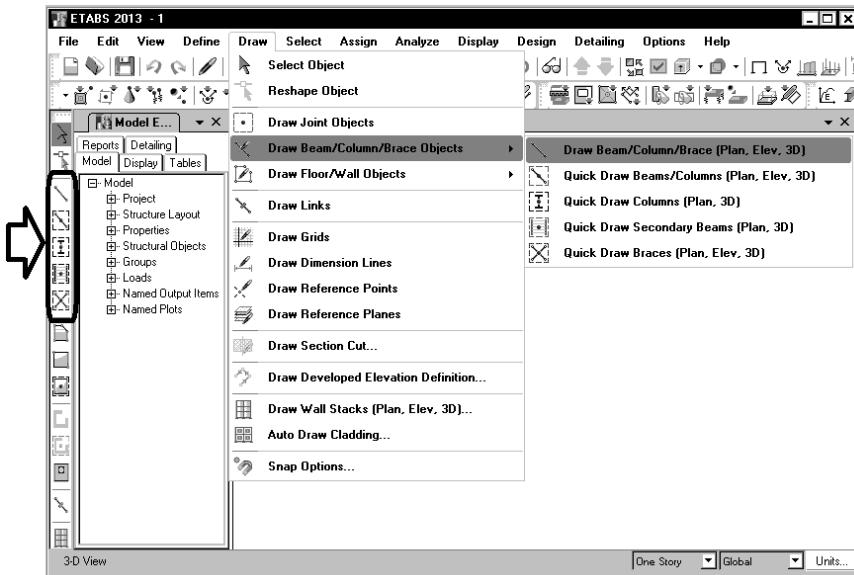


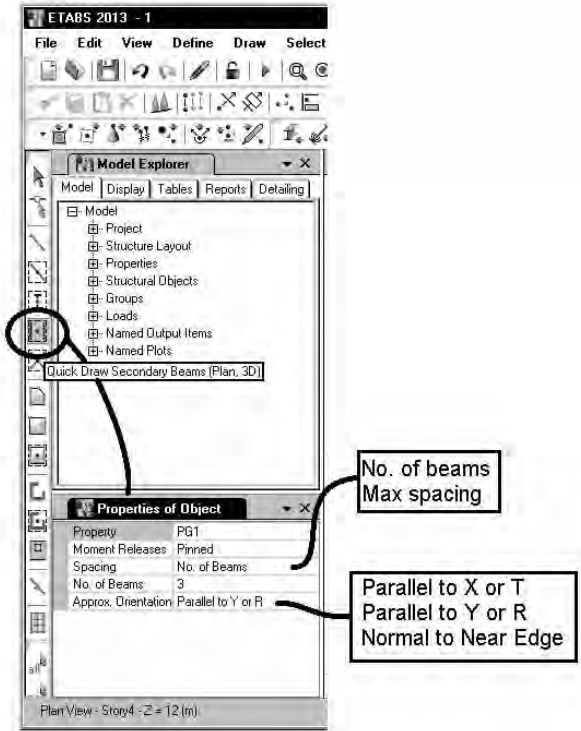
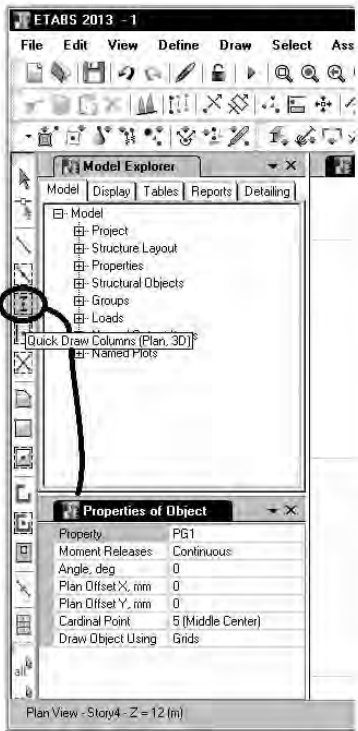
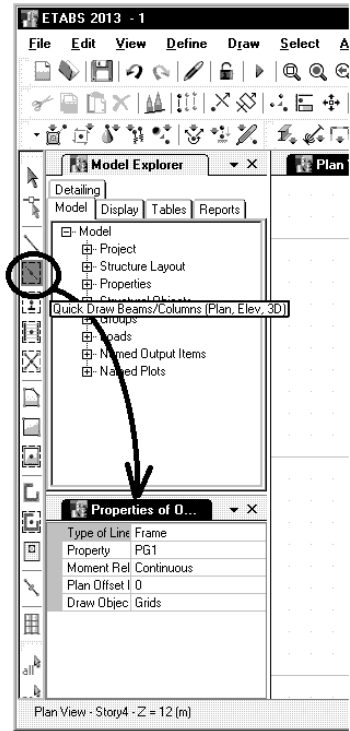
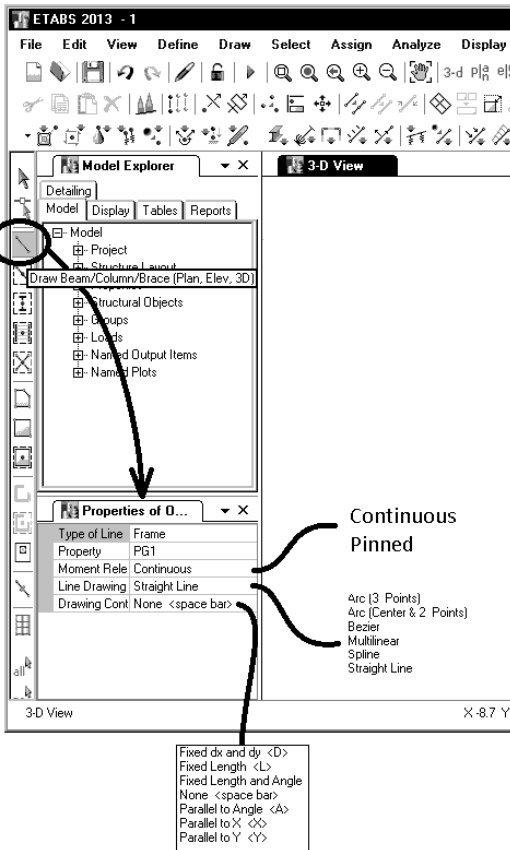
۳- قاب خمشی بتنی + دیوار برشی بتنی (سیستم دو گانه):

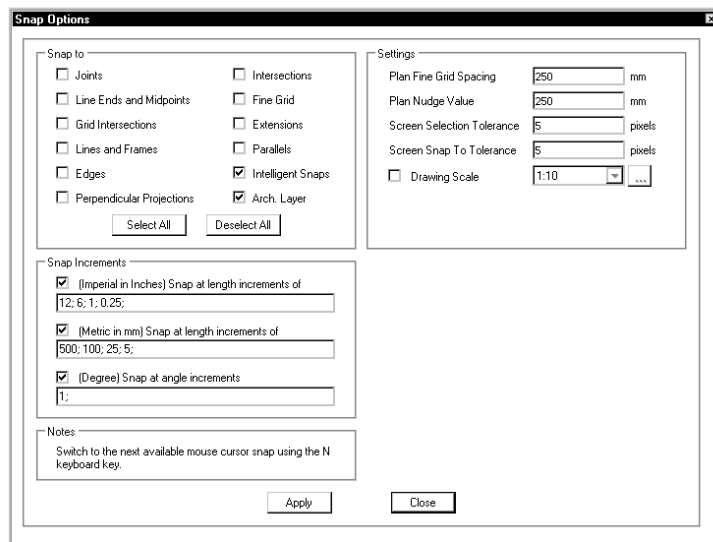
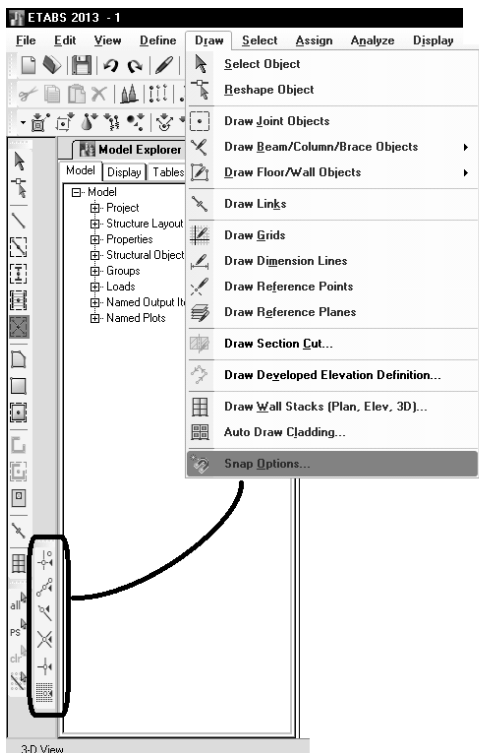
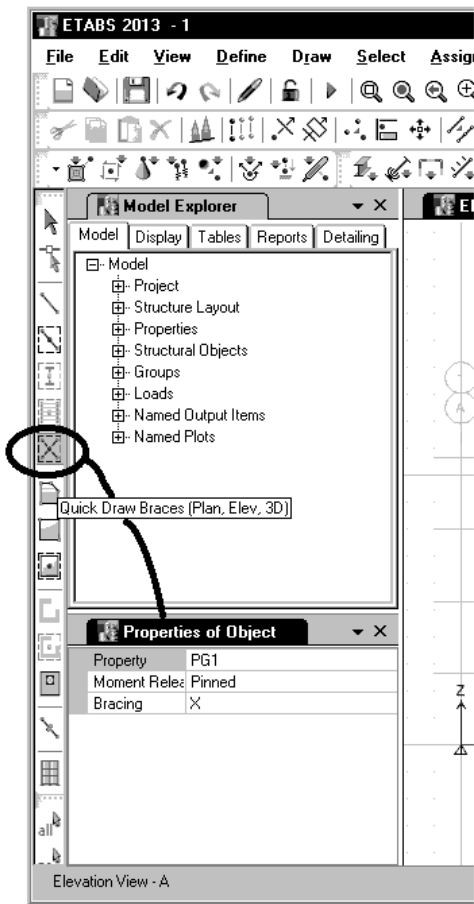
۴-۱- ترکیب دو سیستم در دو جهت و انتخاب سیستم مناسب

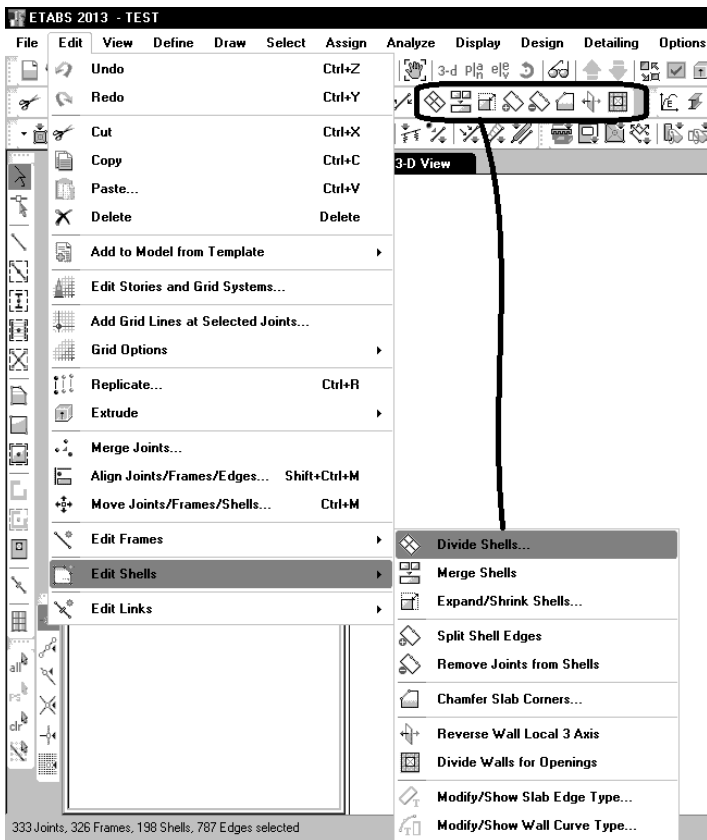
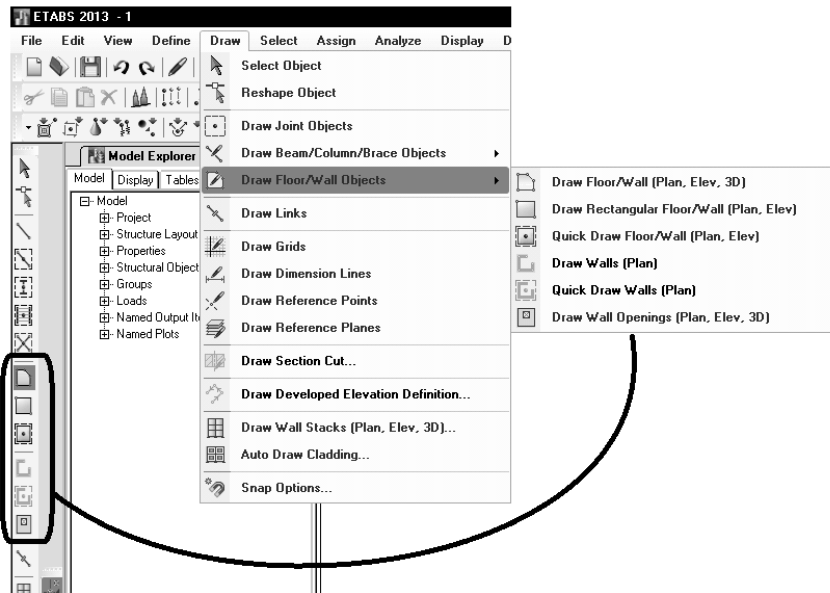


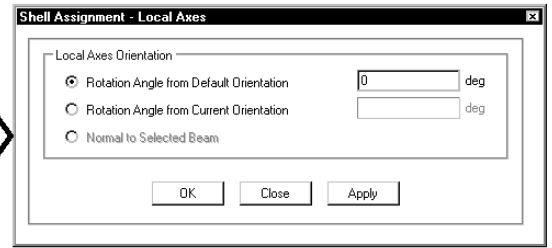
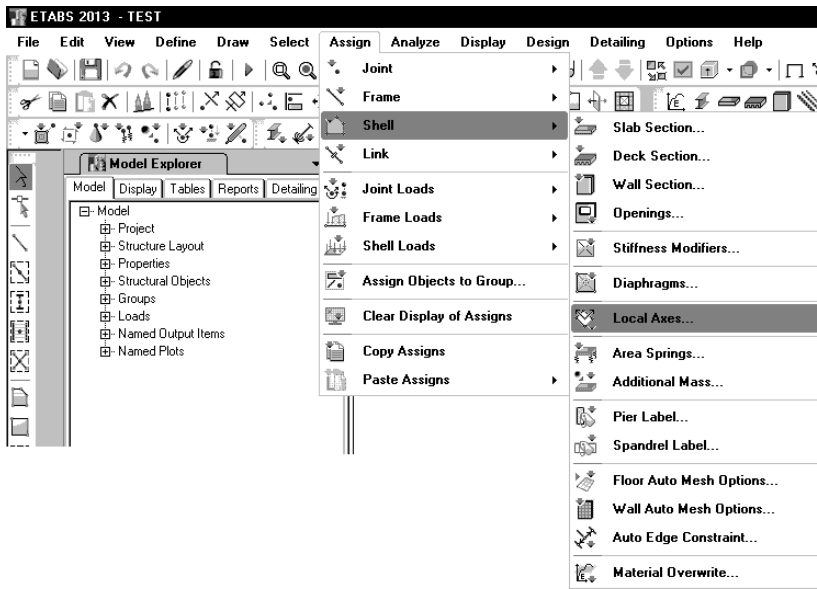
۵-۱- ترسیم اعضا



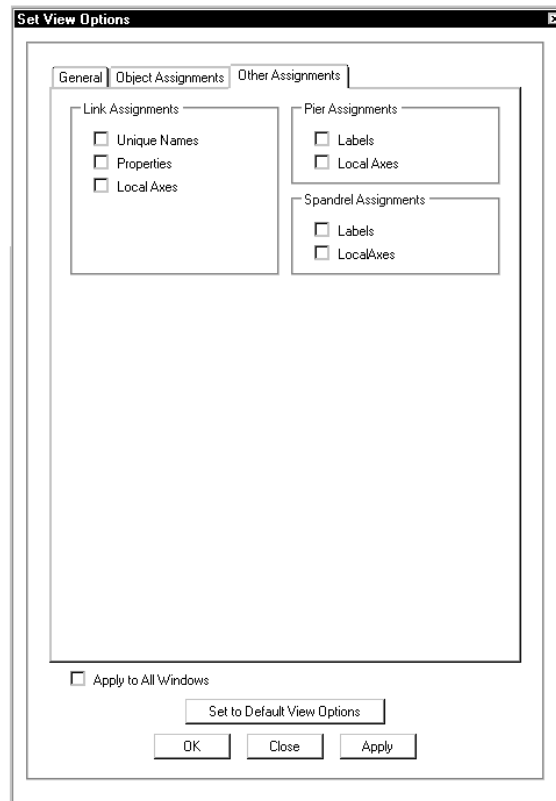
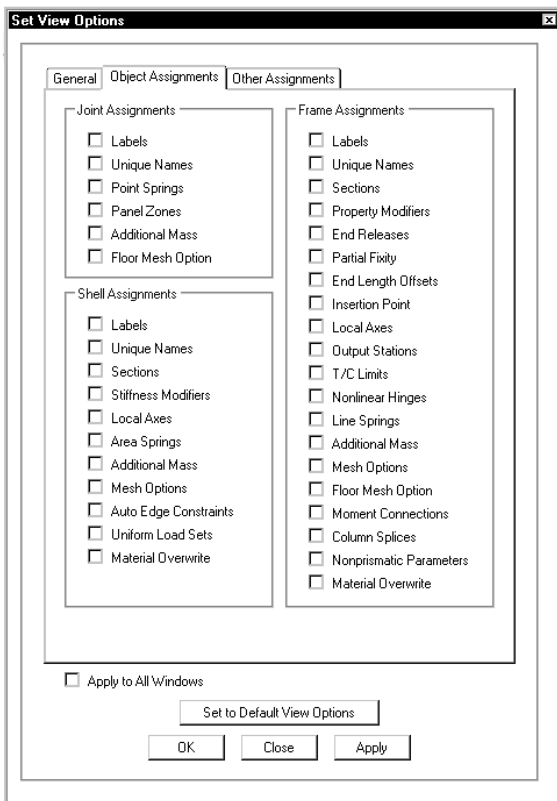
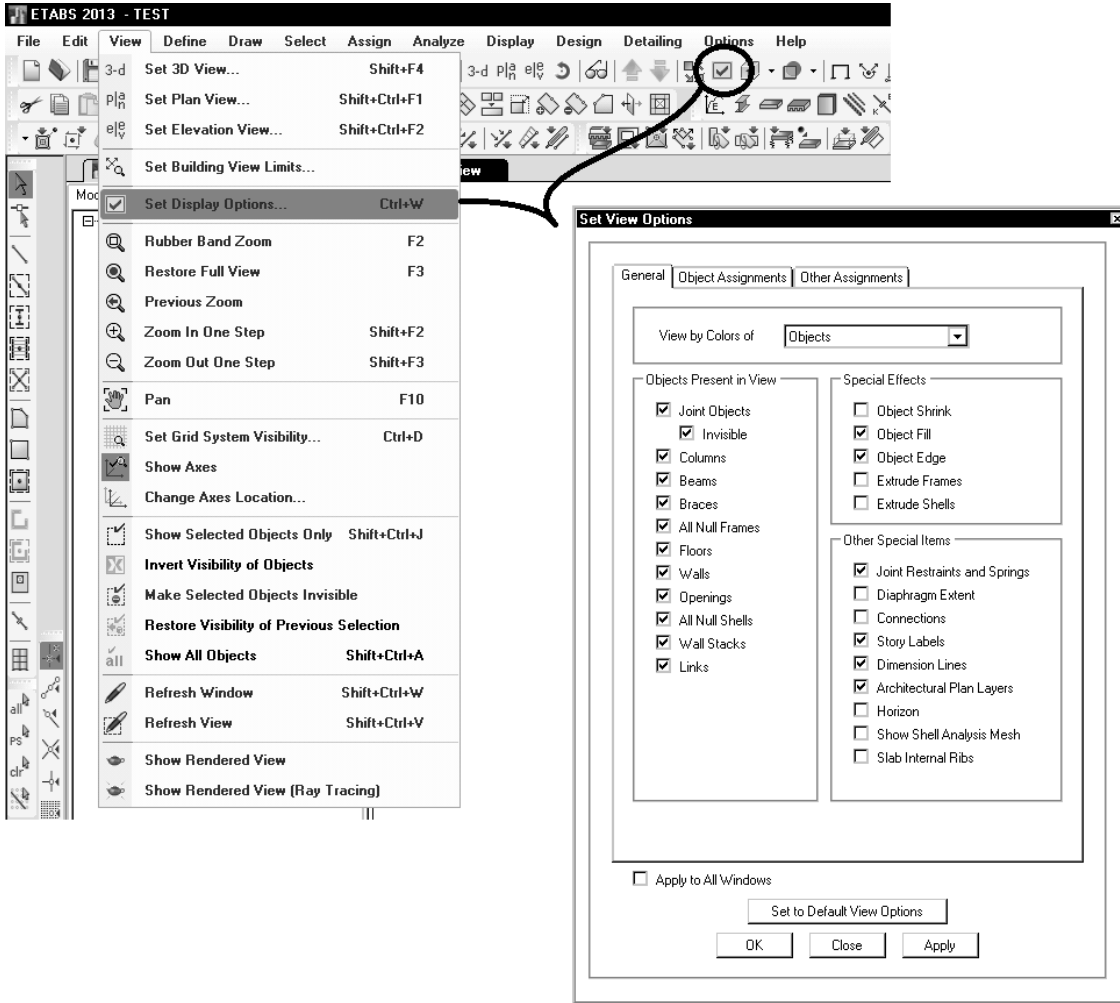


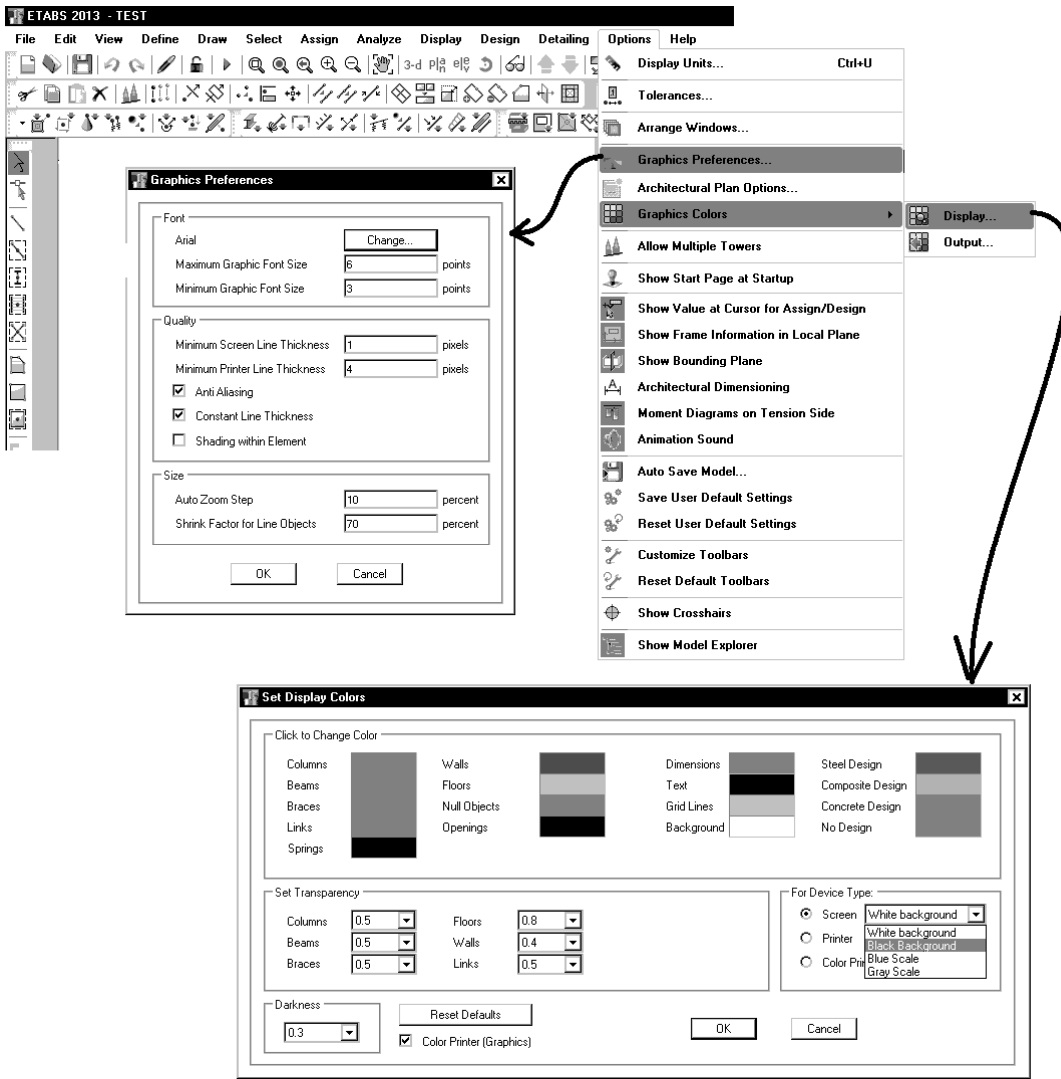




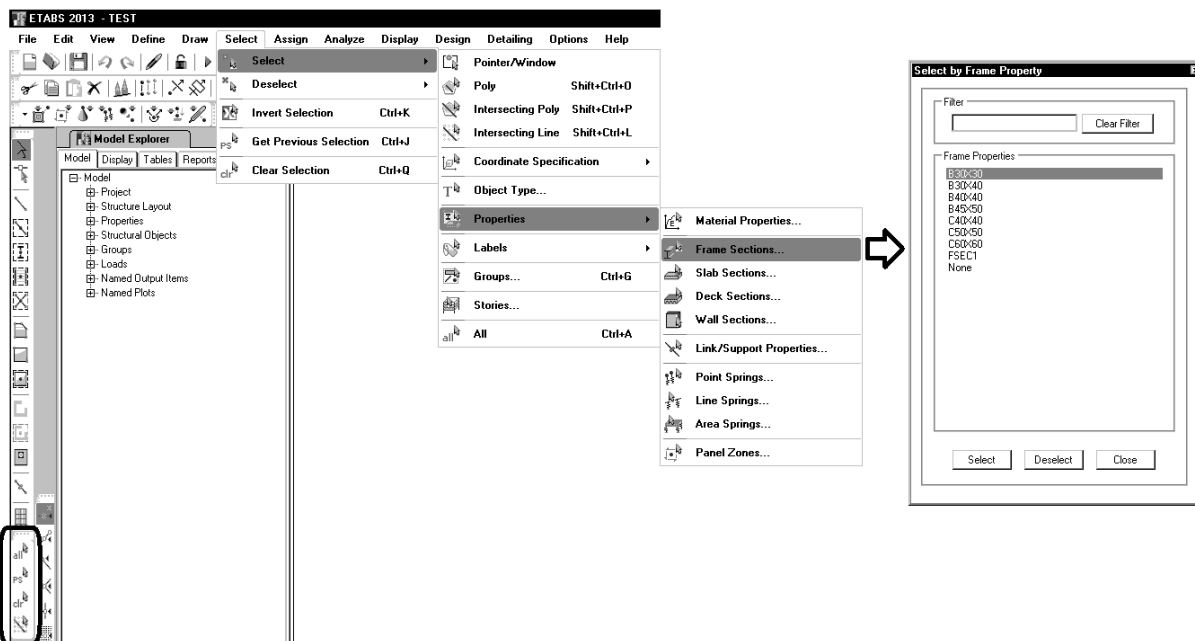


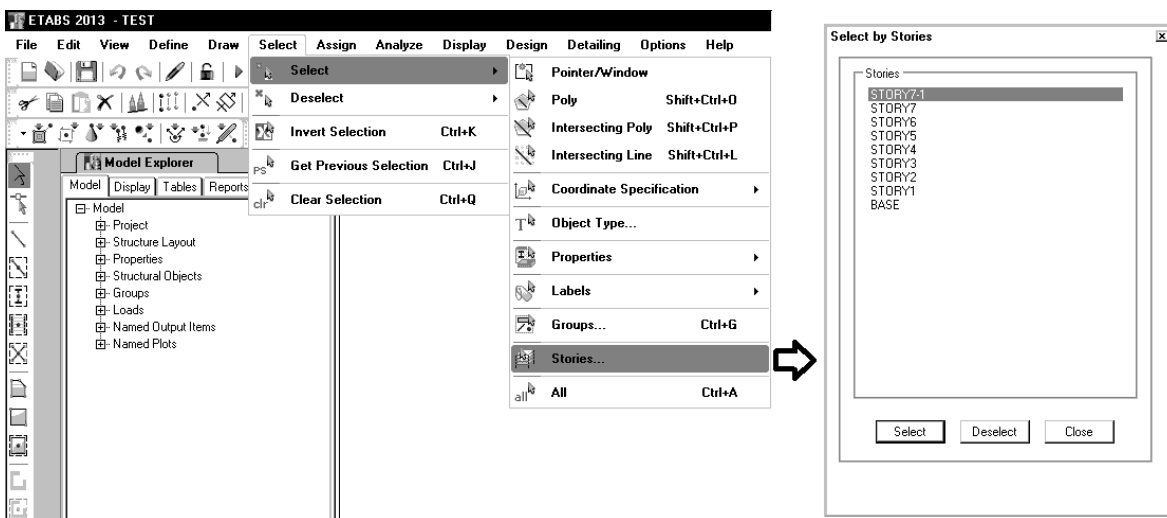
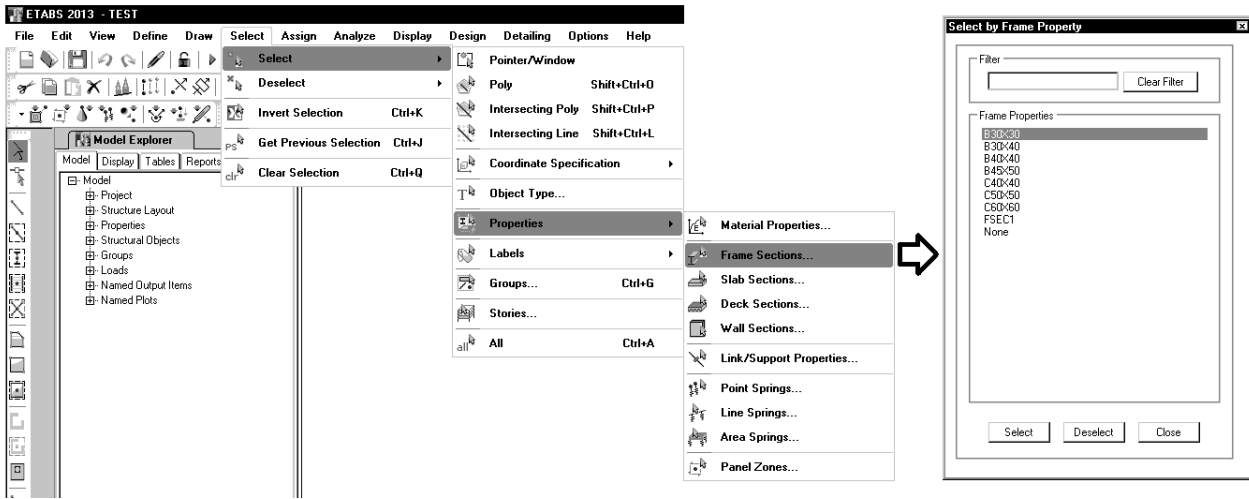
۳-۵- تنظیم پارامترهای نمایشی



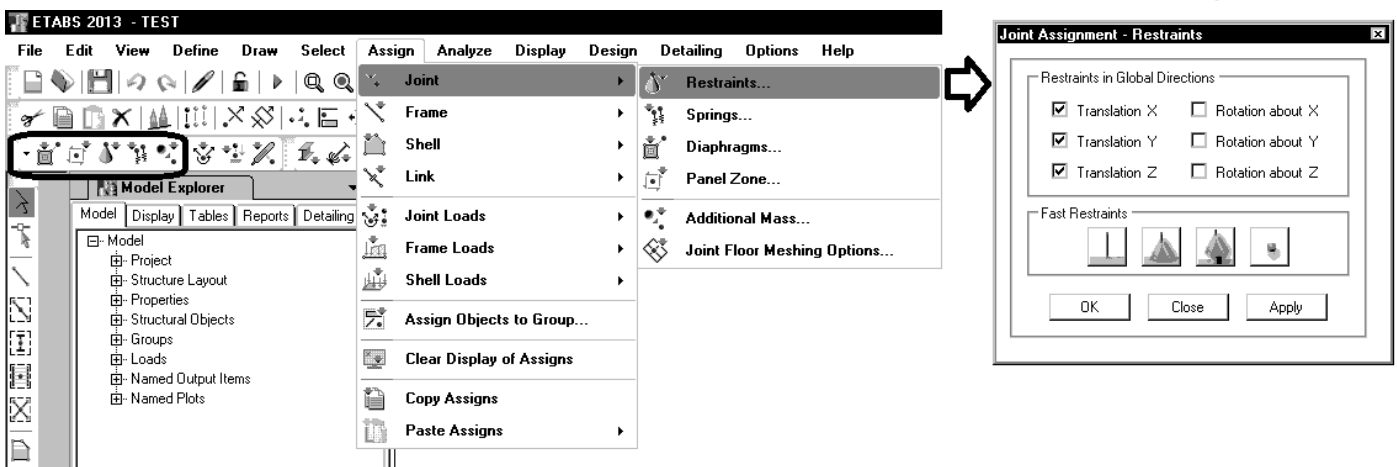


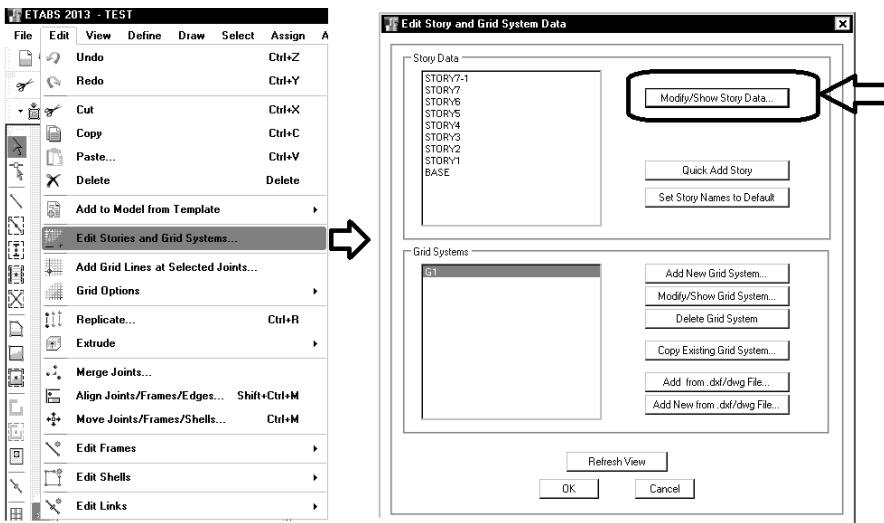
۴-۵- بررسی منوی Select





۵-۵-۵- اختصاص تکیه گاه





Story Data

Story	Height cm	Elevation cm	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height cm
STORY7-1	300	1930	No	None	No	0
STORY7	340	1630	No	STORY3	No	0
STORY6	340	1290	No	STORY3	No	0
STORY5	340	950	No	STORY3	No	0
STORY3	340	610	Yes	None	No	0
STORY2	280	270	No	STORY3	No	0
STORY1	340	0	No	STORY3	No	0
BASE						

Context menu options:

- Copy (Ctrl+C)
- Paste (Ctrl+V)
- Add Story
- Delete Story
- Delete Existing Structure at Story
- Keep Existing Structure at Story
- Set Story Names to Default

Story Data

Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m
Story4	3	12	Yes	None	No	0
Story3	3	9	No	Story4	No	0
Story2	3	6	No	Story4	No	0
Story1	3	3	No	Story4	No	0
Base						

Context menu options:

- Copy (Ctrl+C)
- Paste (Ctrl+V)
- Add Story
- Delete Story
- Set Story Names to Default
- Keep Existing Story Heights...
- Keep Existing Story Elevations...

Add Story - Keep Existing Story Heights

New Story Data

Story Height: 3 m

Number of Added Stories: 1

New Story Location

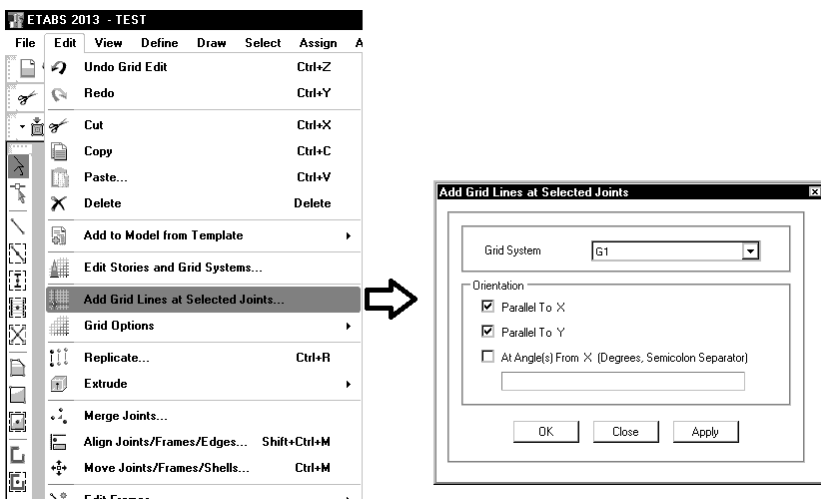
Insert Above Story: Story4

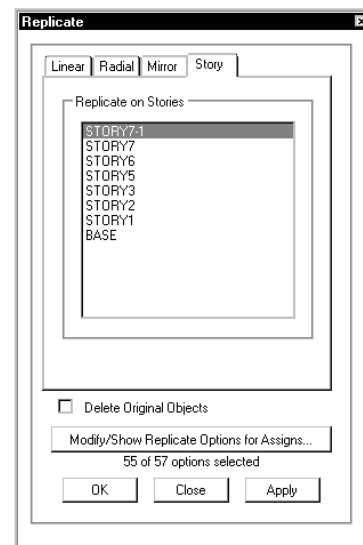
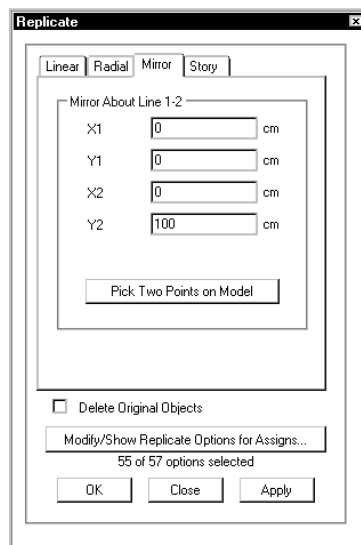
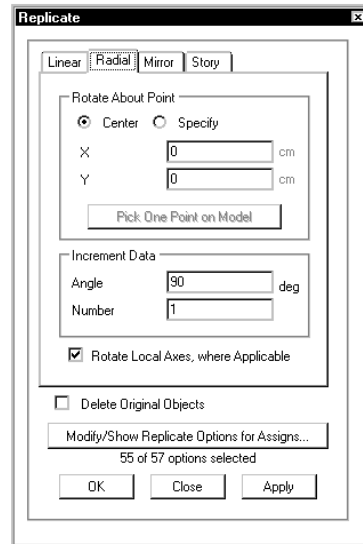
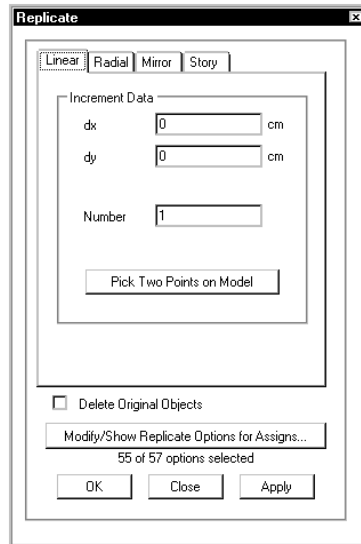
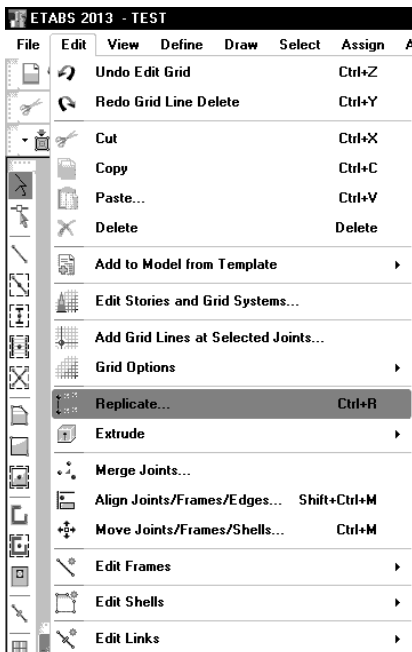
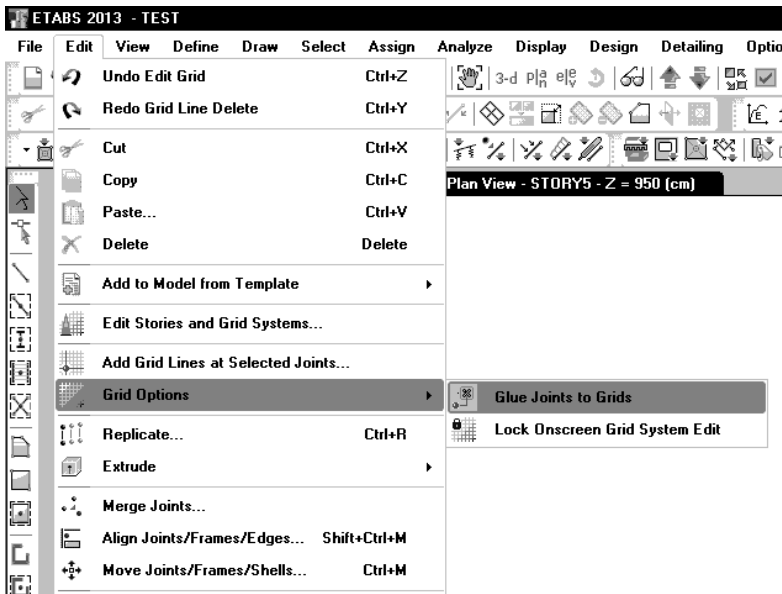
Replicate New Story

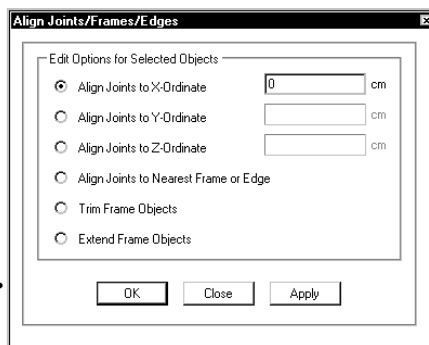
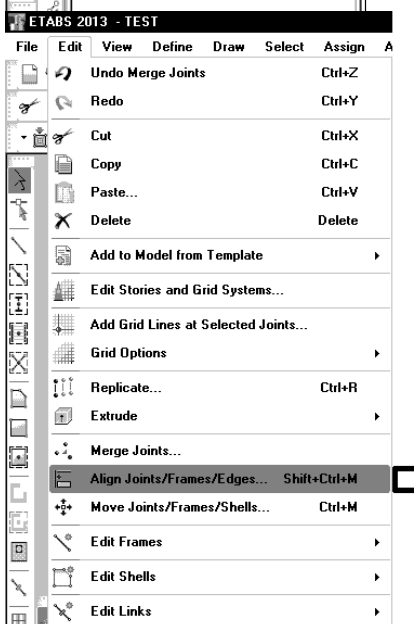
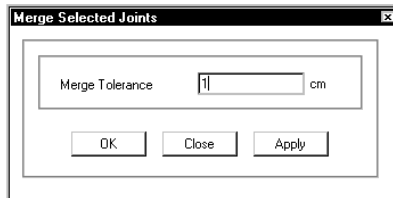
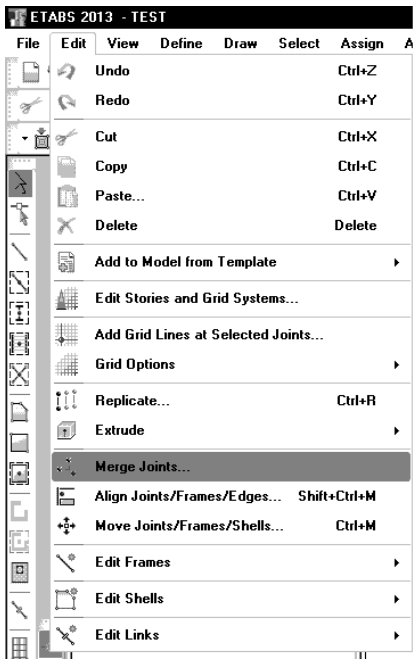
From Existing Story: Story4

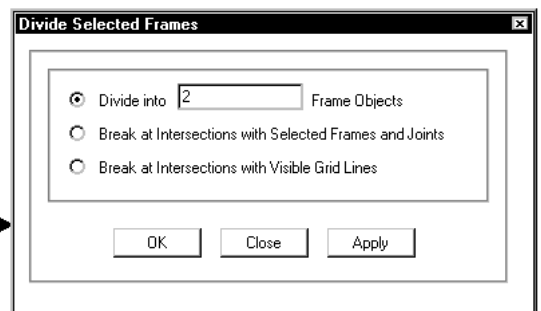
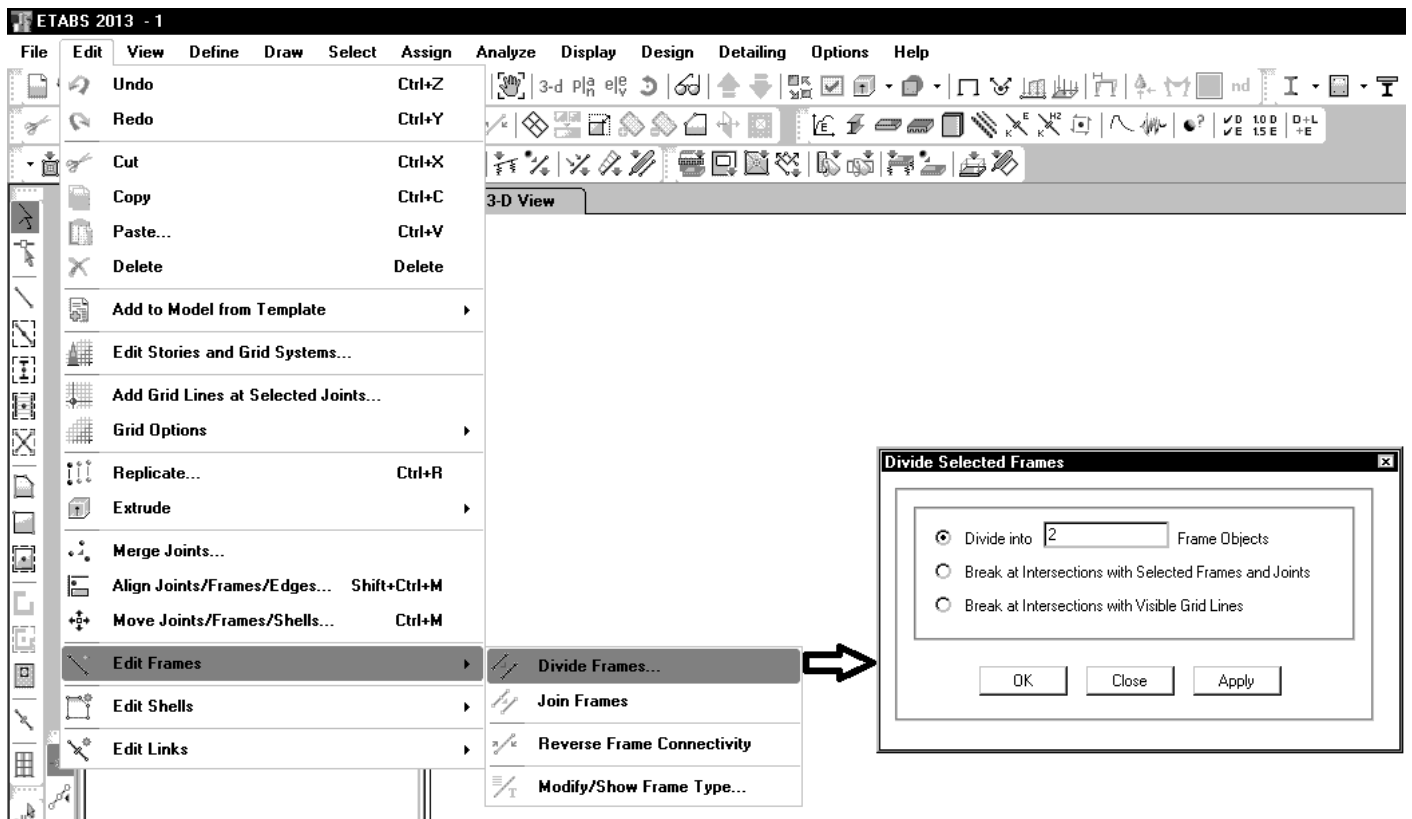
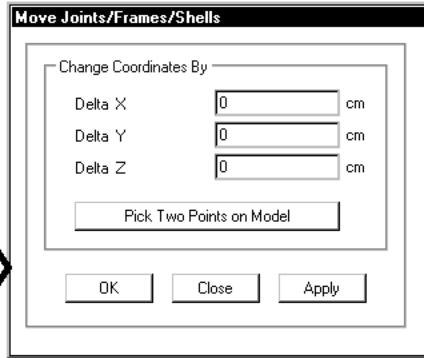
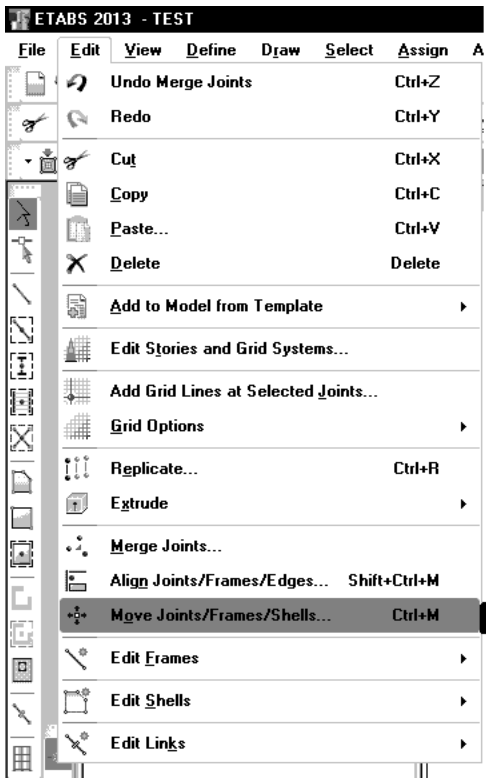
None

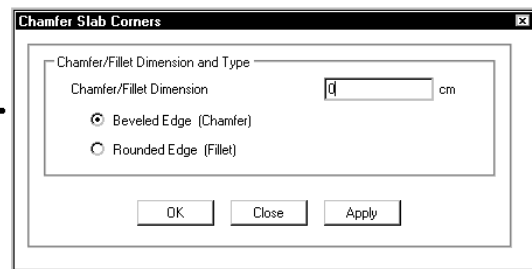
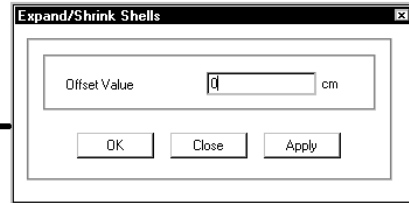
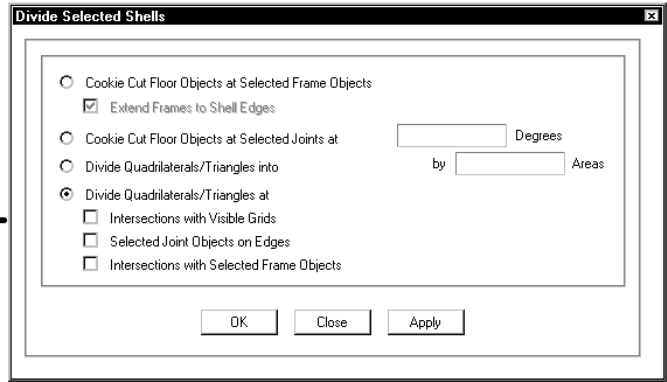
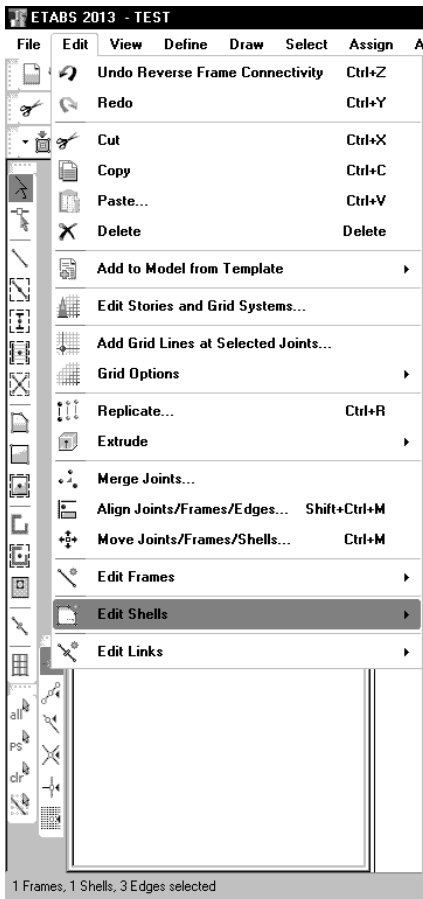
www.SoftGozar.com



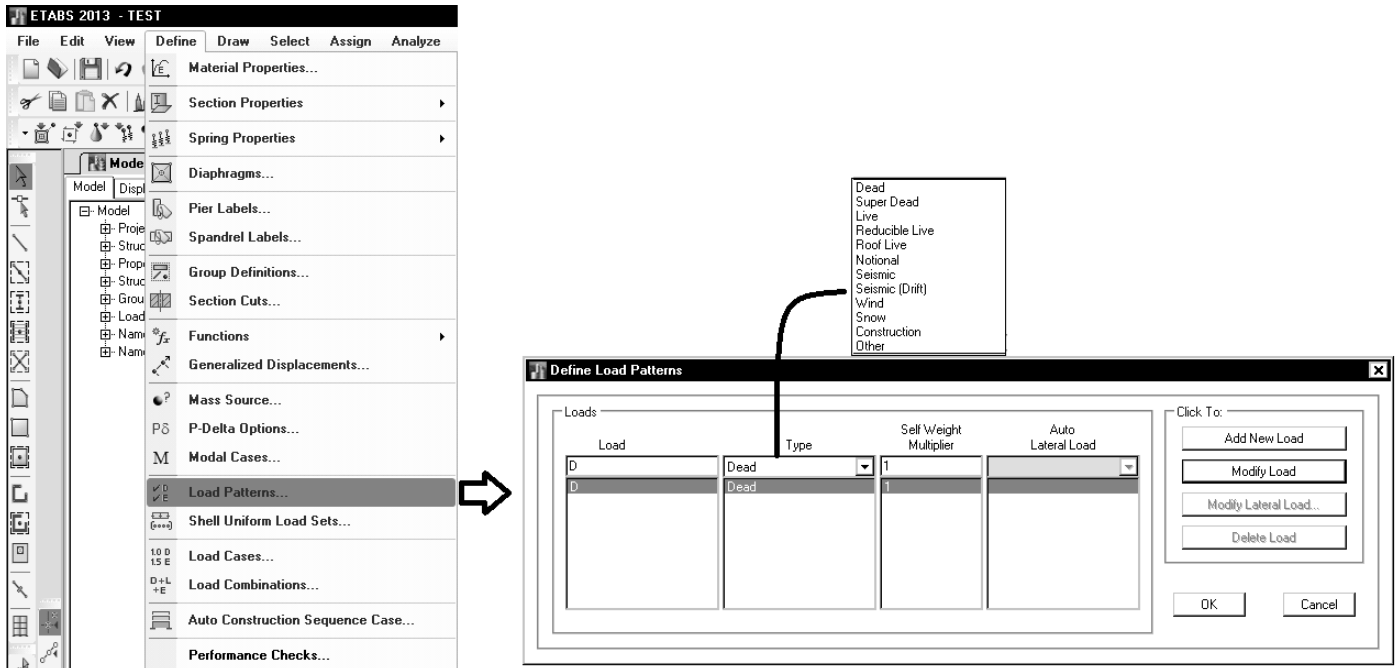








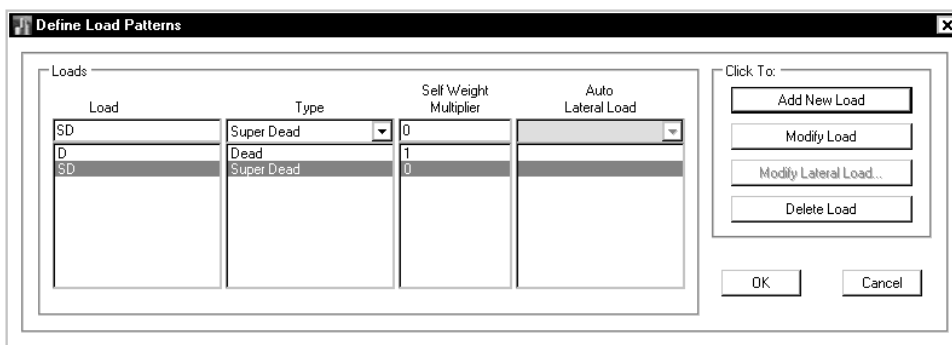
۶-تعریف بار مرده و زنده



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.

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. \Rightarrow 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.



۱-۶ - 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:

۷-۵-۶ کاهش بارهای زنده طبقات

۱-۷-۵-۶ کلیات

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

۲-۷-۵-۶ کاهش در بارهای زنده یکنواخت

با در نظر گرفتن محدودیت های ارائه شده در بندهای ۳-۷-۵-۶ الی ۶-۷-۵-۶ اعضایی 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 (۱-۵-۶) کاهش داد:

$$L = L_o \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right] \quad (1-5-6)$$

که در آن:

L_o : 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 ۱-۵-۶)

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

A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

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

۳-۷-۵-۶ بارهای زنده سنگین

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

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

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

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

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

۵-۷-۵-۶ محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل های اجتماع و ازدحام کاهش نمی یابد.

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

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

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 ft² (37.16 m²) 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 ft² (m²) of area supported by the member

L_o = unreduced design live load per ft² (m²) 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 ft² (m²)

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/ft² (4.79 kN/m²) 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.

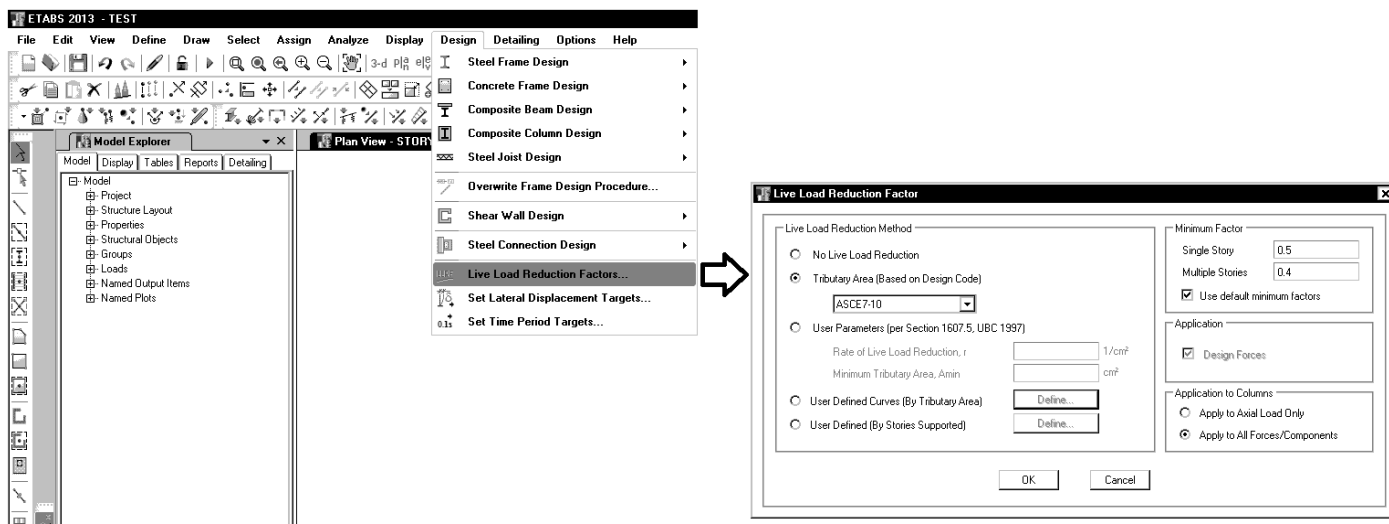
EXCEPTION: Live loads for members supporting two or more floors shall be permitted to be reduced by 20 percent.

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.



برای طراحی فولاد از مبحث دهم که منطبق بر AISC می باشد استفاده خواهیم کرد که ترکیب بارهای آن بر اساس بند ۶-۲-۳-۳ مبحث ششم می باشد.

برای طراحی بتن از ACI-318-2011 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_I) تعریف شده است و L تنها بار زنده طبقات می باشد.

۶-۲-۳-۳ 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 به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آن‌ها، بزرگ‌تر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب‌دار زیر باشند:

- ۱) $1.4D$
- ۲) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- 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) $0.9AD + 1.0(1.4W)$
- ۷) $0.9AD + 1.0E$
- ۸) $1.2D + 0.5L + 0.5(L_r \text{ یا } S) + 1.2T$
- ۹) $1.2D + 1.6L + 1.6(L_r \text{ یا } S) + 1.0T$

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 آنها کمتر از 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.

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

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

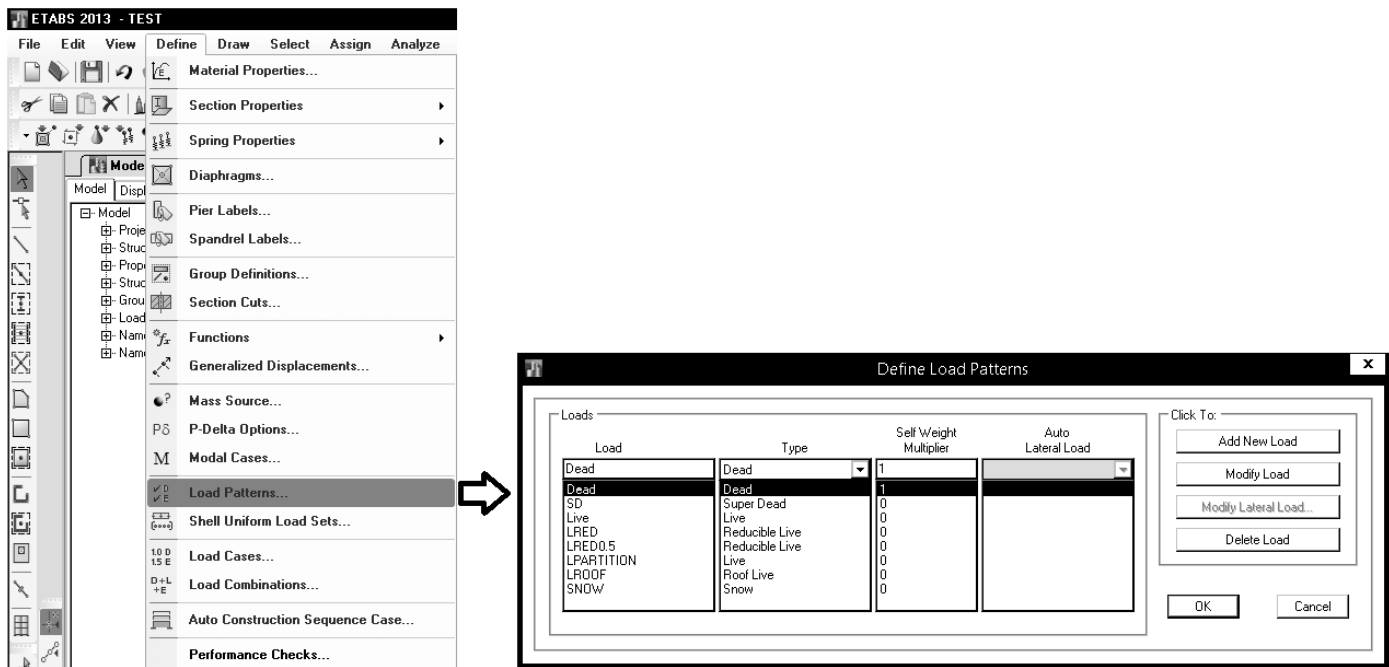
$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W) \quad (9-3)$$

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

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

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

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



Dead: بار مرده

SD: 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 بزرگتر یا مساوی 5 kPa (برای مثال اتاق های پذیرایی در سازه های مسکونی). بار LRED در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 1 وارد خواهد شد.

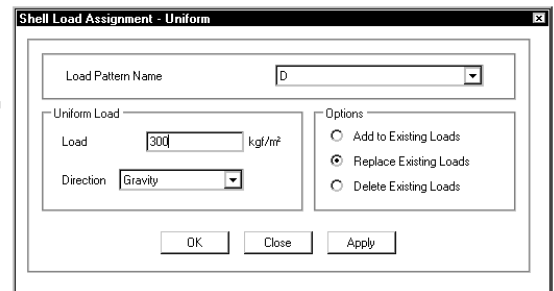
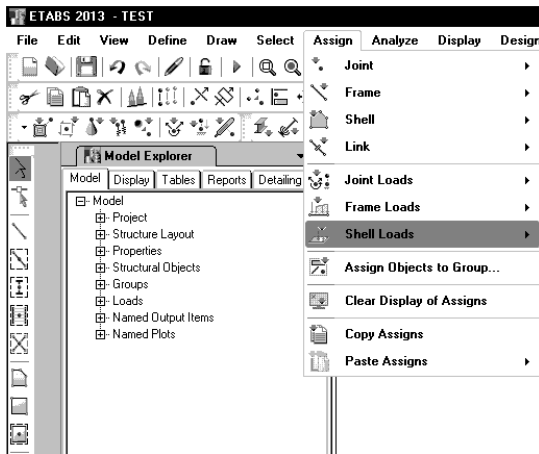
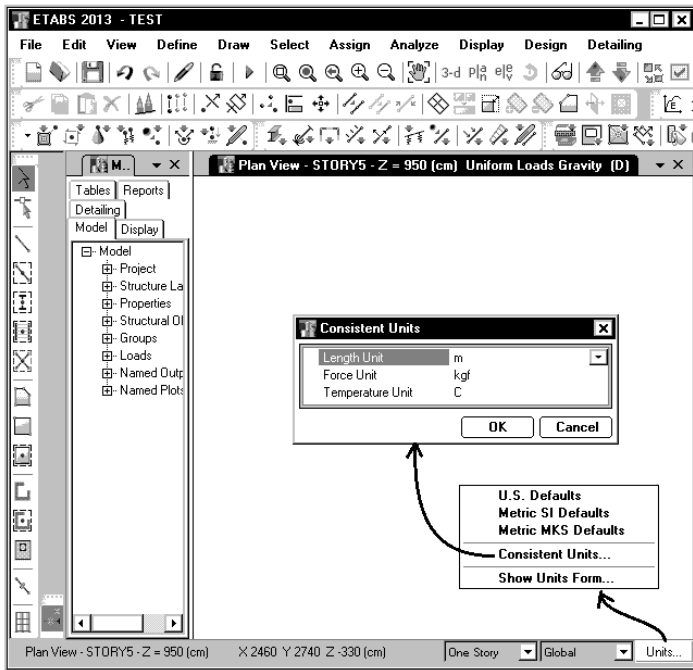
LRED0.5: بار زنده قابل کاهش. برای تعریف بارهای زنده قابل کاهش کمتر از 5 kPa (برای مثال اتاق های خصوصی و نیز بار راه پله در سازه های مسکونی). بار LRED0.5 در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 0.5 وارد خواهد شد.

LPARTITION: 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 غیر قابل 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 SNOW. در ترکیب بارها این دو جداگانه منظور شده اند.

۶-۲- اعمال بارهای مرده بر سازه



نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) طبقات ساختمان

$0.02 \times 2800 = 56 \text{ kg/m}^2$	(۱) سنگ
$0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$	(۲) ۲ سانتیمتر ملات ماسه سیمان
$0.05 \times 1300 = 65 \text{ kg/m}^2$	(۳) ۵ سانتیمتر بتن با پوکه
50 kg/m^2	(۴) سقف کاذب یا ۳ سانتیمتر گچ و گچ و خاک
210 kg/m^2	جمع کل

نمونه محاسبه بار مرده (اضافی) بام ساختمان

$0.03 \times 2200 = 66 \text{ kg/m}^2$	(۱) آسفالت
15 kg/m^2	(۲) ایزولاسیون سقف
$0.02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2$	(۳) ۲ سانتیمتر ملات ماسه سیمان
$0.1 \times 1300 = 130 \text{ kg/m}^2$	(۴) ۱۰ سانتیمتر بتن پوکه
50 kg/m^2	(۵) سقف کاذب یا گچ و گچ و خاک
310 kg/m^2	جمع کل

۶-۳- 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 به‌عنوان 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 ۶-۵-۲ الی ۶-۵-۶ 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 ۵-۶-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L₀ و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز 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 ^(۳)	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 ^(۵) 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 ^{(۳) (۴) (۵)}	۹
۲-۸	کارگاه‌های صنعتی متوسط	۱۰ ^{(۳) (۴) (۵)}	۱۱
۳-۸	کارگاه‌های صنعتی سنگین	۱۲ ^{(۳) (۴) (۵)}	۱۴
۹	ورزشگاه‌ها و تأسیسات تفریحی		
۱-۹	سالن‌های ورزشی سبک مانند تنیس روی میز- بیلیارد و ...	۳٫۵ ^(۳)	—
۲-۹	سالن‌های ورزشی و تمرینات بدنی	۵ ^(۳)	—
۳-۹	ورزشگاه‌های دارای صندلی ثابت	۵ ^(۳)	—
۴-۹	ورزشگاه‌های فاقد صندلی ثابت یا دارای نیمکت	۶ ^{(۳) (۵)}	—

جدول ۵-۶-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L₀ و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱	بام‌ها		
۱-۱	بام‌های معمولی تخت، شیب‌دار و قوسی	۱٫۵ ^(۱)	۱٫۳
۲-۱	بام یا 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 قائم‌ها وارد می‌شود)	۱
۲	سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام		
۱-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی‌های ثابت (چسبیده به کف)	۳ ^(۳)	—
۲-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد صندلی‌های ثابت	۵ ^(۳)	—
۳-۲	سالن‌های غذاخوری و رستوران‌ها	۵ ^(۳)	—
۴-۲	سینماها و تئاترها	۵ ^(۳)	—
۵-۲	صحنه سینماها و تئاترها	۷٫۵ ^(۳)	—
۶-۲	سالن‌های اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	۷٫۵ ^(۳)	—
۷-۲	شیستان مساجد و تکایا	۶ ^(۳)	—
۸-۲	سالن انتظار و ملاقات	۵ ^(۳)	—
۹-۲	پایانه‌های مسافربری	۶ ^(۳)	—
۳	راهروها، راه پله‌ها ^(۳) 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 ^{(۳) (۴) (۵)}	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 ۵-۶-۱ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L₀ و بار زنده متمرکز کفها

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز 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 ^{(۳) (۴) (۵) (۸)}	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	۱۳ ^(۹)	۳۶ ^(۱۵)
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 ^(۳)	—
۵-۱۲	انباری‌های سنگین	۱۲ ^{(۳) (۴) (۵)}	—
۶-۱۲	موتورخانه‌ها	۷٫۵	—
۷-۱۲	اتاق‌های هواساز- پمپ و نظایر آن	۴	—
۸-۱۲	محل فرود بالگرد	۳ ^{(۱۱) (۱۲) (۱۳)}	—
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	—

۴-۶- 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 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 kg/m^2	جمع کل

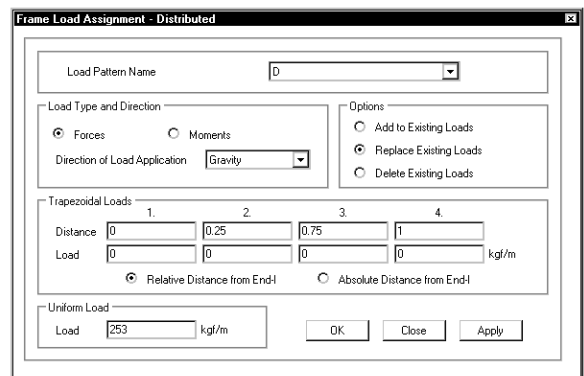
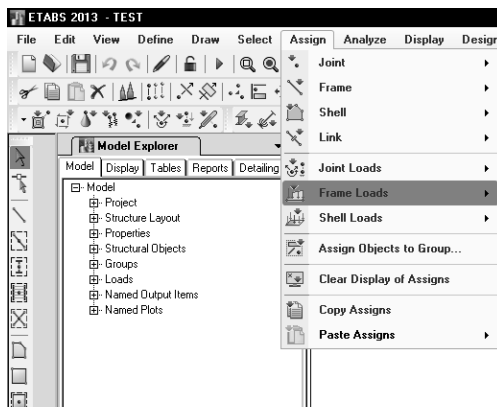
جهت در نظر گرفتن اثر بازشوها می توان بار مرده دیوارهای نما را در ۰.۷ ضرب نمود.

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

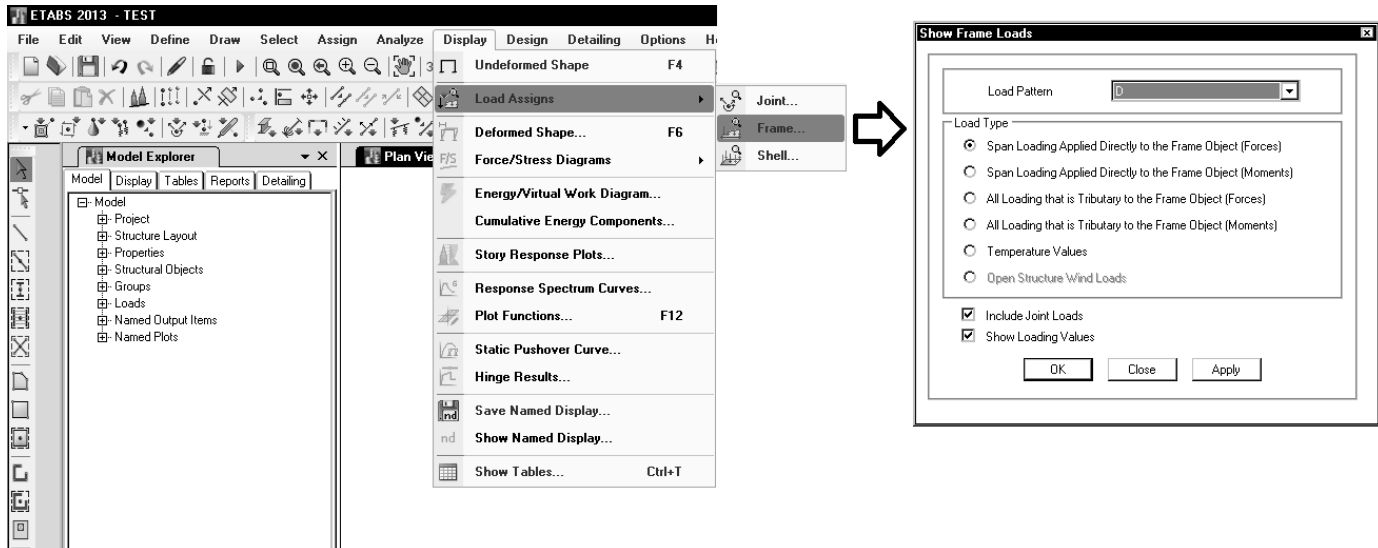
$$253 \times 3 \cong 760 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{بار گسترده مربوط به دیوارهای غیرنما}$$

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

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



۵-۶- مشاهده و بررسی بارهای وارد شده



۶-۶- Notional Load

۱-۲-۵-۱-۱-۱ 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 ثقلی عمدتاً توسط ستون‌ها، دیوارها یا قاب‌های قائم تحمل می‌شوند، به جای در نظر گرفتن نواقص هندسی اولیه در مدل‌سازی می‌توان به شرح زیر یک بار جانبی فرضی در طبقات ساختمان اعمال نمود.

$$N_i = 0.02Y_i \quad (4-1-2-10)$$

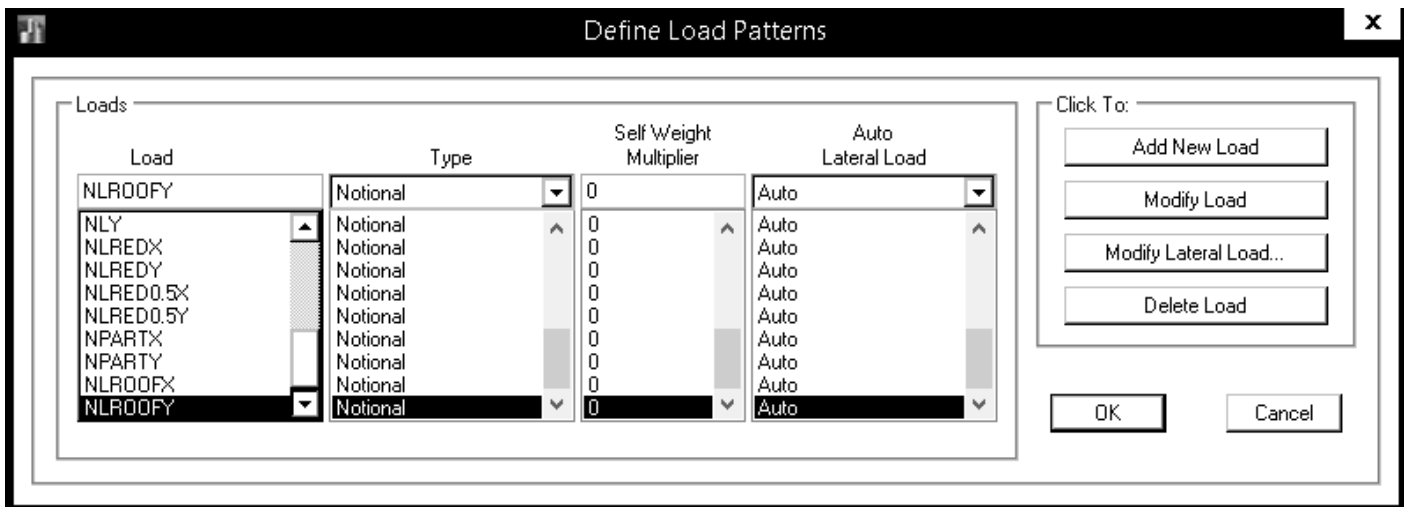
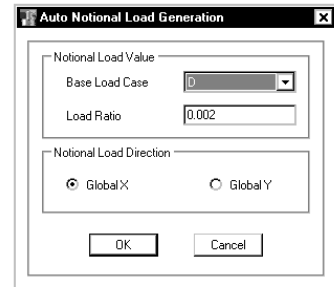
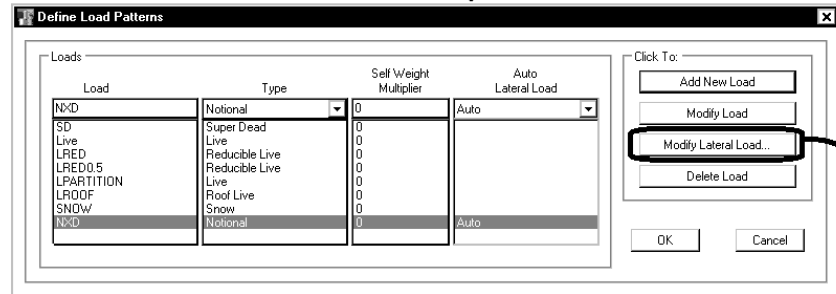
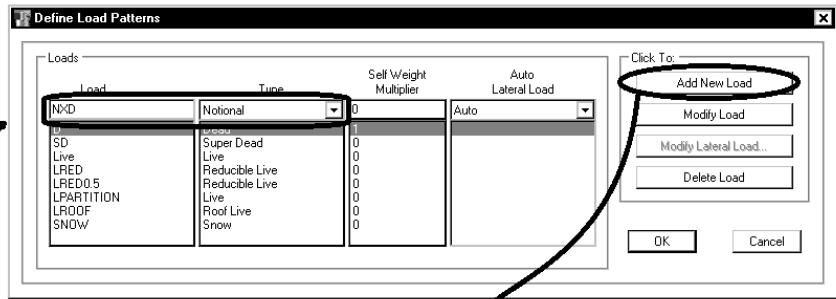
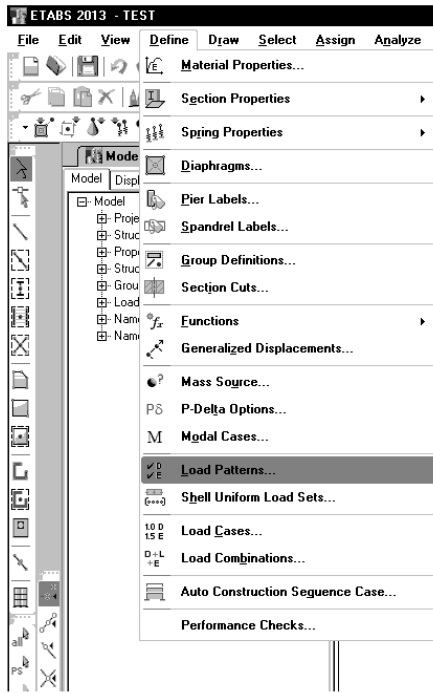
که در آن:

 N_i = بار جانبی فرضی در طبقه i Y_i = بار ثقلی ضریب‌دار در طبقه i ام متناسب با ضرایب بکاررفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

برای هر یک از بارهای ثقلی (Dead, SD, L, LRED, LRED0.5, LPARTITION, LROOF) 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.



۶-۷- نیروی زلزله استاتیکی

پس از تعریف بارهای ثقلی، بارهای جانبی مربوط به زلزله را تعریف می‌کنیم. بار زلزله را طبق آیین نامه به دو صورت می‌توان 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.

۶-۷-۱- ضوابط آیین نامه ای محاسبه نیروی زلزله

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های مجاز برای تحلیل خطی سازه ساختمان‌ها با توجه به تعداد طبقات و نوع نامنظمی سیستم سازه‌ای آنها با توجه به جدول (۳-۱) تعیین می‌شود.

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

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

۳-۳-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به تراز در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشد. تراز پایه برای طراحی ساختمان‌ها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهدارنده آن به سازه متصل نباشد و یا در صورت اتصال خاک پشت آن متراکم نشده باشد، تراز پایه باید در سطح بالای پی در نظر گرفته شود.

۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوار نگهدارنده آن به سازه متصل باشد و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهدارنده زیرزمین با خاک متراکم (با تراکم حداقل ۹۵٪ اشوی اصلاح شده) و یا بتن لاغر پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آن که اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان محکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهدارنده زیرزمین بتن آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. در این راستا می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

۳-۳-۱ نیروی برشی پایه، V

حداقل نیروی برشی پایه یا مجموع نیروهای جانبی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V = CW \quad (۱-۳)$$

C: ضریب زلزله که از رابطه زیر بدست می‌آید:

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

۶-۷-۲- تعیین شتاب مبنای طرح (A)

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی آنها، به شرح جدول (۱-۲) تعیین می‌شود. مناطق چهار گانه عنوان شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول (۱-۲): نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۶-۷-۳- تعیین ضریب بازتاب ساختمان (B)

$$B=B_1N \quad (۱-۲)$$

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

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

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		Ts	T ₀	نوع زمین
S ₀	S	S ₀	S			
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۱	۱/۷۵	۱/۳	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، برای پهنه های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد از رابطه (۳-۲) و یا شکل

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

$$N = ۱.۷ \quad T > 4 \text{ sec}$$

۳-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N، برای پهنه های باخطر نسبی متوسط و کم به میزان هشتماد درصد رابطه (۴-۲) و یا شکل (۲-۲) تعیین می شود.

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.

۶-۷-۳-۱- تعیین دوره تناوب سازه (T)

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

زمان تناوب اصلی نوسان بسته به مشخصات ساختمان و ارتفاع آن از تراز پایه با استفاده از روابط تجربی زیر تعیین می‌گردد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.108 H^{0.4} \quad (3-3)$$

- در قاب‌های بتن مسلح

$$T = 0.107 H^{0.4} \quad (4-3)$$

۲- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شوند.


ب- در قاب‌های دارای مهاربندی‌های واگرا، مقدار T از رابطه (۴-۳) محاسبه می‌شود.

ج- برای سایر سیستم‌های ساختمانی مندرج در جدول (۵-۳)، به غیر از سیستم کنسولی، در تمام موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقابی

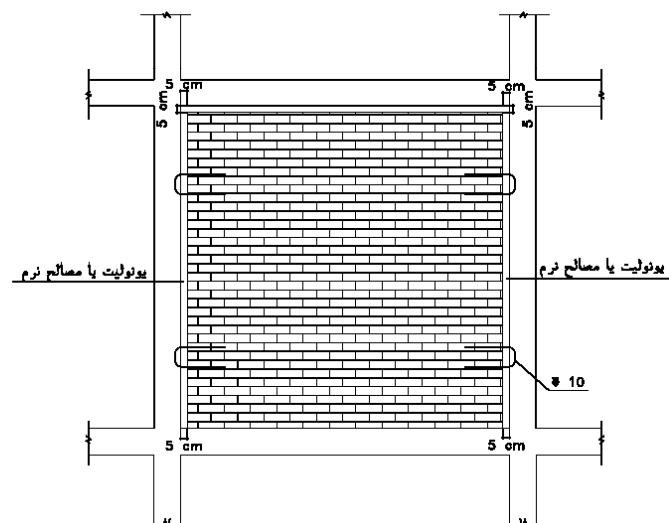
$$T = 0.105 H^{0.4} \quad (5-3)$$

در روابط فوق، H، ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خریشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد. در مورد بام‌های شیبدار H براساس ارتفاع متوسط بام از تراز پایه محاسبه می‌شود.

تنبه‌ها: ۱- بجای استفاده از روابط تجربی یاد شده می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان T را با استفاده از روش تحلیلی مناسب با در نظر گرفتن خصوصیات سازه محاسبه نمود، ولی مقدار آن نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب بدست آمده از رابطه تجربی بیشتر اختیار شود.

سازمان نظام مهندسی استان تهران - دفتر کنترل ساختمان		
گردآوری و تنظیم: حسین مفرودانلو	دفتر پروژه راهبردی نکات مائز اهمیت در محاسبات و نقشه‌های سازه	
صفحه: ۸	زمان اولین بازنگری: آبان ۸۷	شماره مدرک: CTL-STR-CMSTK-001-R3
		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 ۱۱-۸- محاسبه شود و اگر مقدار آن کمتر از زمان تناوب تجربی $\times 1.25$ بدست آمد، محاسبات مجددا باید با دوره تناوب جدید تکرار شوند.

۶-۷-۴- تعیین ضریب رفتار سازه (R)

جدول (۳-۵) مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱]	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتنی مسلح	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۵- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و مهار تسمه‌ای فولادی	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۶- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۷- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	
۱۵	۴	۳	۵/۵		
۱۰	۳	۲	۳		
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه [۲] ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۵۰	۴	۲/۵	۵	۴- دیوارهای برشی با مصالح بتنی مسلح	
-	۳	۲/۵	۴	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۶- مهاربندی کمانش‌تاب	
۵۰	۴	۲	۷	۷- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	
۵۰	۵/۵	۲	۷		
۵۰	۵	۲	۵/۵		
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن مسلح ویژه [۴] ۲- قاب خمشی بتن مسلح متوسط [۴] ۳- قاب خمشی بتن مسلح معمولی [۴] و [۱] ۴- قاب خمشی فولادی ویژه ۵- قاب خمشی فولادی متوسط ۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱] و [۵]	پ- سیستم قاب خمشی
۵۰	۴/۵	۳	۵		
-	۲/۵	۳	۳		
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵		
۵۰	۴	۳	۵		
-	۳	۳	۳/۵		
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- قاب خمشی بتنی متوسط+دیوار برشی بتن مسلح ویژه ۳- قاب خمشی بتنی متوسط+دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۴- قاب خمشی فولادی متوسط+دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۵- قاب خمشی فولادی ویژه+مهاربندی واگرای ویژه فولادی ۶- قاب خمشی فولادی متوسط+مهاربندی واگرای ویژه فولادی ۷- قاب خمشی فولادی ویژه+مهاربندی همگرای ویژه فولادی ۸- قاب خمشی فولادی متوسط+مهاربندی همگرای ویژه فولادی	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵		
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶		
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶		
۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵		
۷۰	۵	۲/۵	۶		
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷		
۷۰	۵	۲/۵	۶		
۱۰	۲	۱/۵	۲	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	ث- سیستم کنسولی

یادداشت‌ها

[۱] استفاده از این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نمی‌باشد. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد.

۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه ۷، که طبق بند ۳-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (۶-۳)$$

در این رابطه:

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سر بار آن مطابق جدول (۳-۲) و نصف وزن دیوارها و ستونهای 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

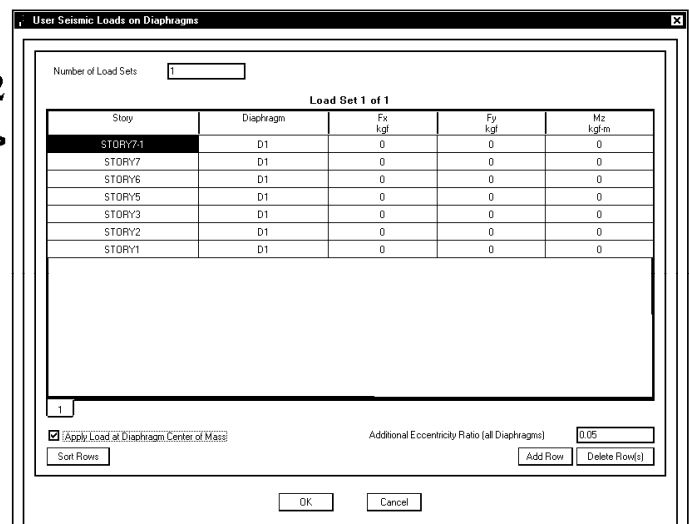
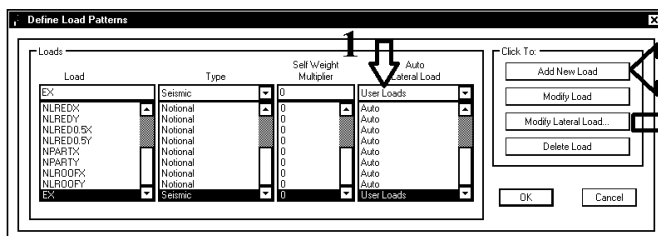
k : برابر $0.75 + 0.01 \Delta T$ ، این عدد برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از 0.5 ثانیه برابر 1 و برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بزرگتر از 2.5 ثانیه برابر 2 انتخاب می‌شود. T در این رابطه همان زمان تناوب اصلی سازه است که بر طبق بند ۳-۳-۳ محاسبه شده و در تعیین ضریب B مورد استفاده قرار گرفته است.

تبصره: در صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از 25 درصد وزن بام باشد، خرپشته به عنوان یک طبقه مستقل محسوب می‌شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

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
سیستم سازه	قاب خمشی
Ru=	5
سازه میانقاب دارد؟	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T-ETABS)	5.00
To=	0.15
Ts=	0.7
S0=	1.1
S=	1.75
T= 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
$C-min=0.14*A*I$	0.05
$k=0.5*T+0.75$	1.2711
$C=A.B.I/R$	0.1387

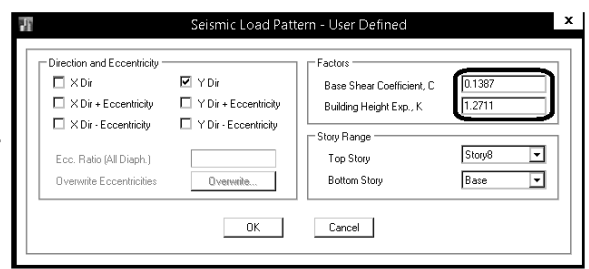
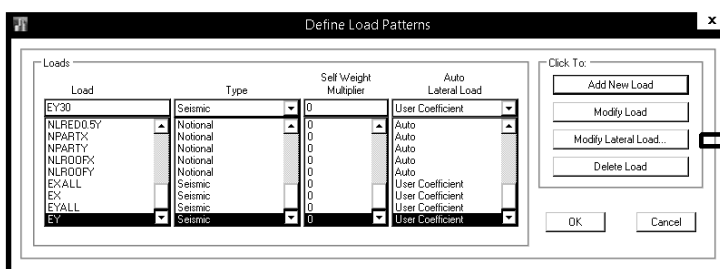
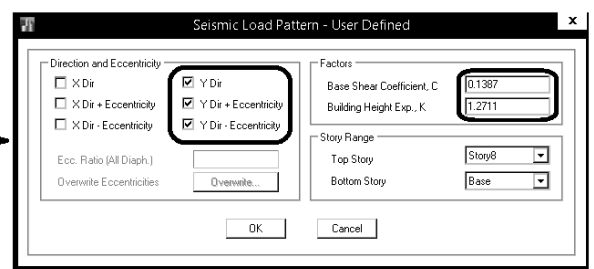
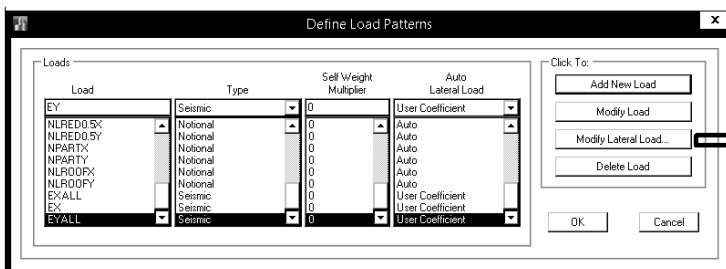
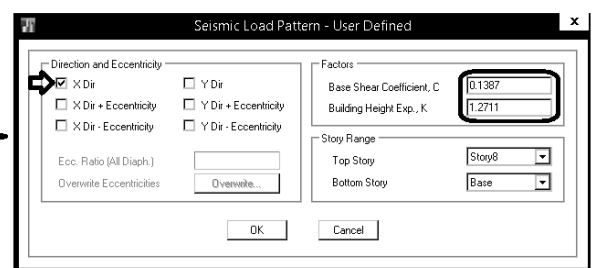
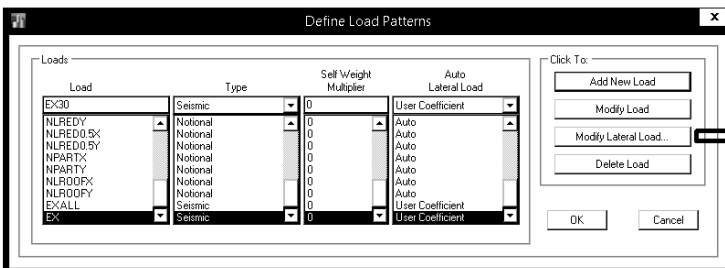
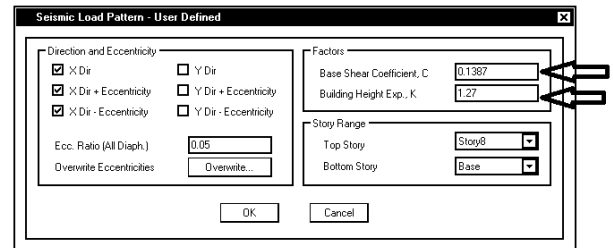
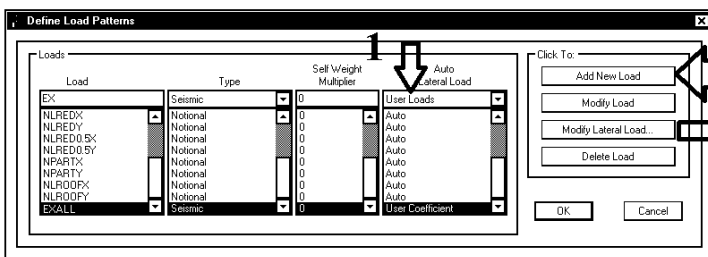
۶-۷-۵- استفاده از User Load



۶-۷-۶- 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	قاب خمشی
سیستم سازه	
Ru=	5
سازه صانقلاب دارد؟	خیر
زمان تناوب نرم افزار (T-ETABS)	5.00
To=	0.15
Ts=	0.7
SO=	1.1
S=	1.75
T= 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
$C-min=0.14*A*I$	0.05
$k=0.5*T+0.75$	1.2711
$C=A.B.I/R$	0.1387

- مقادیر EYALL, EYALL و نیز EX و EY به ترتیب زیر تعریف می شوند.
- EXALL اثرات سه زلزله EX, EXP و EXN را همزمان منظور می کند.
- EYALL اثرات سه زلزله EY, EYP 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.
- در ویرایش چهارم اثر نیروی شلاقی حذف شده است (چرا؟) و نیازی به منظور کردن نیروی شلاقی نمی باشد.



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

$$M_i = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_j \quad (7-3)$$

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 ، این برون مرکزی طبق ضابطه بند ۳-۷-۳ محاسبه می‌شود.

F_j : نیروی جانبی در تراز طبقه j

کلیه عناصر سازه باید برای لنگر پیچشی که بیشترین تلاش را در آن‌ها ایجاد می‌کند، طراحی شوند.

۳-۷-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. 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-ب) می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1/2 \Delta_{ave}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (8-3)$$

در این رابطه:

Δ_{max} = حداکثر تغییر مکان طبقه j

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j

۴-۷-۲-۵-۱۰-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاهتر از هجده متر، در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی سجابی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست.

۶-۷-۷- نیروی قائم زلزله

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

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

د- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

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

$$F_V = 0.6AIW_p \quad (۳-۹)$$

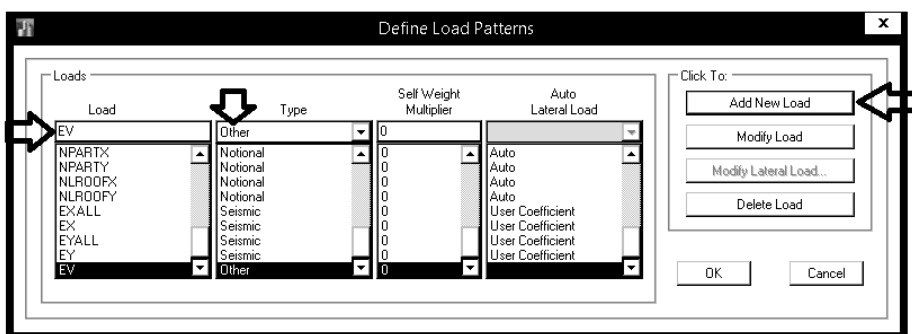
در این رابطه:

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

W_p : بار مرده به اضافه کل سربار آن

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

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

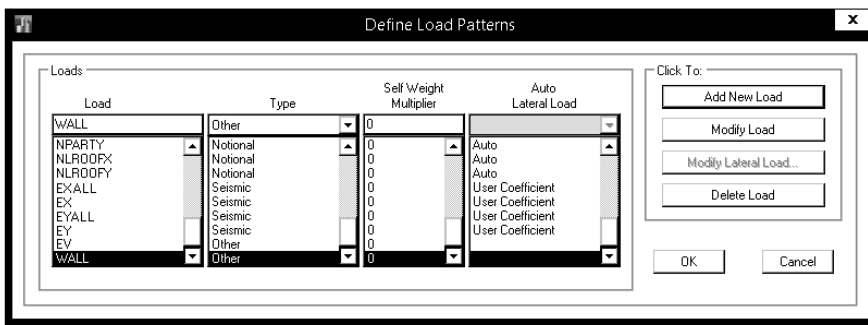


به چه علت EV از نوع seismic تعریف نشده است؟

بار EV در ویرایش چهارم چگونه با بارهای EX و EY ترکیب می‌شود؟

Wall بار ۸-۶-۸

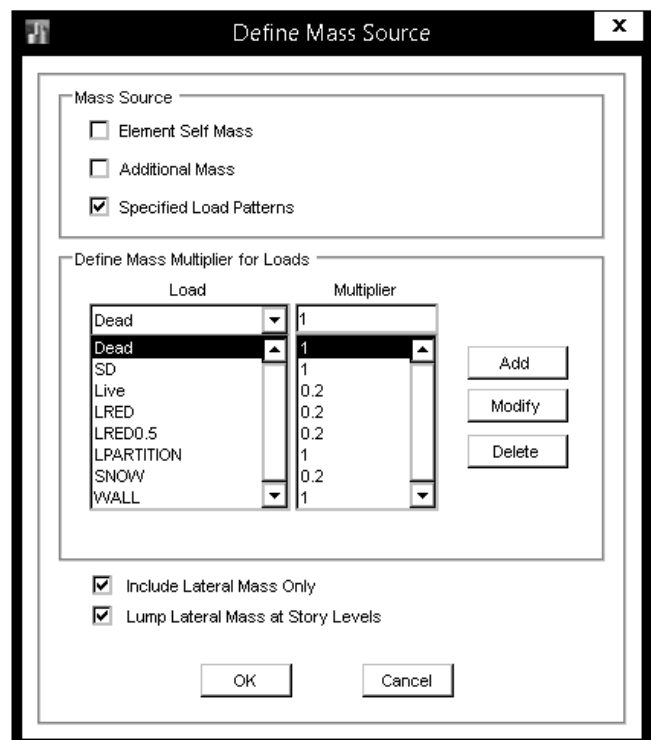
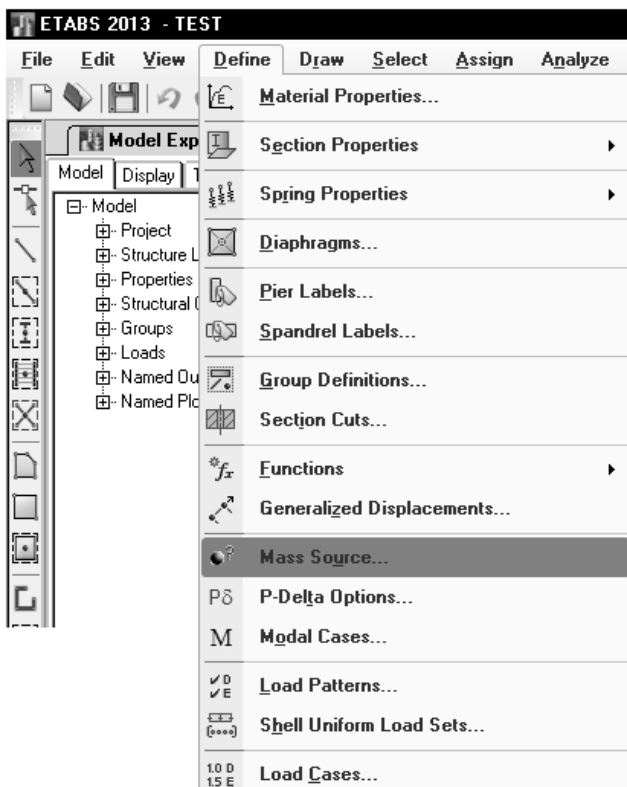
جهت اصلاح وزن لرزه ای دیوارها و تیغه ها، یک نوع بار خاص با نام WALL تعریف می کنیم و نوع آن را Other انتخاب می کنیم:

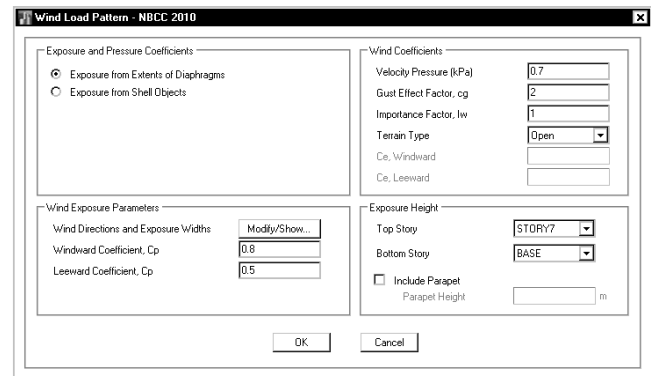
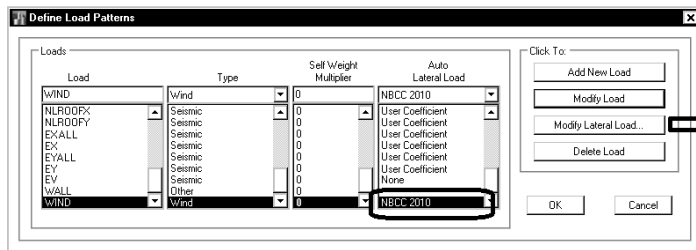


۹-۶-۹- وزن لرزه ای

جدول (۳-۲) درصد میزان مشارکت بارزنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

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





۱۰-۶-۲ فشار ناشی از باد بر ساختمان‌ها و سازه‌ها

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

$$p = I_w q C_e C_g C_p \quad (۱-۱۰-۶)$$

p = فشار خارجی که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح یا مکش به سمت خارج از سطح، عمل می‌کند.

I_w = ضریب اهمیت برای بار باد طبق جدول ۱-۶-۲

q = فشار مبنای باد بخش ۱-۶-۳ و جدول ۱-۶-۲

C_e = ضریب بادگیری طبق بند ۱-۶-۱۰-۶

C_g = ضریب اثر جهشی باد طبق بند ۱-۶-۱۰-۶

C_p = ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین‌گیری شده باشد.

۱۱-۶- 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.

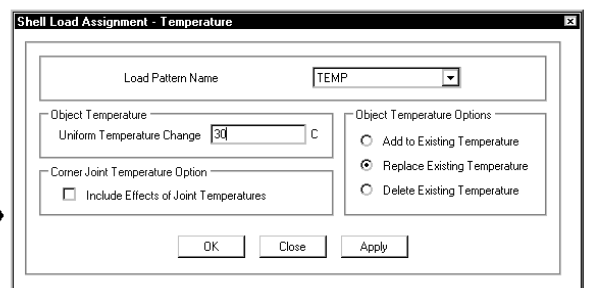
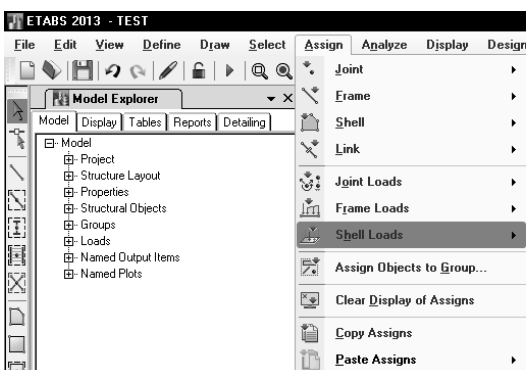
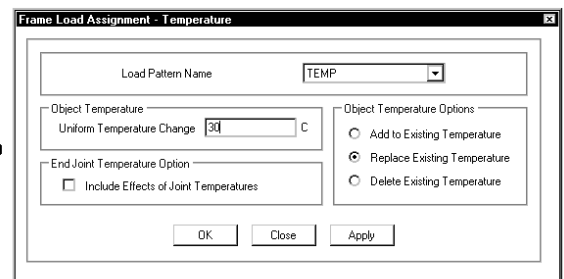
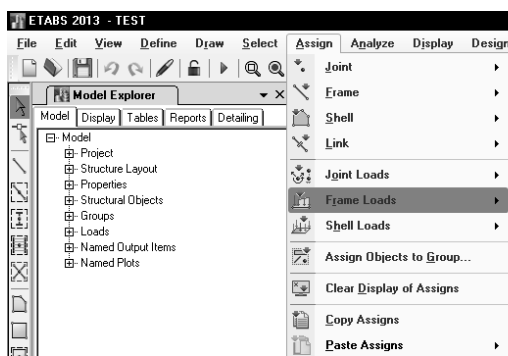
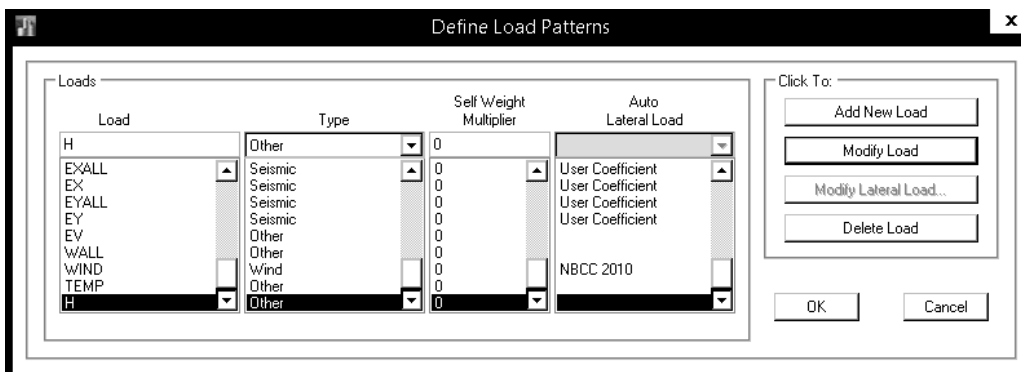
در صورت عدم امکان پیش بینی درز انبساط لازم است اثر تغییر شکل های حرارتی یا جمع شدگی بتن در تحلیل سازه منظور شود. عرض درز انبساط متناسب به تغییر شکل اجزای سازه ای از رابطه (۳-۱۲-۹) محاسبه می شود.

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

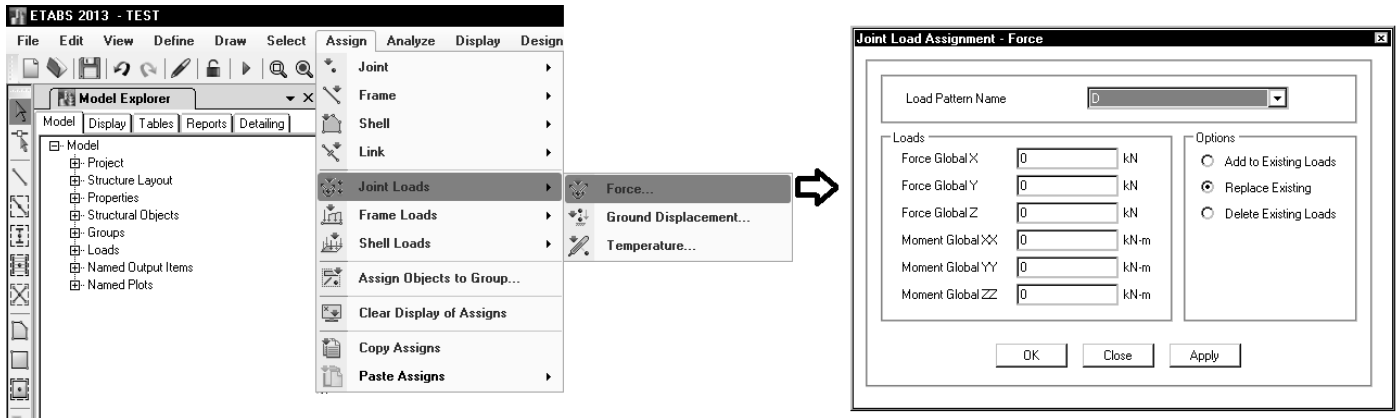
(۳-۱۲-۹)

در این رابطه، α برابر با $\frac{1}{10} \times 10^{-6}$ در نظر گرفته می شود. مقدار ΔT بر حسب تغییرات درجه حرارت در هر منطقه اختیار می شود. در صورتی که آمار قابل قبول مورد نیاز برای ΔT وجود نداشته باشد آن را برابر با ۶۰ درجه سلسیوس بر حسب حداقل ۳۰°C و حداکثر ۳۰°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.




۱۲-۶- اعمال بارهای گرهی



۱-۱۲-۶- بار آسانسور

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

ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱۱-۱۲	اتاق آسانسور	۳,۶	۱,۳ (بر روی سطحی برابر با ۵۰×۵۰ میلی متر وارد شود)
۱۲-۱۲	هر گونه ساختمان دیگر	۱	

سازمان نظام مهندسی استان تهران - دفتر کنترل ساختمان		 انجمن مهندسان کشاورزی، کشاورزی، کشاورزی
دو قهر راهبانی نکات حائز اهمیت و نثره های تازه		
گردآوری و تنظیم: حسین صفر وائو	زمان اولین بازنگری: آبان ۸۷	شماره بازنگری: ۲
صفحه: ۲۶	شماره مدرک: CTL-STR-CMSTK-001-R2	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.

۱۳-۶- منظور کردن زلزله ۳۰ درصد متعامد

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می‌شود.

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

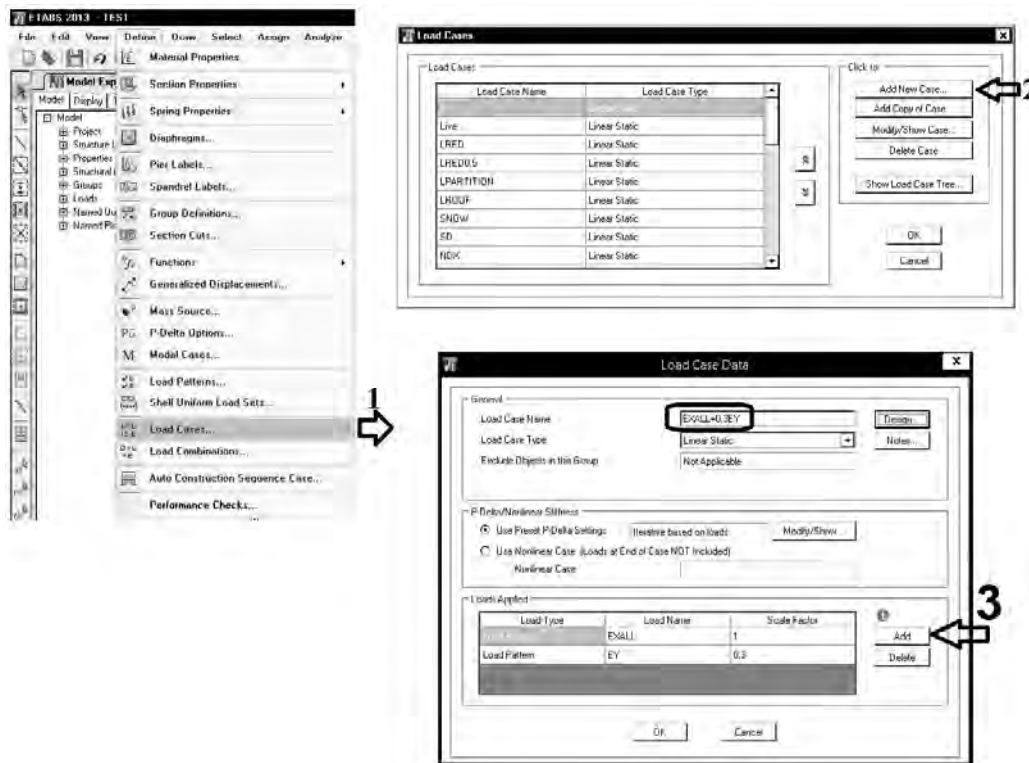
ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم برابر جانبی قرار دارند.

در موارد الف و ب امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله، می‌توان صد درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد. در طراحی اجزاء، بحرانی‌ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید ملحوظ گردند.

تبصره ۱: در ساختمان‌های مشمول بند ب فوق، چنانچه بار محوری ناشی از اثر زلزله، در ستون در هر یک از دو امتداد مورد نظر کمتر از ۲۰ درصد بار محوری مجاز ستون باشد، بکارگیری ترکیب فوق در آن ستون ضرورتی ندارد.

تبصره ۲: در مواردی که ترکیب صد در صد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته می‌شود، منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند ۳-۷، برای نیروی زلزله‌ای که در امتداد مربوط به ۳۰ درصد اعمال می‌شود، الزامی نیست.

۳-۱-۵ نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت آن امتداد یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.



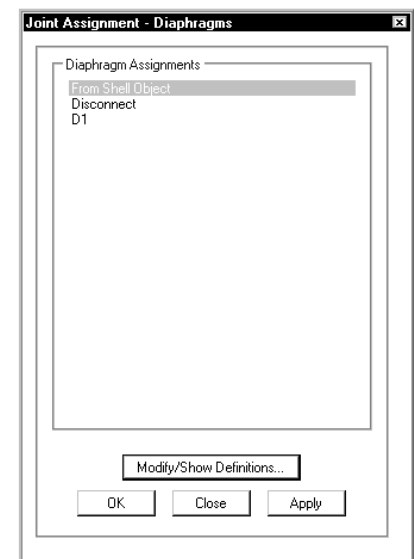
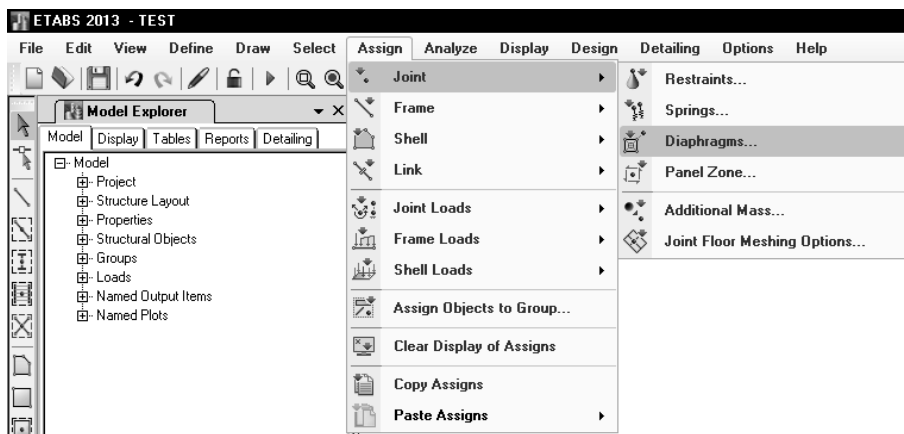
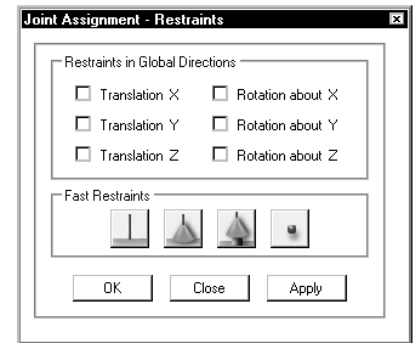
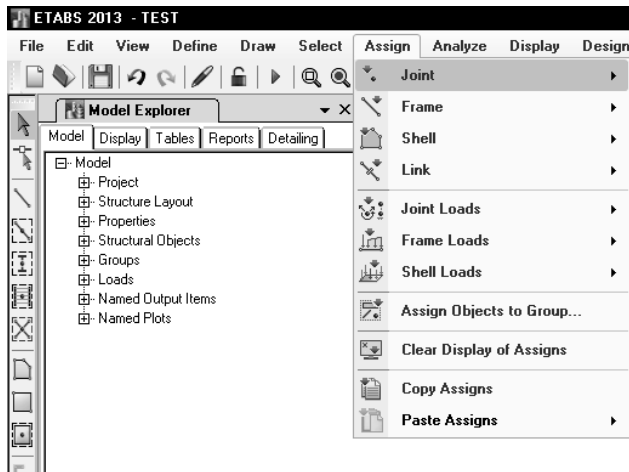
به همین ترتیب باید حالات بار زیر ایجاد شوند:

EX+EY30
EX-EY30
EY+EX30
EY-EX30

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

سوال: چرا حالت بار $EXALL+0.3EY+EV$ و بارهای مشابهی که شامل EV باشند تعریف نشده است؟

۱۴-۶- بررسی منوی Assign – Joint/Point

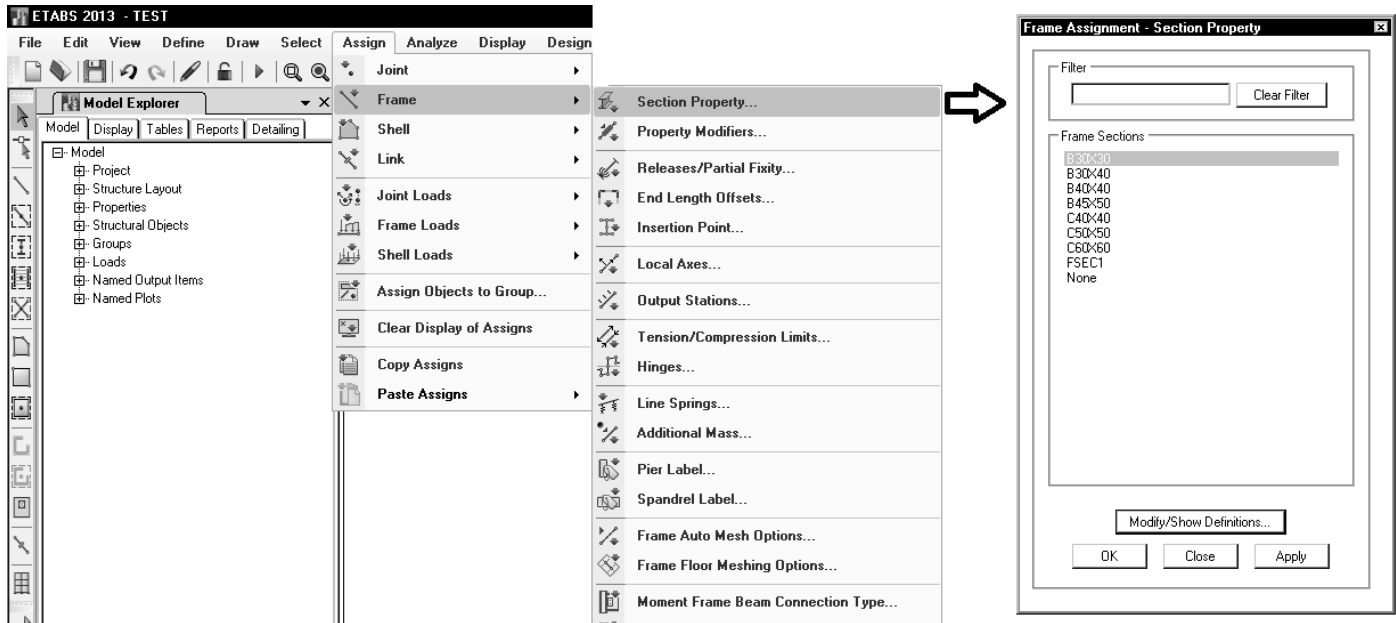


The image shows a sequence of steps in ETABS 2013 for defining a Panel Zone property. The main window displays the 'Assign' menu with 'Panel Zone...' selected. This opens the 'Joint Assignment - Panel Zone Property' dialog, which has a 'Modify/Show Definitions...' button. Clicking this button opens the 'Panel Zone Properties' dialog, where the 'Add New Property...' button is selected. This leads to the 'Panel Zone Data' dialog, which is configured with the following settings:

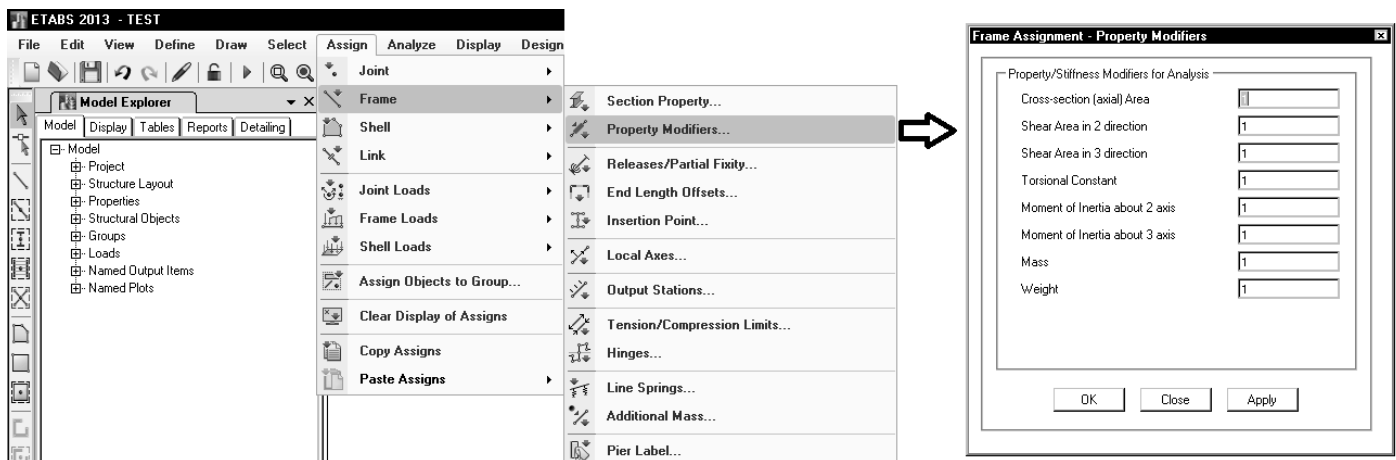
- General:** Property Name: PZone1; Property Notes: Modify/Show...
- Properties:**
 - Elastic Properties from Column
 - Elastic Properties from Column and Doubler Plate (Doubler Plate Thickness: [] mm)
 - Specified Spring Properties (Major Moment/Rotation: [] kN-m/rad; Minor Moment/Rotation: [] kN-m/rad)
 - Specified Link Property (Property: [])
- Connectivity:**
 - Beam - Column
 - Beam - Brace
 - Brace - Column
- Local Axis:**
 - From Column
 - Angle ([] deg)

۶-۱۵-Assign - frame/Line بررسی منوی

۶-۱۵-۱- تغییر مقطع عضو



۶-۱۵-۲- اعمال ضرایب ترک خوردگی



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

۹-۱۳-۸-۴ 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 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 مقطع کل منظور نمود.

در رابطه با سختی پیچشی اعضا می توان طبق توصیه زیر، از ضریب 0.15 برای تیرها استفاده نمود:

سازمان نظام مهندسی استان تهران - دفتر کنترل ساختمان		 انجمن مهندسان سازه های سازه های سازه های
گردآوری و تنظیم: حسین صفرمروانی		
دقت در راههای نکات محاسبات و نشرهای سازه		شماره بازنگری: ۳
صفحه: ۳۰	زمان اولین بازنگری: آبان ۸۷	شماره مدرک: CTL-STR-CMSTK-001-R3
		زمان بازنگری: دی ۸۷

۹- نکات مهم در فایل مدل کامپیوتری سازه های بتنی

- 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.
 - 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.
 - 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 ۰/۷ و برای تیرها برابر ۰/۳۵ در نظر گرفته شود. همچنین برای تیرها ضریب ترک خوردگی سختی پیچشی، طبق ضوابط تفسیر آیین نامه بتن ایران، برابر ۰/۱۵ 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 ۱/۰ و برای تیرها برابر ۰/۵ در نظر گرفته شود. در صورتی که از زمان تناوب تحلیلی سازه برای محاسبه برش پایه کنترل تغییر مکان جانبی (طبق تبصره بند ۶-۷-۳-۴ مبحث 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 ۰/۷ ثانیه باشد، مقدار مجاز تغییر شکل جانبی نسبی طرح به ۰/۰۲ محدود گردد. (حتی اگر زمان تناوب تجربی سازه کمتر از ۰/۷ 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 ۱/۰ و برای تیرها برابر ۰/۵ در نظر گرفته شود.
 - 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 ۰/۱۵ 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 مهارنشده جهت تحلیل سازه (محاسبه نیروهای داخلی و تغییر مکانها):

Beam

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	0.15
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.35
Mass	0.85
Weight	0.85
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

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	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

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

Beam

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	0.15
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	0.85
Weight	0.85
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

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	1
Mass	1
Weight	1
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="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 $I_g/5$ و برای ستونها و دیوارها I_g منظور شود. 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:

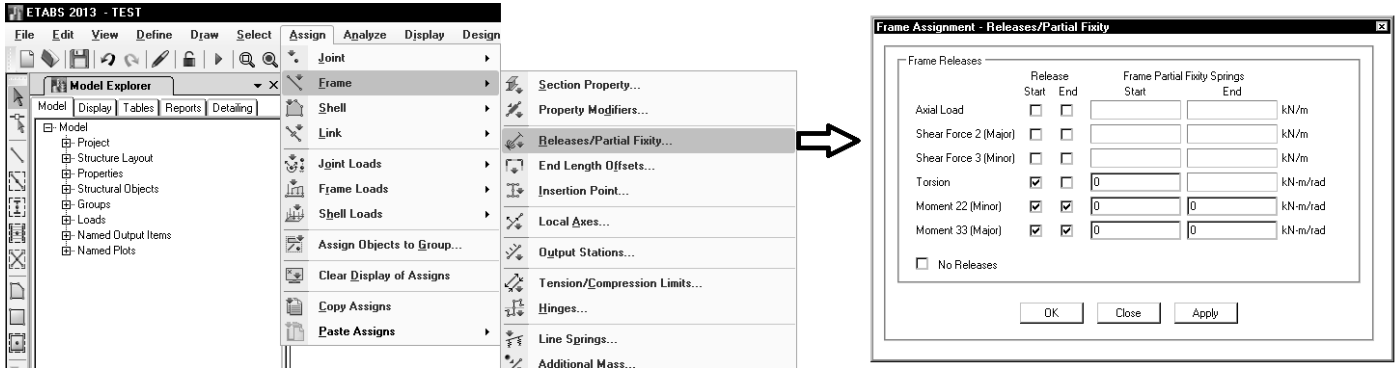
Beam

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
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

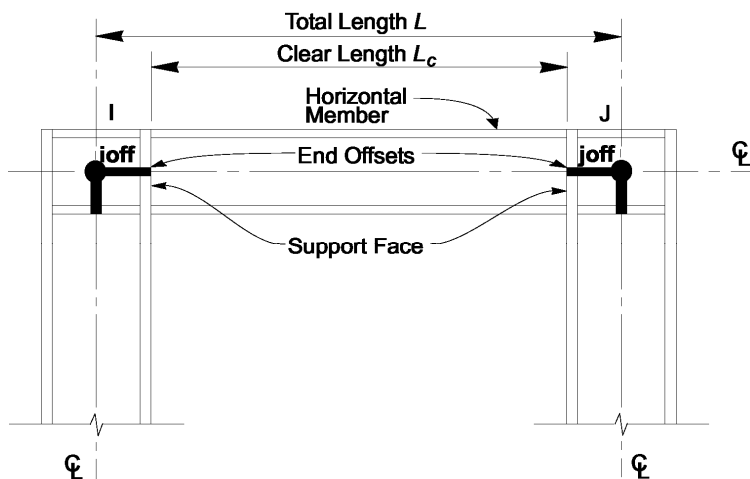
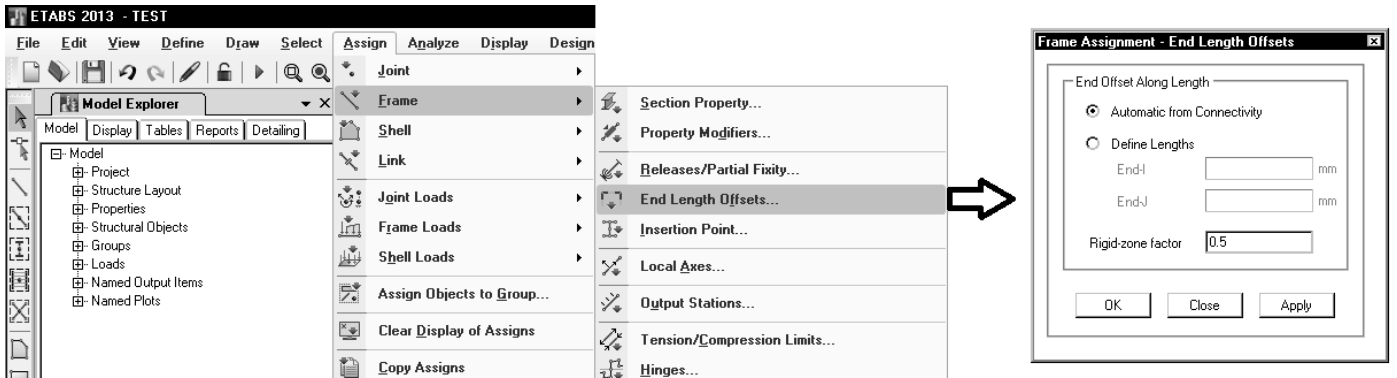
Column

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	1
Mass	1
Weight	1
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

۳-۱۵-۶- تعریف مفصل در انتهای عضو

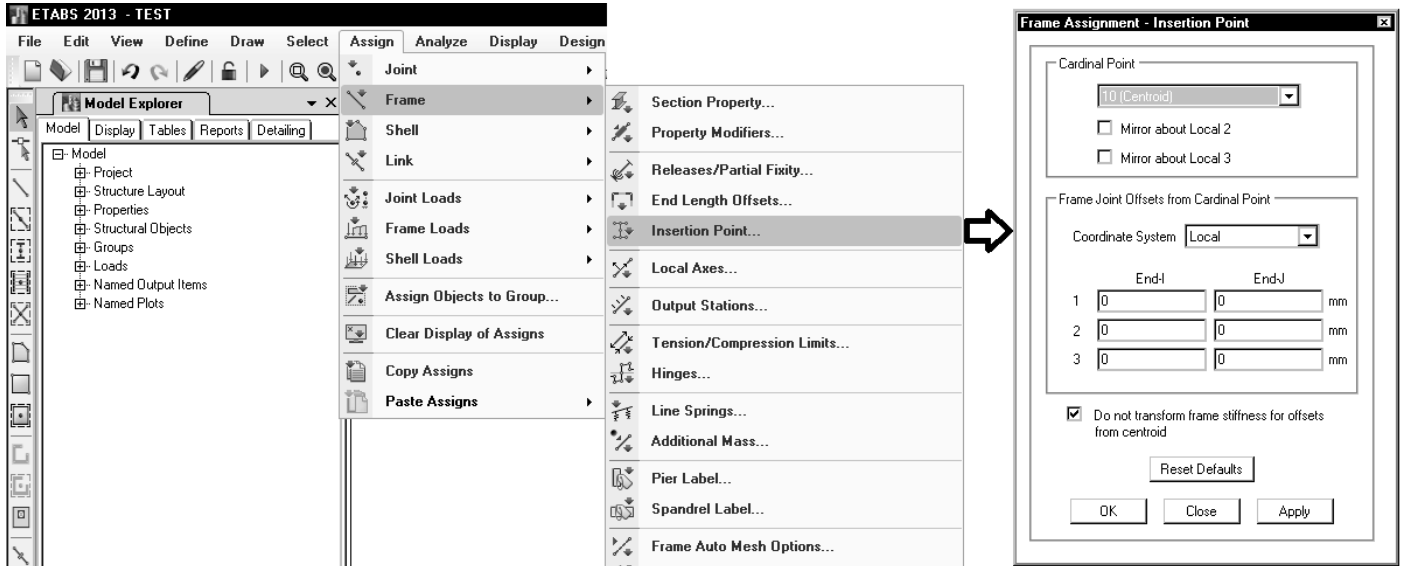


۴-۱۵-۶- اصلاح اتصال انتهایی اعضا

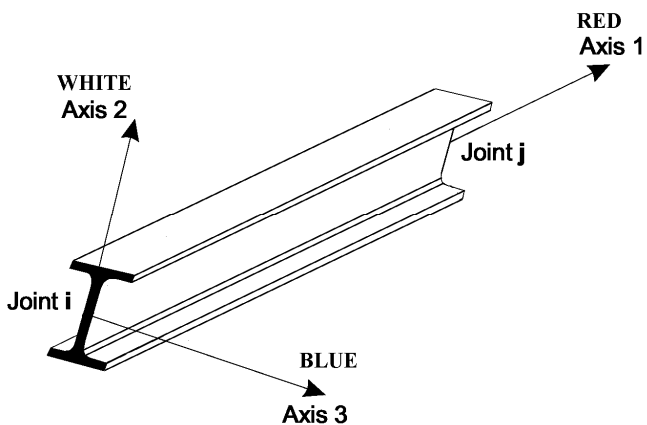
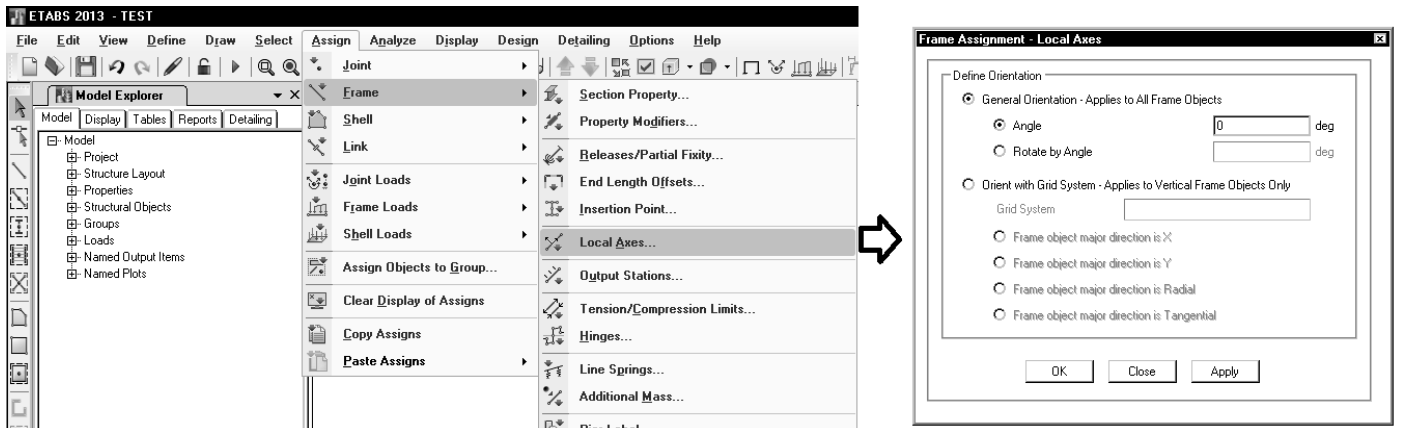


The default value for **rigid** is zero. The maximum value of unity would indicate that the end offsets are fully rigid. You must use engineering judgment to select the appropriate value for this parameter. It will depend upon the geometry of the connection, and may be different for the different elements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

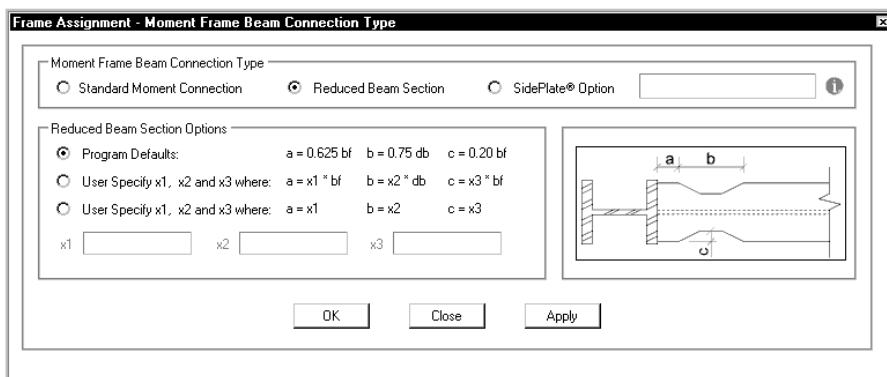
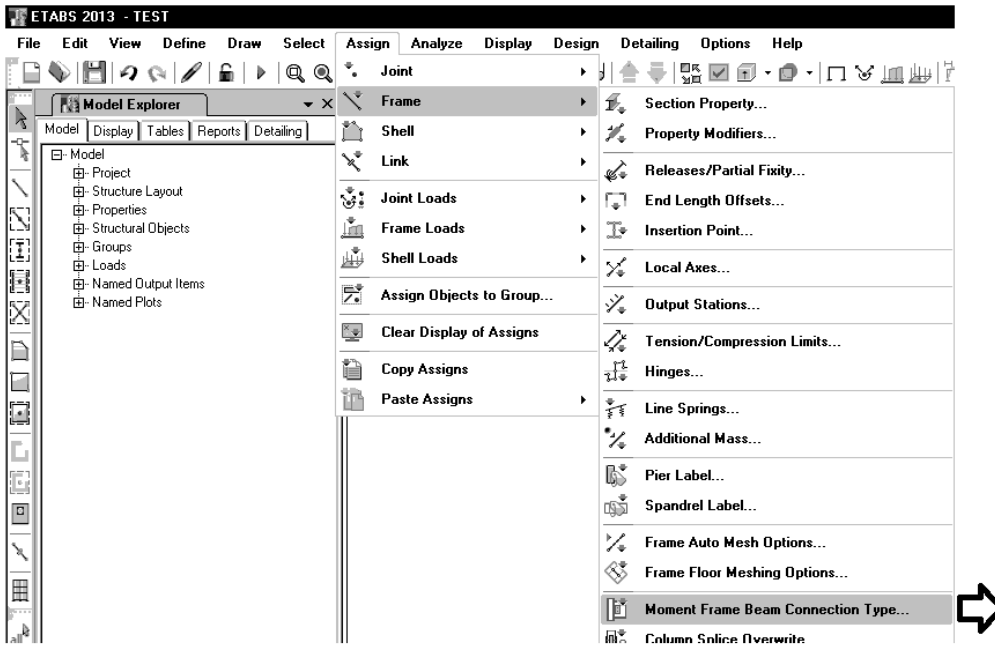
۶-۱۵-۵- تغییر موقعیت قرار گیری اعضا نسبت به آکس آنها



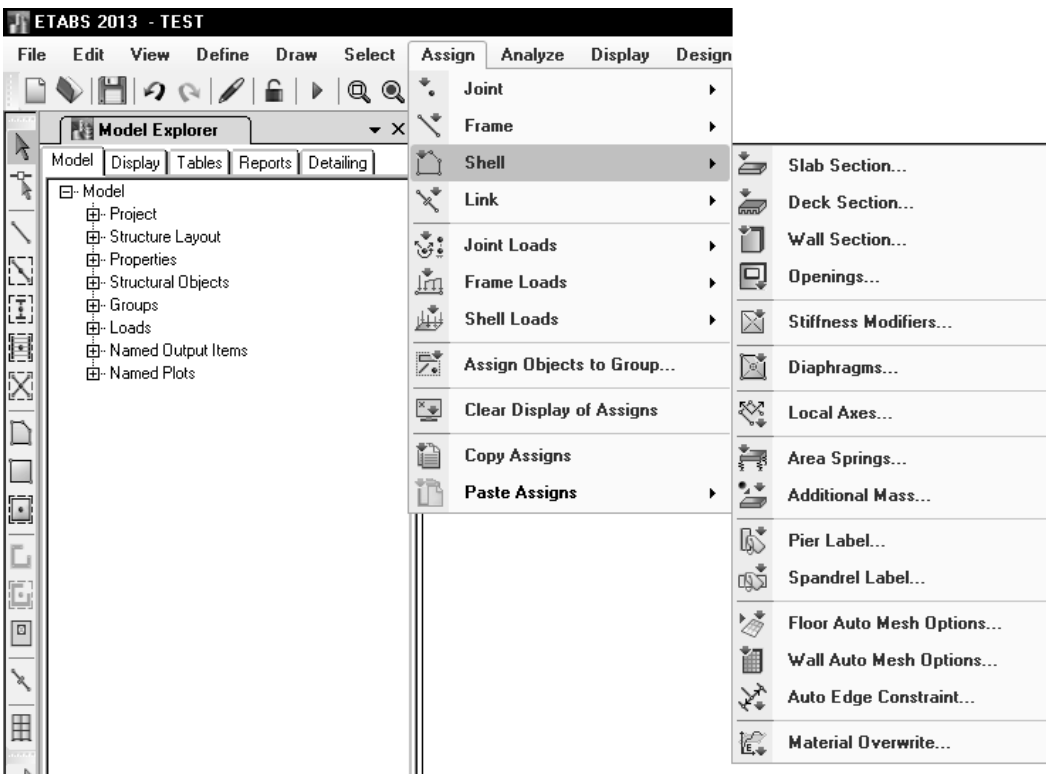
۶-۱۵-۶- مختصات محلی عضو



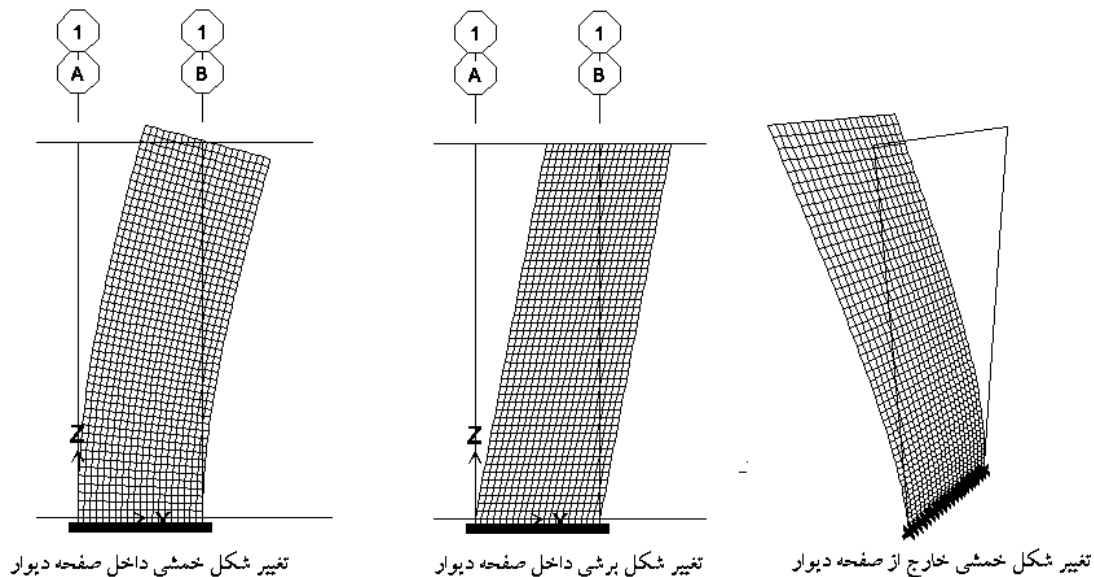
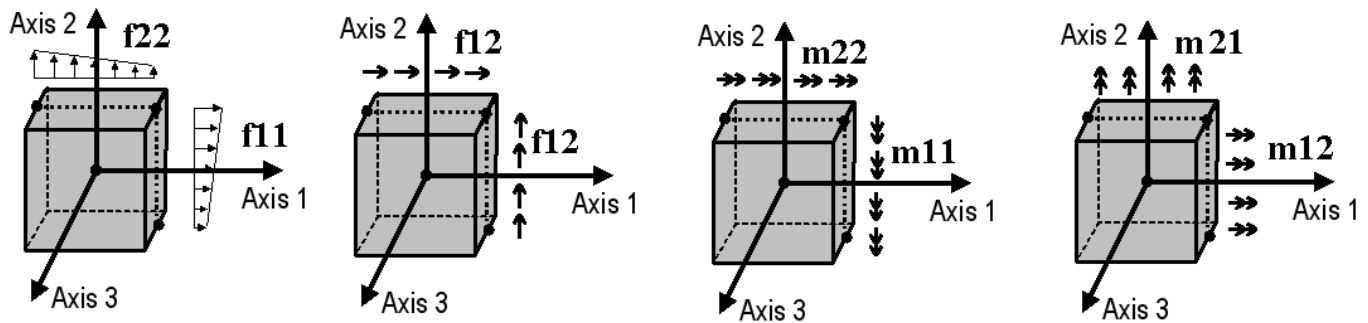
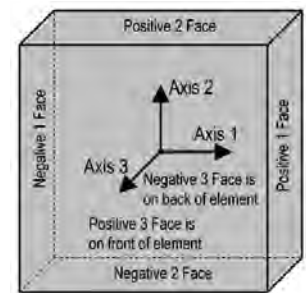
۶-۱۵-۷- تعیین نوع اتصال در قاب های خمشی فولادی



۶-۱۶- بررسی منوی shell - Assign



۶-۱۶-۱- 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:

- f_{12} controls shear behavior through the GA component
- f_{11} controls flexure through EI
- f_{22} 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 f_{11} for frames and either f_{11} or f_{22} for shells.

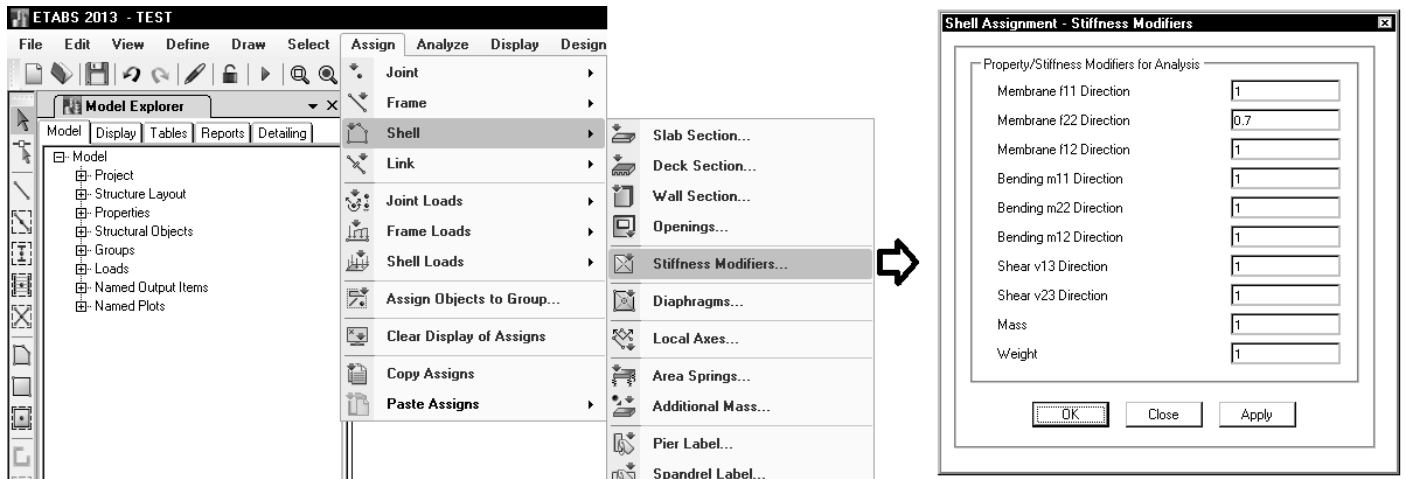
ACI 318-08, Section 8.8 provides modification factors. No recommendation is made for shear, though users should modify GA when shear walls experience stiffness degradation upon cracking.

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 f_{22} for wall piers and f_{11} for spandrels.**

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

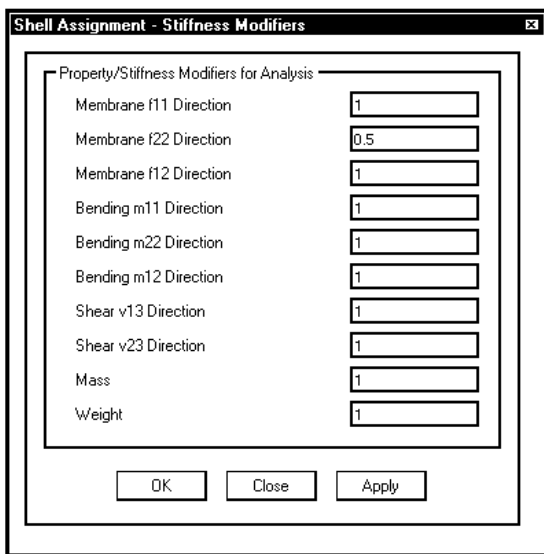
مرجع: www.wiki.csiberkeley.com

دیوار برشی در صورتی که تحت بارهای جانبی ترک نخورد:

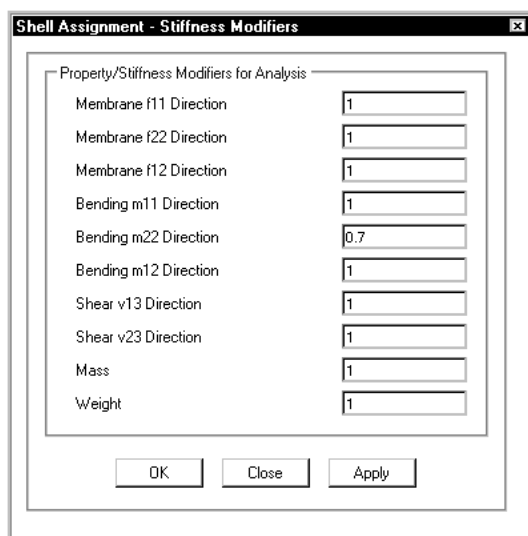


در این حالت تنها سختی خمشی داخل صفحه دیوار اصلاح می شود.

دیوار برشی در صورتی که تحت بارهای جانبی ترک خورد:

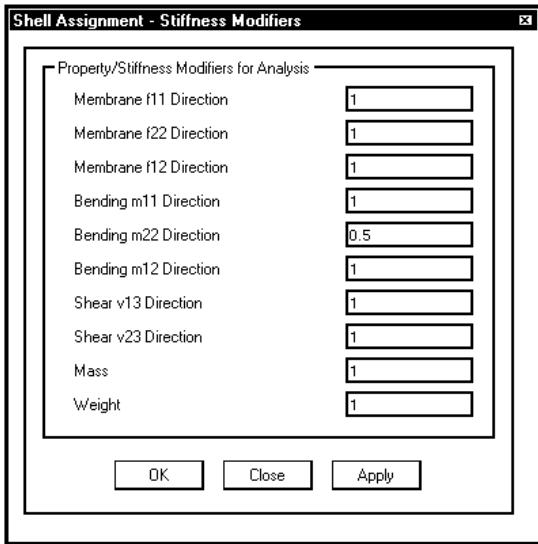


دیوار حایل در صورتی که تحت بارهای جانبی عمود بر صفحه (فشار خاک) ترک نخورد:

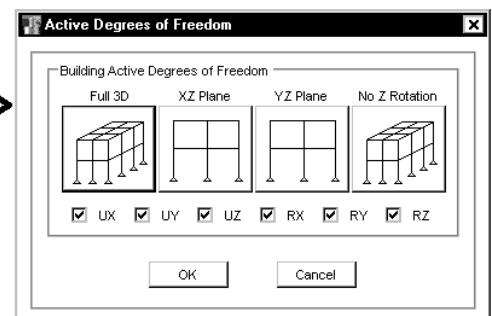
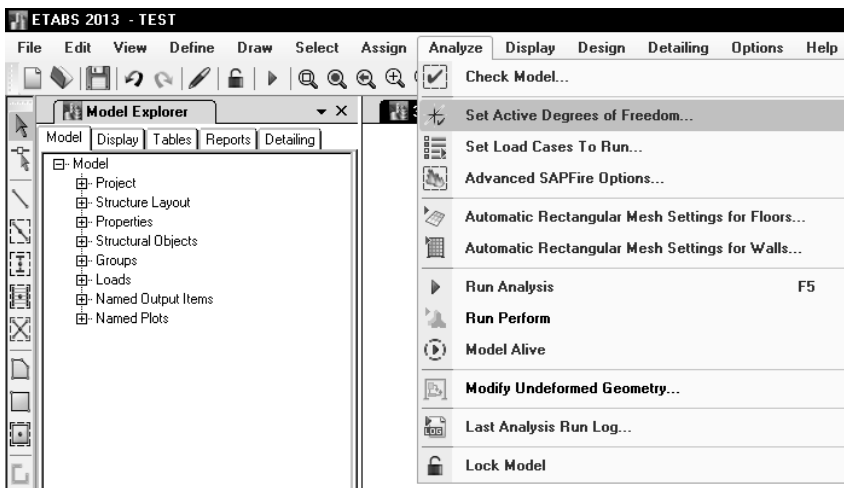
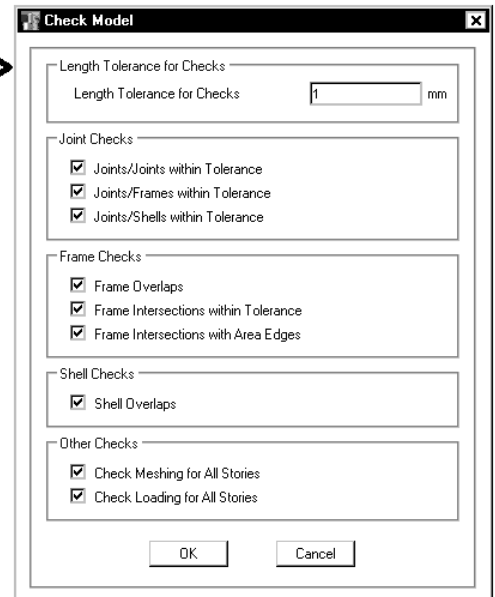
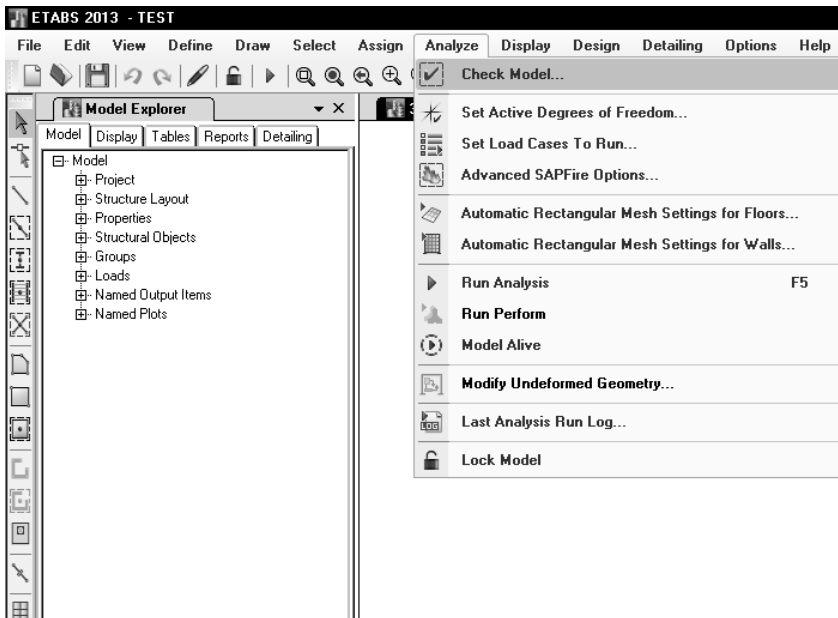


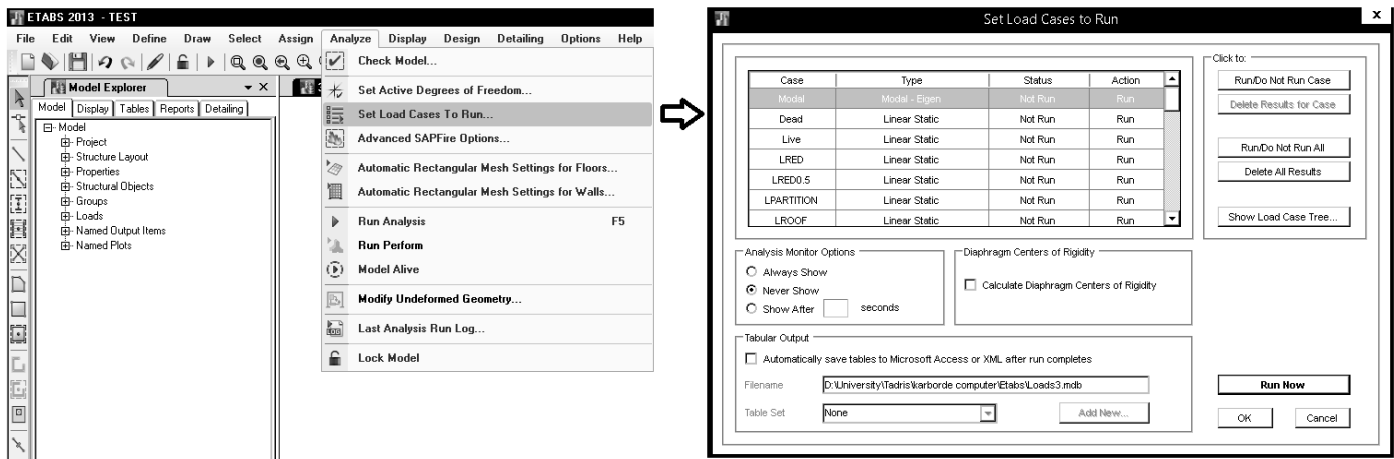
دیوار حایل در صورتی که تحت بارهای جانبی عمود بر صفحه (فشار خاک) ترک خورد:

www.SoftGozar.com



۷- تنظیم پارامترهای تحلیل سازه





۷-۱-۱ 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 $1.2D+1.2SD+L+L0+0.2S$ وارد شود که در آن D بار مرده، SD بار مرده اضافی، L بار زنده قابل کاهش، L0 بار زنده غیر قابل کاهش طبقات، و S بار برف می باشد. دقت شود که در ترکیب فوق بار زنده برف (LR) 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.

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

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

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

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

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

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

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

Load Pattern	Scale Factor
Dead	1.2
Live	1.2
LPARTITION	1
LRED0.5	0.5
SD	1.2
SNOW	0.2

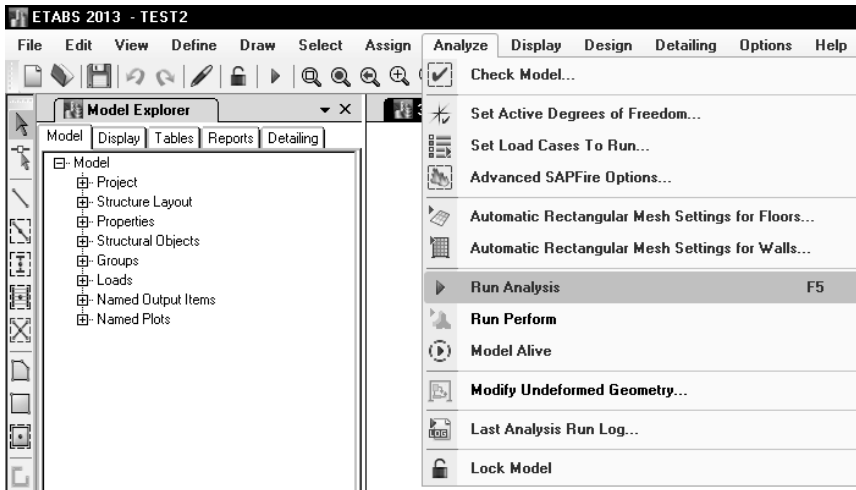
متن زیر مربوط به راهنمای نرم افزار ETABS می باشد که نحوه انتخاب ترکیب بار برای اثر P-delta را تشریح می کند:

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:

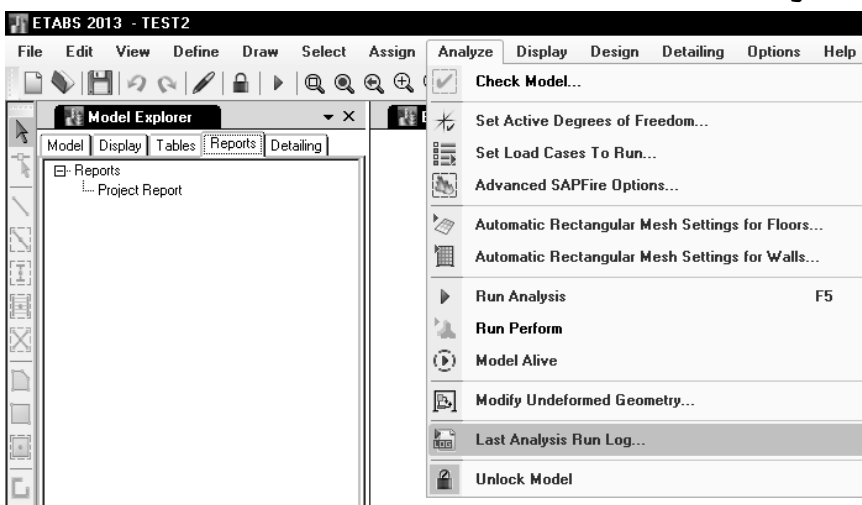
- (1) 1.4 dead load
- (2) 1.2 dead load + 1.6 live load
- (3) 1.2 dead load + 0.5 live load + 1.3 wind load
- (4) 1.2 dead load + 0.5 live load - 1.3 wind load
- (5) 0.9 dead load + 1.3 wind load
- (6) 0.9 dead load - 1.3 wind load

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.

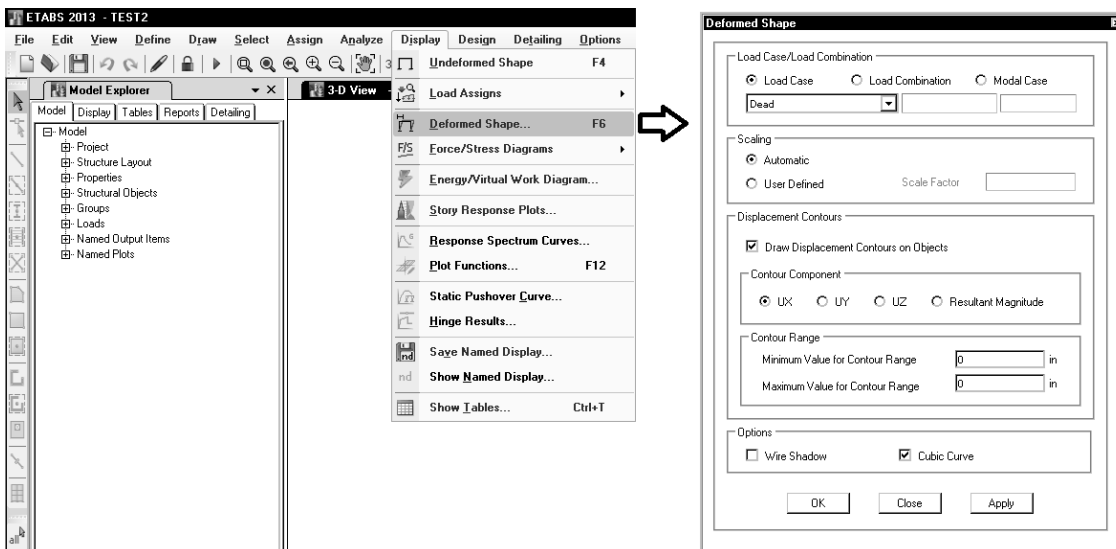
۲-۲-۷- تحلیل سازه و بررسی نتایج تحلیل



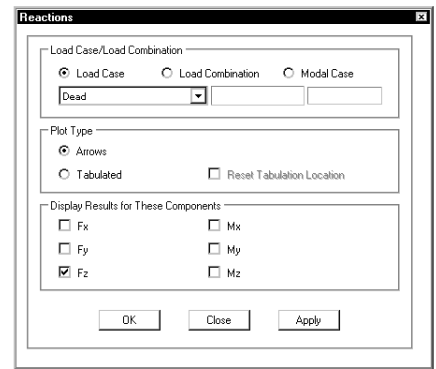
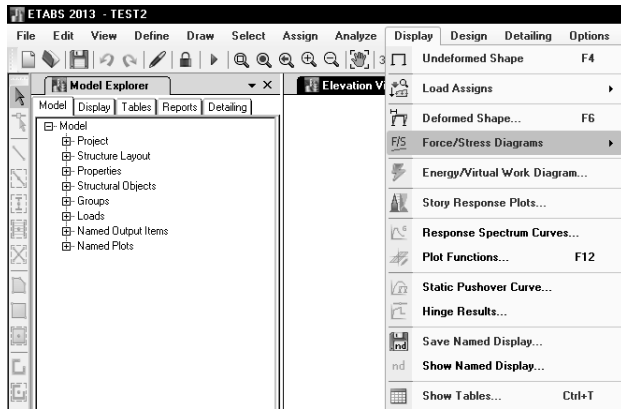
۲-۲-۷-۱- بررسی پایداری سازه و خطاهای آنالیز



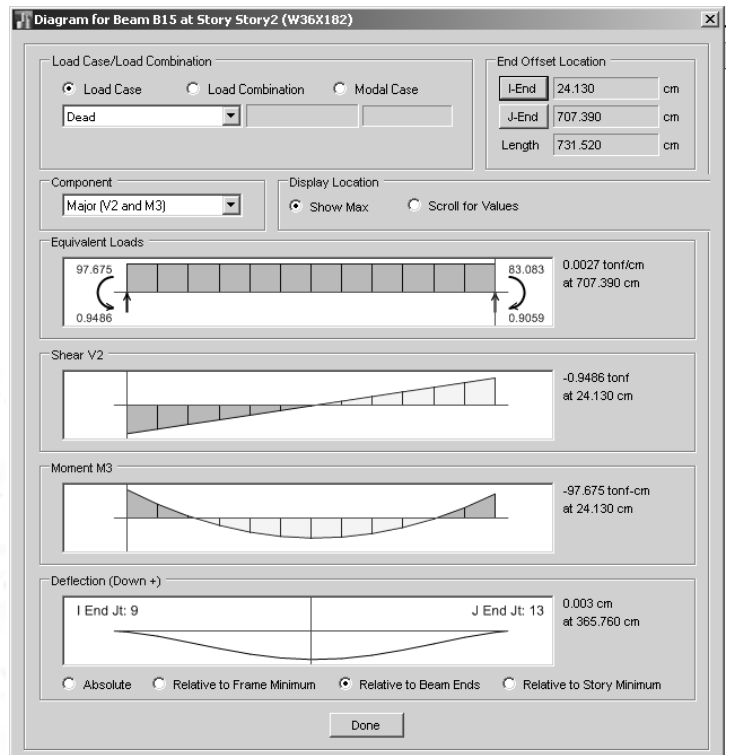
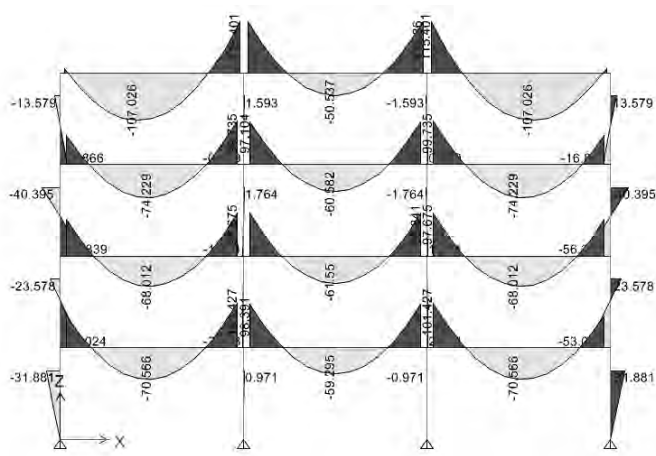
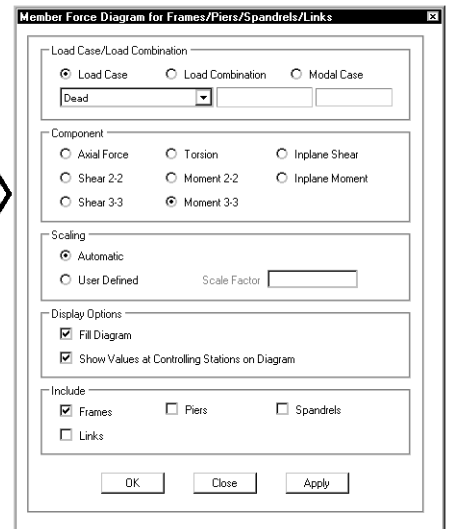
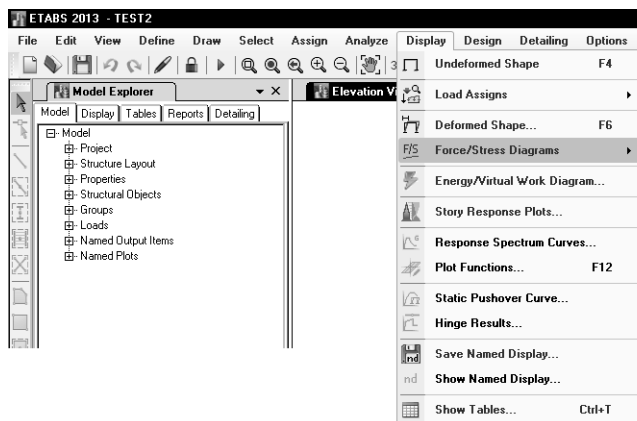
۲-۲-۷-۲- مشاهده تغییر شکل سازه



۳-۲-۷- مشاهده عکس عملهای تکیه گاهی

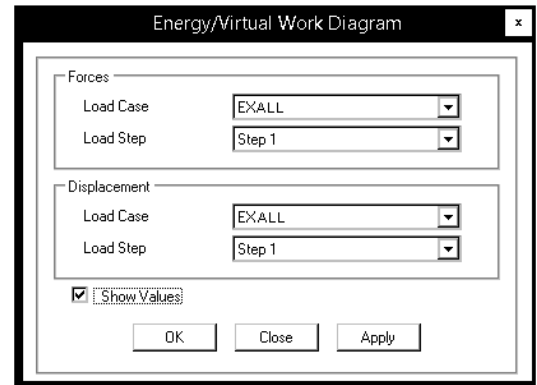
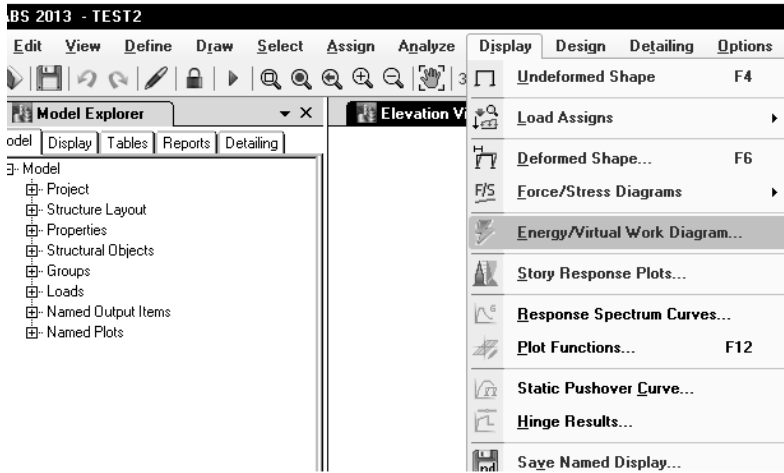


۴-۲-۷- مشاهده نمودار نیروهای داخلی اعضا

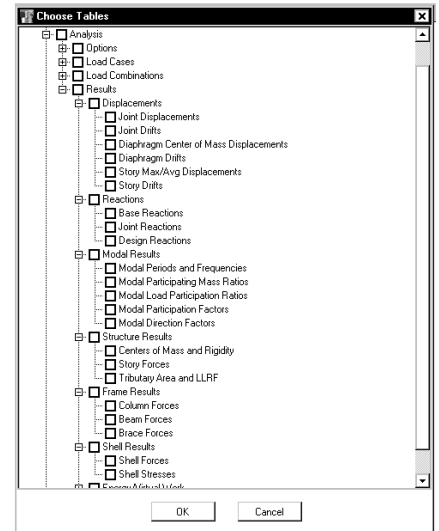
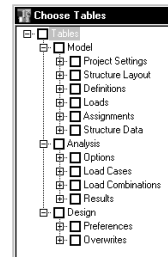
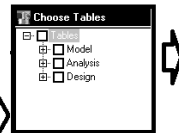
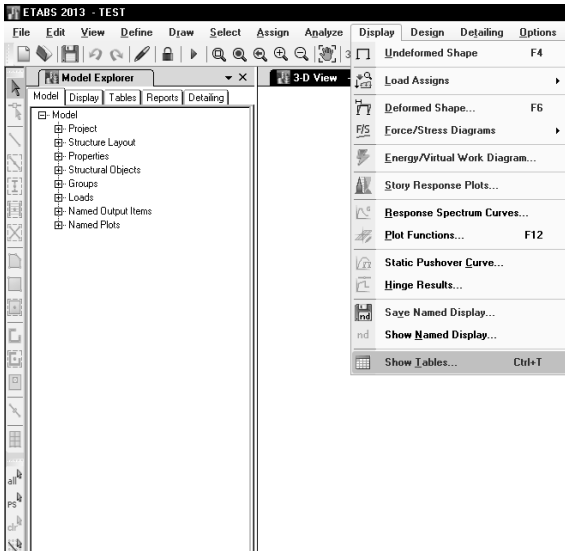


۷-۲-۵- مشاهده انرژی اعضا

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



۷-۳- استخراج نتایج تحلیل به صورت جدول



ETABS 2013 - Loads3

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

Model Explorer

- Tables
 - Model
 - Analysis
 - Options
 - Response Spectrum Functions
 - Time History Functions
 - Load Cases
 - Load Combinations
 - Results
 - Displacements
 - Joint Displacements
 - Joint Drifts
 - Diaphragm Center of Mass Displ
 - Diaphragm Drifts
 - Story Max/Avg Displacements
 - Story Drifts
 - Reactions
 - Base Reactions
 - Joint Reactions
 - Design Reactions
 - Modal Results
 - Modal Periods and Frequencies
 - Modal Participating Mass Ratios
 - Modal Load Participation Ratios
 - Modal Participation Factors
 - Modal Direction Factors
 - Structure Results
 - Centers of Mass and Rigidity
 - Story Forces
 - Tributary Area and LLRF
 - Frame Results
 - Shell Results
 - Energy/Virtual Work
 - Design
 - Table Sets

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

Model Display Tables Reports Detailing

Story Max/Avg Displacements

1 of 10 Reload Apply

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average mm	Ratio
Ridge	EXALL	Filter: EV			
Story8	EXALL	EXALL 1			
Story7	EXALL	EXALL 2			
Story6	EXALL	EXALL 3			
Story5	EXALL	EXALL+0.3EY 1			
Story4	EXALL	Clear Filter		31.3	1.098131
Story3	EXALL	Clear All Filters		73.9	1.097968
Story2	EXALL	Sort Ascending		51.2	1.097252
Story1	EXALL	Sort Descending		42.4	1.095276
		Clear Sort			
		Copy			

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

۸- 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

- Tables
 - Model
 - Analysis
 - Options
 - Load Cases
 - Load Combinations
 - Results
 - Displacements
 - Reactions
 - Modal Results
 - Structure Results
 - Centers of Mass and Rigidity
 - Story Forces
 - Tributary Area and LLRF
 - Frame Results
 - Shell Results
 - Energy/Virtual Work
- Design
 - Table Sets

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

Centers of Mass and Rigidity

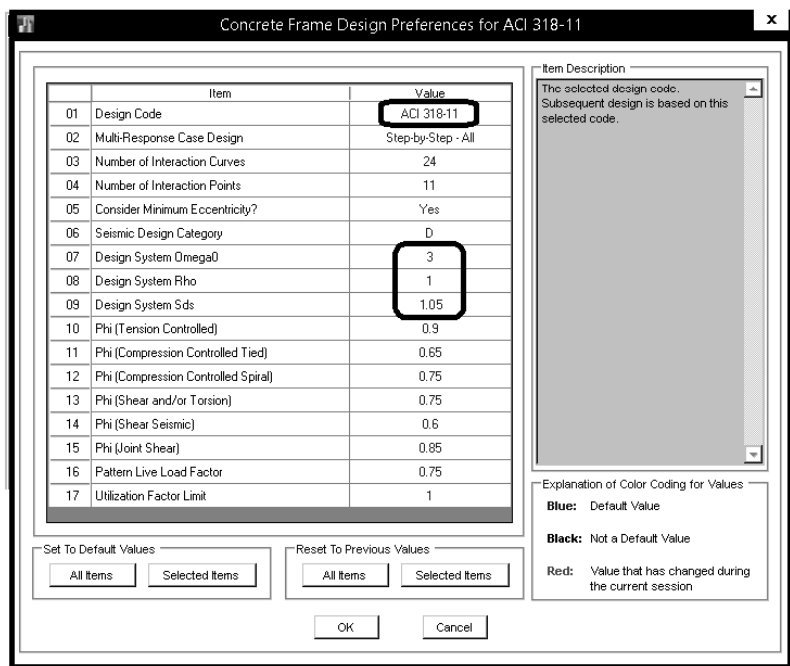
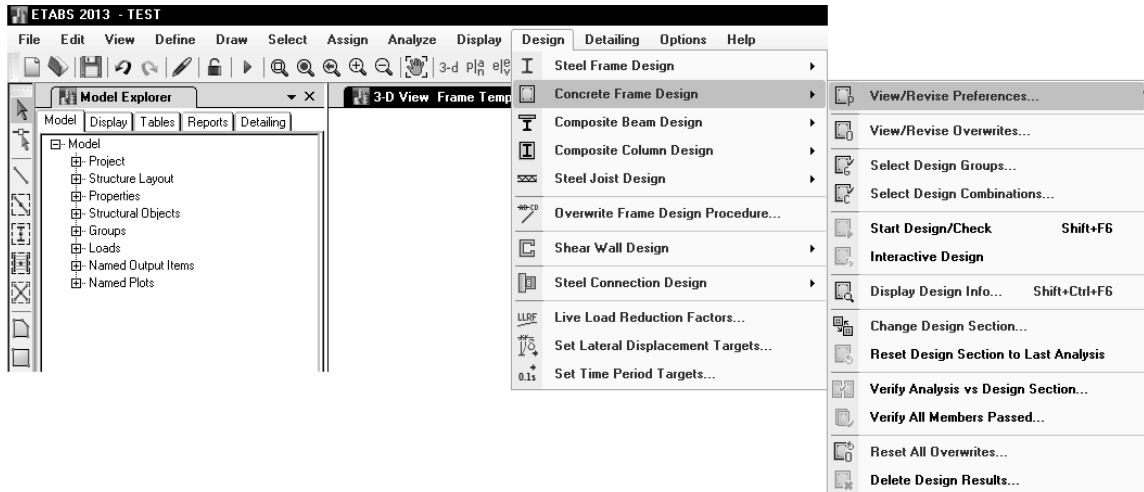
1 of 8 Reload Apply

	Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	XCM m	YCM m	Cumulative X 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 خرپشته قرار دارد، اضافه گردد.

۹- طراحی سازه های بتنی

۹-۱- انتخاب آیین نامه بتن



ضریب Sds و نحوه منظور کردن زلزله قائم:

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

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

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

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

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

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

ضریب Rho:

۳-۳-۱ ضریب نامعینی سازه ρ

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

الف- ساختمان منظم در پلان بوده و در طبقاتی که نیروی برشی بیش از 35% نیروی برشی پایه ساختمان در آن‌ها ایجاد می شود، دارای حداقل دو دهانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر طرف مرکز جرم ساختمان و در هر امتداد اصلی ساختمان باشند. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بردو سوم ارتفاع طبقه به دست می آید.

ب- هر طبقه‌ای از ساختمان که در آن بیش از 35% نیروی برشی پایه ایجاد شود باید با توجه نوع سیستم سازه-ای ضوابط جدول (۳-۳) را دارا باشد.

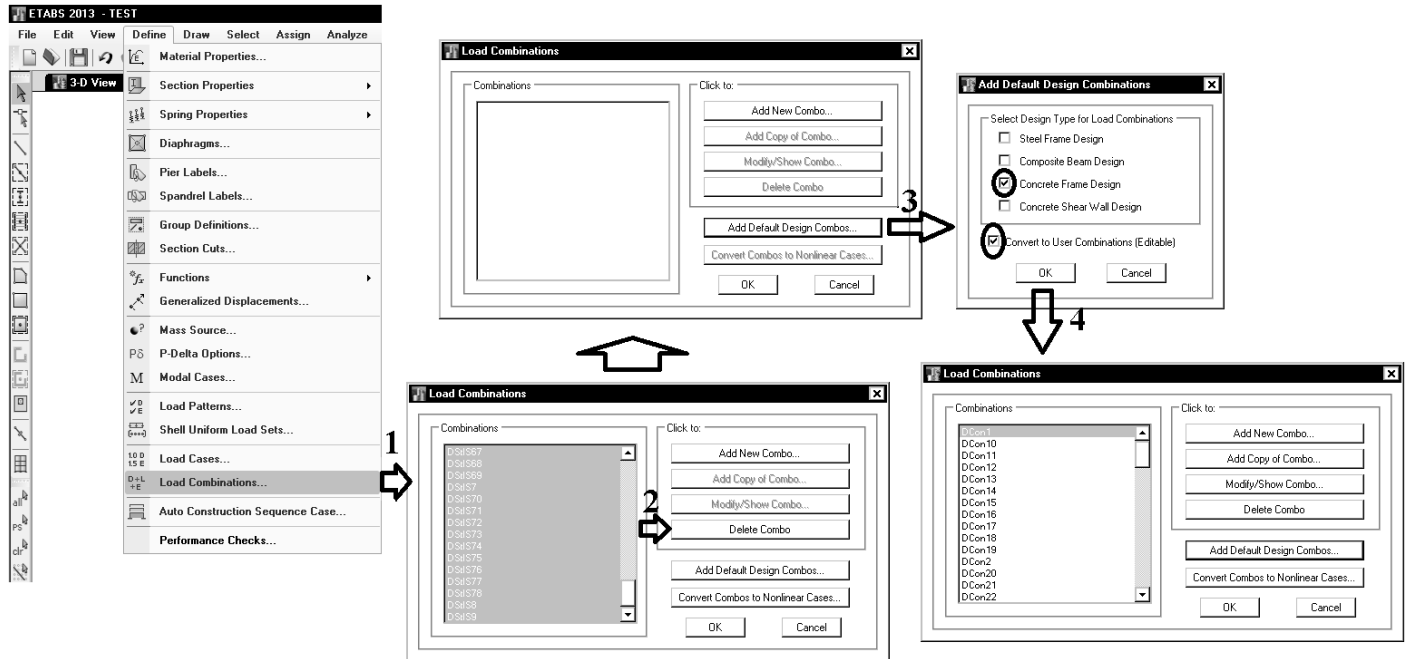
جدول (۳-۳) ضوابط استفاده از ρ برابر ۱ برای مواردی که بیش از 35% نیروی برش پایه در طبقه‌ای از ساختمان ایجاد می شود

ضوابط	نوع سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی
حذف یک مهاربند یا اتصال آن منجر به از دست رفتن بیش از 33% مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.	قاب ساده مهاربندی شده
از دست رفتن مقاومت خمشی در اتصالات دو انتهای یک تیر منجر به از دست رفتن بیش از 33% مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.	قاب خمشی
حذف یک دهانه دیوار برشی منجر به از دست رفتن بیش از 33% مقاومت برشی طبقه نشود و ضمناً باعث ایجاد نامنظمی شدید پیچشی در پلان مذکور در بند ۱-۷-۱ نگردد.	دیوار برشی

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

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

۹-۲- 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-2011 به صورت دستی وارد نمایید، ترکیب بارهای زیر باید وارد شوند:

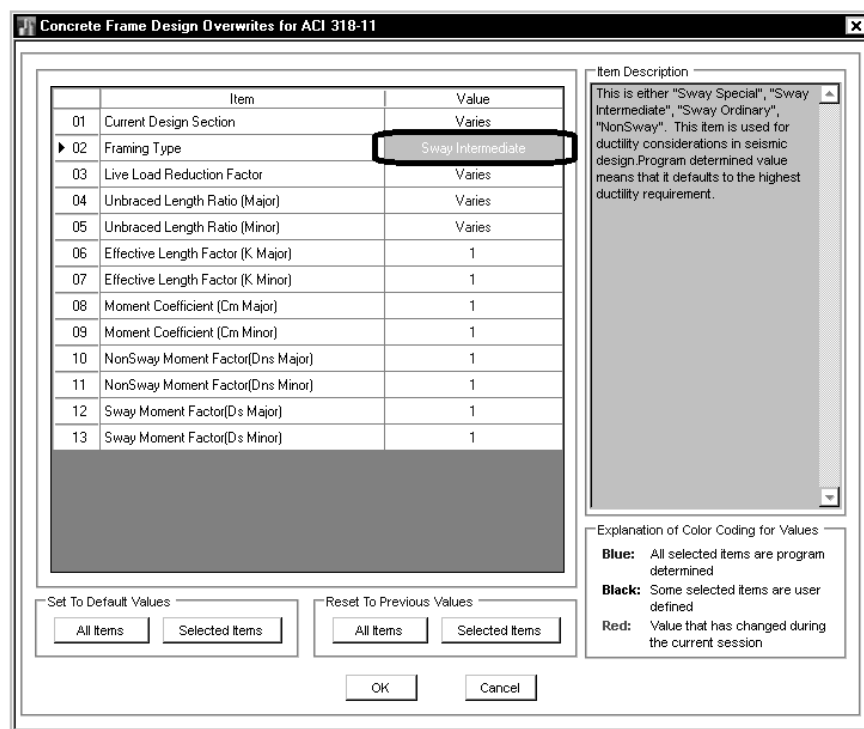
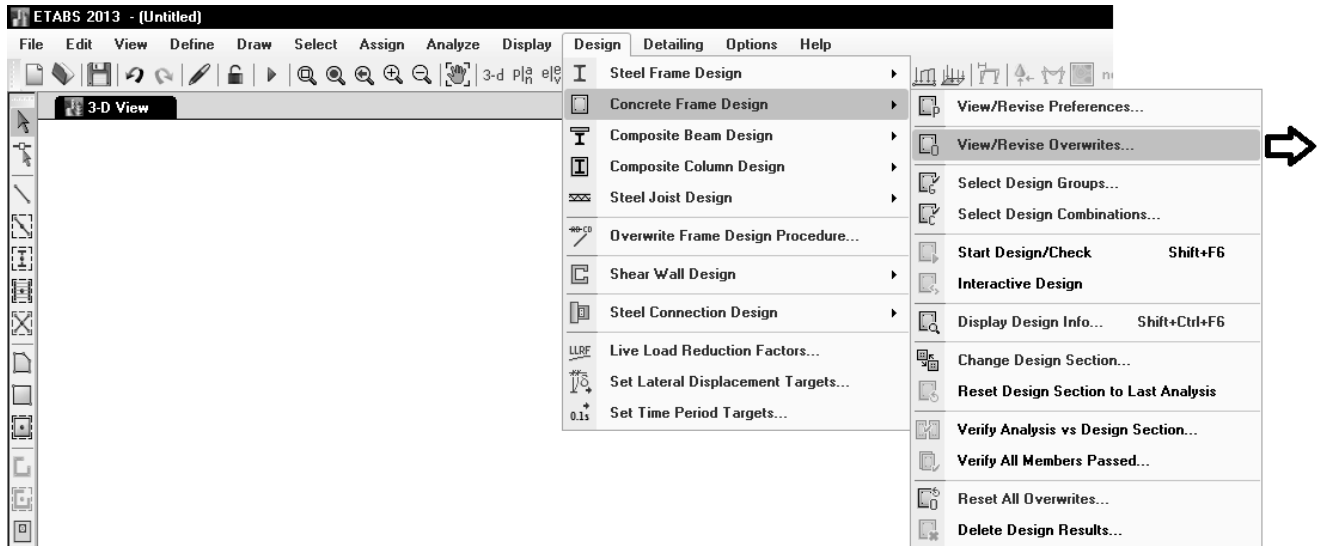
- در ترکیب بارها فرض شده است فشار خاک و حرارت نداریم.
- در این ترکیب بارها EXALL و EYALL هر کدام شامل سه زلزله متفاوت است که قبلاً توضیح داده شده است.
- طبق ویرایش چهارم، بار EV با ضریب یک با دیگر بارهای لرزه ای ترکیب می شود.
- این ترکیب بارها مربوط به سازه هایی می باشد که در مناطق با لرزه خیزی بالا ($A=0.35$) 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.

COMB1	Dead	1.4
COMB2	Dead	1.2
COMB2	Live	1.6
COMB2	LRED	1.6
COMB2	LRED0.5	1.6
COMB2	LPARTITION	1.6
COMB2	SNOW	0.5
COMB3	Dead	1.2
COMB3	Live	1.6
COMB3	LRED	1.6
COMB3	LRED0.5	1.6
COMB3	LPARTITION	1.6
COMB3	LROOF	0.5
COMB4	Dead	1.2
COMB4	Live	1
COMB4	LRED	1
COMB4	LRED0.5	1
COMB4	LPARTITION	1
COMB4	SNOW	1.6
COMB5	Dead	1.2
COMB5	Live	1
COMB5	LRED	1
COMB5	LRED0.5	1
COMB5	LPARTITION	1
COMB5	LROOF	1.6
COMB6	Dead	1.41
COMB6	Live	1
COMB6	LRED	1
COMB6	LRED0.5	0.5
COMB6	LPARTITION	1
COMB6	SNOW	0.2
COMB6	EV	1
COMB6	EXALL	1
COMB7	Dead	1.41
COMB7	Live	1
COMB7	LRED	1
COMB7	LRED0.5	0.5
COMB7	LPARTITION	1
COMB7	SNOW	0.2
COMB7	EV	1
COMB7	EXALL	-1
COMB8	Dead	1.41
COMB8	Live	1
COMB8	LRED	1
COMB8	LRED0.5	0.5
COMB8	LPARTITION	1
COMB8	SNOW	0.2
COMB8	EV	1
COMB8	EYALL	1

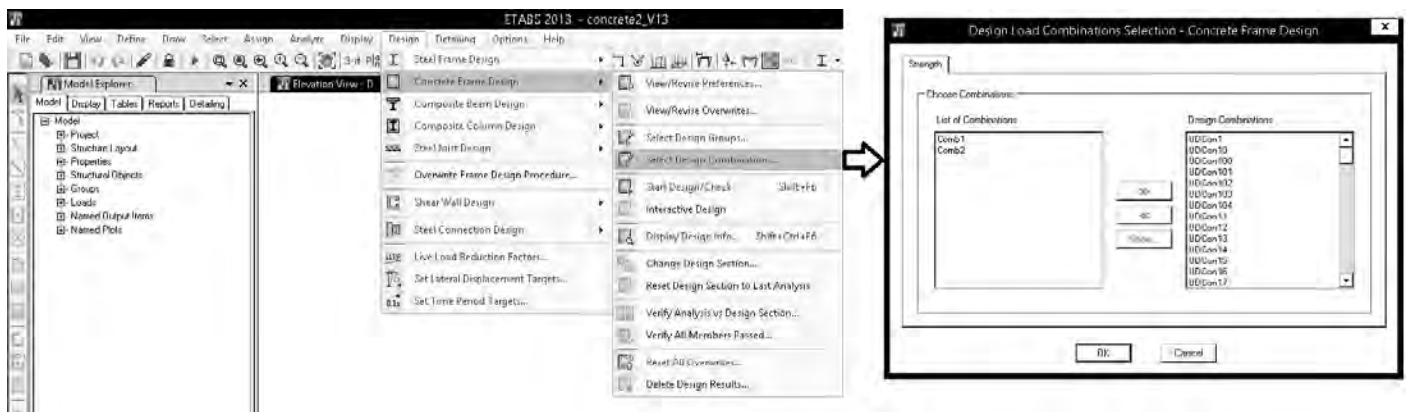
COMB9	Dead	1.41
COMB9	Live	1
COMB9	LRED	1
COMB9	LRED0.5	0.5
COMB9	LPARTITION	1
COMB9	SNOW	0.2
COMB9	EV	1
COMB9	EYALL	-1
COMB10	Dead	1.41
COMB10	Live	1
COMB10	LRED	1
COMB10	LRED0.5	0.5
COMB10	LPARTITION	1
COMB10	SNOW	0.2
COMB10	EV	1
COMB10	EXALL+0.3EY	1
COMB11	Dead	1.41
COMB11	Live	1
COMB11	LRED	1
COMB11	LRED0.5	0.5
COMB11	LPARTITION	1
COMB11	SNOW	0.2
COMB11	EV	1
COMB11	EXALL+0.3EY	-1
COMB12	Dead	1.41
COMB12	Live	1
COMB12	LRED	1
COMB12	LRED0.5	0.5
COMB12	LPARTITION	1
COMB12	SNOW	0.2
COMB12	EV	1
COMB12	EXALL-0.3EY	1
COMB13	Dead	1.41
COMB13	Live	1
COMB13	LRED	1
COMB13	LRED0.5	0.5
COMB13	LPARTITION	1
COMB13	SNOW	0.2
COMB13	EV	1
COMB13	EXALL-0.3EY	-1
COMB14	Dead	1.41
COMB14	Live	1
COMB14	LRED	1
COMB14	LRED0.5	0.5
COMB14	LPARTITION	1
COMB14	SNOW	0.2
COMB14	EV	1
COMB14	EYALL+0.3EX	1

COMB15	Dead	1.41
COMB15	Live	1
COMB15	LRED	1
COMB15	LRED0.5	0.5
COMB15	LPARTITION	1
COMB15	SNOW	0.2
COMB15	EV	1
COMB15	EYALL+0.3EX	-1
COMB16	Dead	1.41
COMB16	Live	1
COMB16	LRED	1
COMB16	LRED0.5	0.5
COMB16	LPARTITION	1
COMB16	SNOW	0.2
COMB16	EV	1
COMB16	EYALL-0.3EX	1
COMB17	Dead	1.41
COMB17	Live	1
COMB17	LRED	1
COMB17	LRED0.5	1
COMB17	LPARTITION	1
COMB17	SNOW	0.2
COMB17	EV	1
COMB17	EYALL-0.3EX	-1
COMB18	Dead	0.69
COMB18	EXALL	1
COMB19	Dead	0.69
COMB19	EXALL	-1
COMB20	Dead	0.69
COMB20	EYALL	1
COMB21	Dead	0.69
COMB21	EYALL	-1
COMB22	Dead	0.69
COMB22	EXALL+0.3EY	1
COMB35	Dead	0.69
COMB35	EXALL+0.3EY	-1
COMB23	Dead	0.69
COMB23	EXALL-0.3EY	1
COMB24	Dead	0.69
COMB24	EXALL-0.3EY	-1
COMB25	Dead	0.69
COMB25	EYALL+0.3EX	1
COMB26	Dead	0.69
COMB26	EYALL+0.3EX	-1
COMB27	Dead	0.69
COMB27	EYALL-0.3EX	1
COMB28	Dead	0.69
COMB28	EYALL-0.3EX	-1

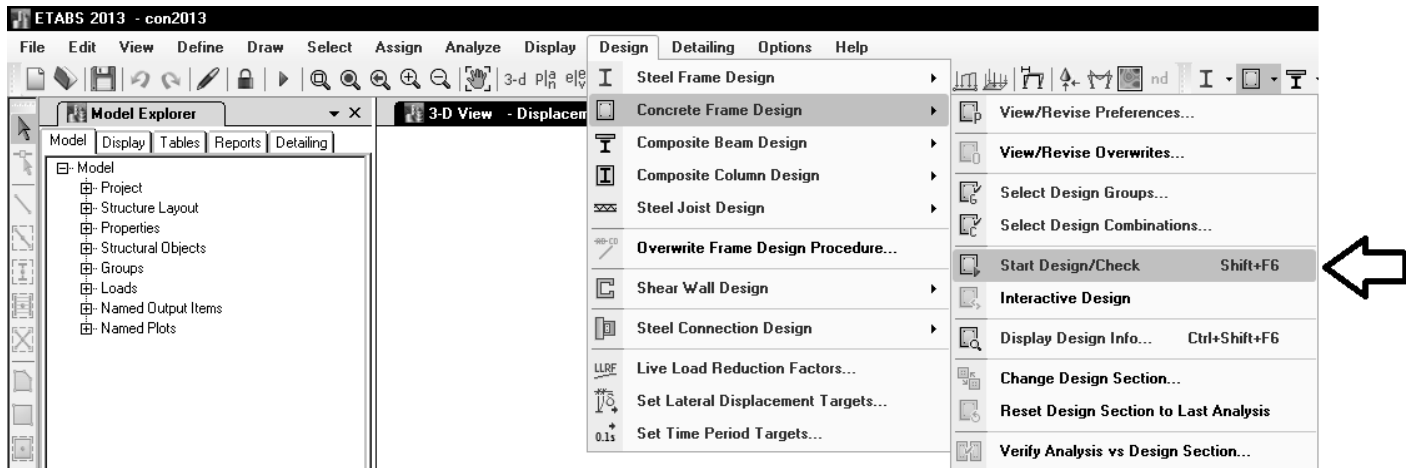
۹-۳- تعیین شکل پذیری سازه های بتنی



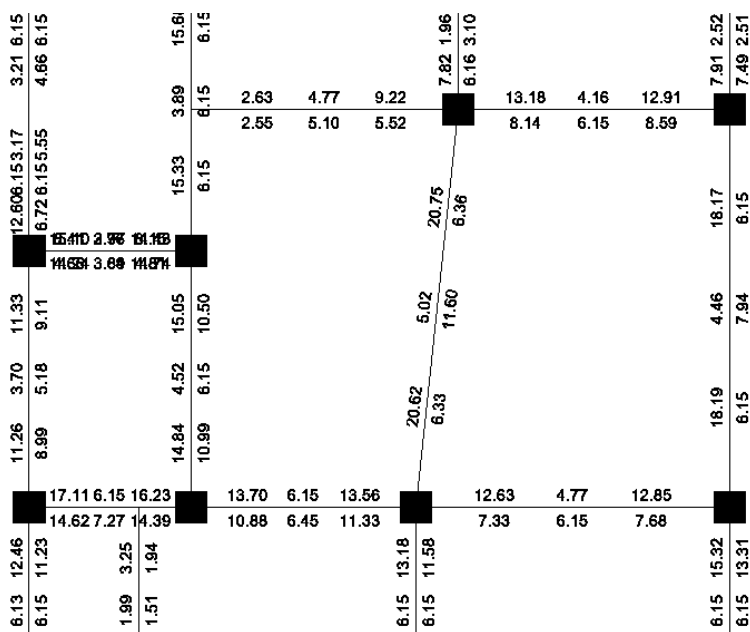
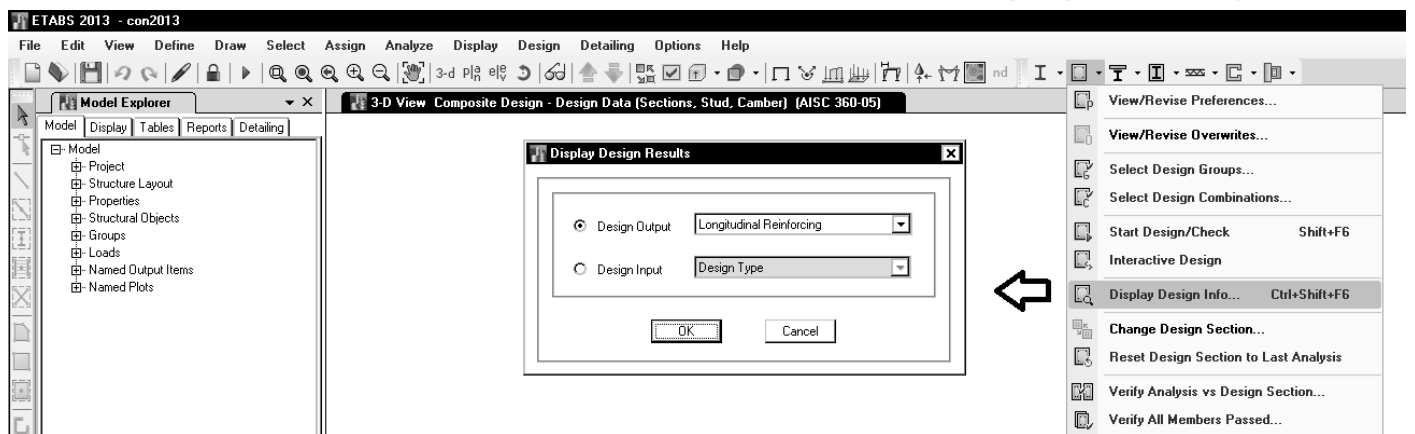
۹-۴- انتخاب ترکیب بارها

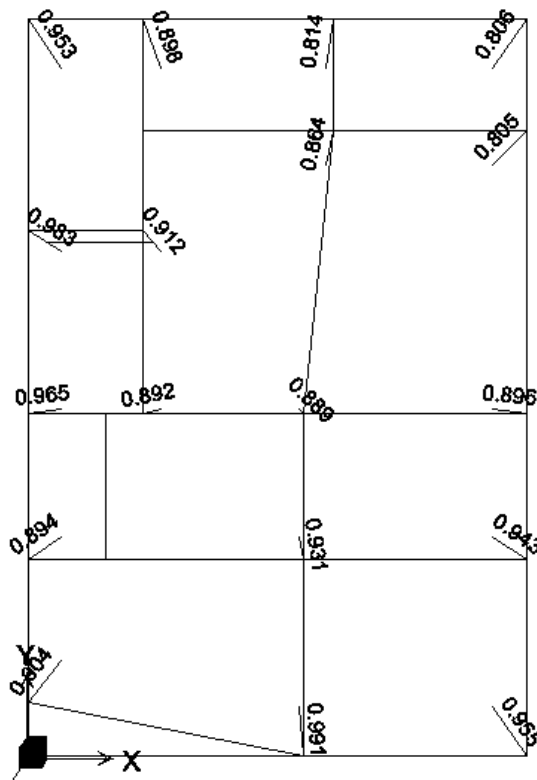
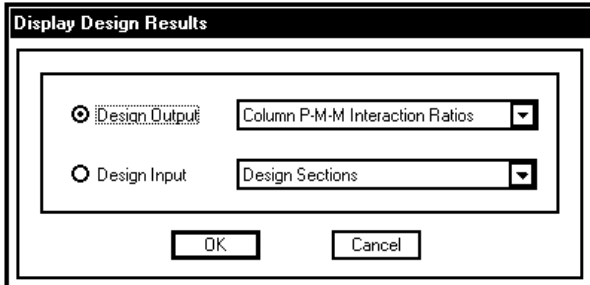
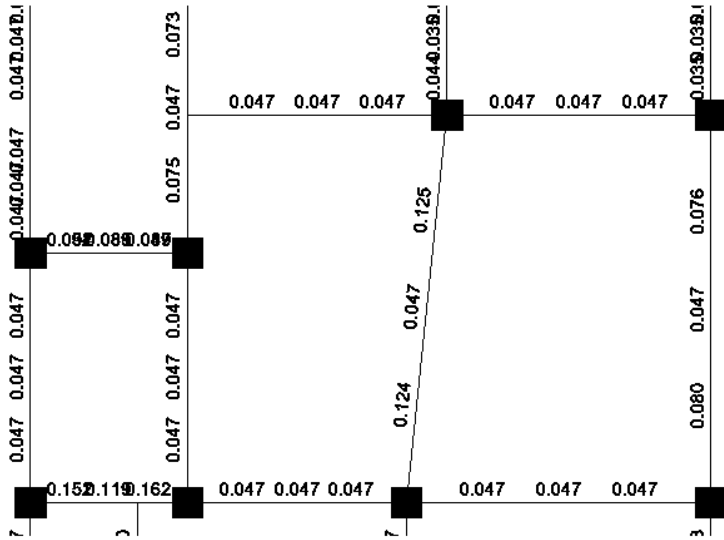
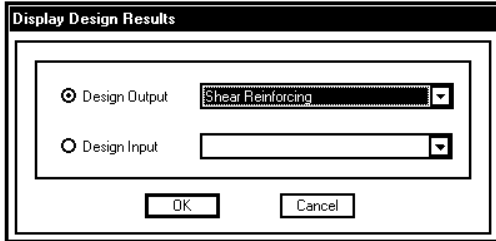
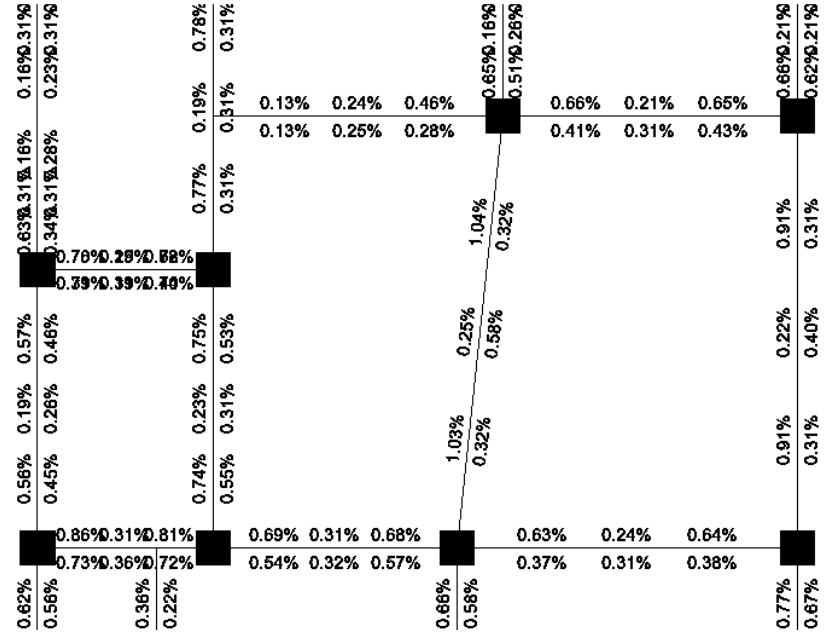
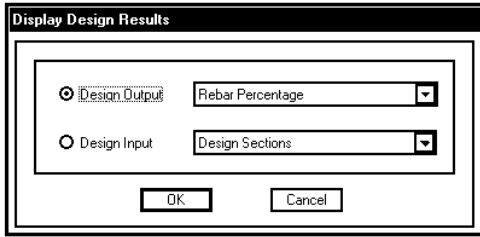


۱۰- طراحی سازه های بتنی



۱-۱۰- نمایش اطلاعات طراحی





۱-۱-۱۰ - تیر ضعیف ستون قوی

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

۴-۲-۴-۲۰-۹ حداقل مقاومت خمشی ستون ها

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

۱-۴-۲-۴-۲۰-۹ در تمامی اتصالات تیرها به ستون ها، به جز موارد گفته شده در بندهای ۹-۲۰-۴-۲-۴-۲۰-۹ و ۹-۲۰-۴-۲-۴-۲۰-۹، لنگرهای خمشی مقاوم ستون ها باید در رابطه زیر صدق کنند:

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

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

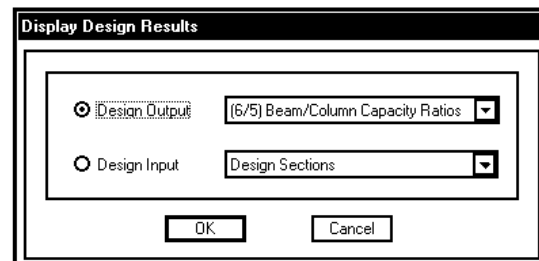
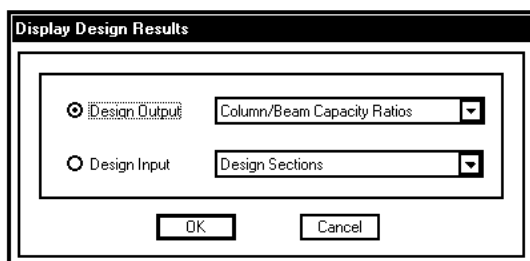
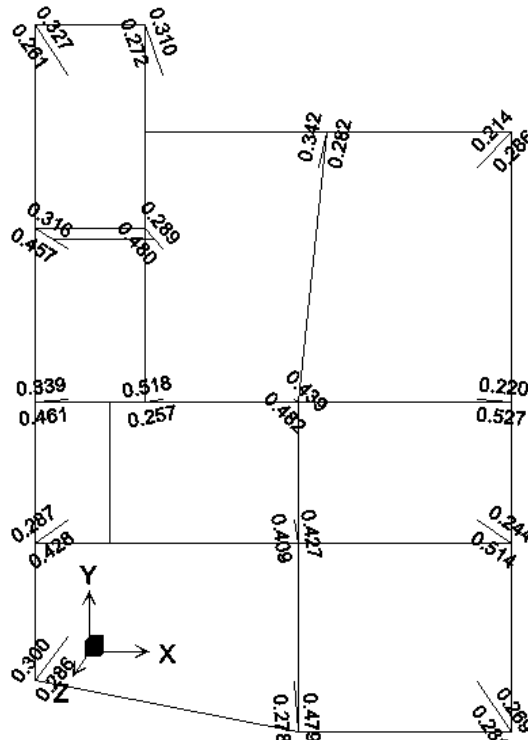
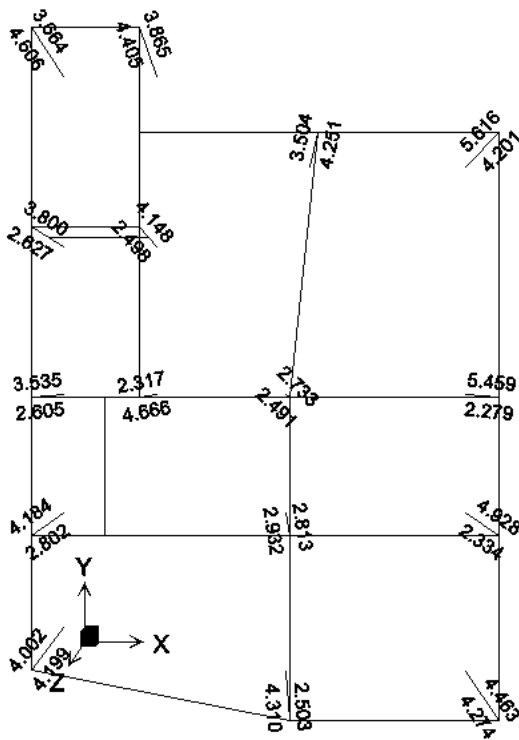
ΣM_{nc} = sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength.

در این رابطه:

ΣM_{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.

ΣM_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 لنگر را به دست دهد، محاسبه شوند.
 ΣM_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 قاب، عمل نمایند برقرار باشد.



۱۰-۱-۲- کنترل برش در ناحیه اتصال

۹-۲۰-۴-۴- اتصالات تیر به ستون در قابها

۹-۲۰-۴-۴-۱ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۰-۴-۴-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قابها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۲-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید طبق ضوابط بندهای ۹-۲۰-۴-۴-۱ و ۹-۲۰-۴-۴-۲ تعیین شوند

۹-۲۰-۴-۴-۲ 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 می‌شود 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. جهت‌های این لنگرها باید به‌صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

۹-۲۰-۴-۴-۳ نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r ، را می‌توان 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 $1.7A_j V_c$

ب) برای اتصالات محصورشده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $1.4A_j V_c$

پ) برای سایر اتصالات $1.5A_j V_c$

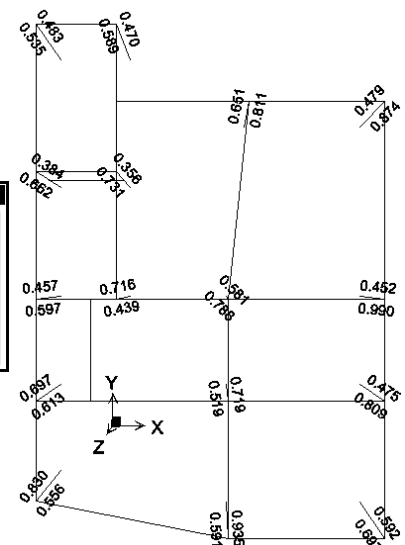
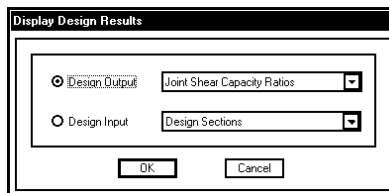
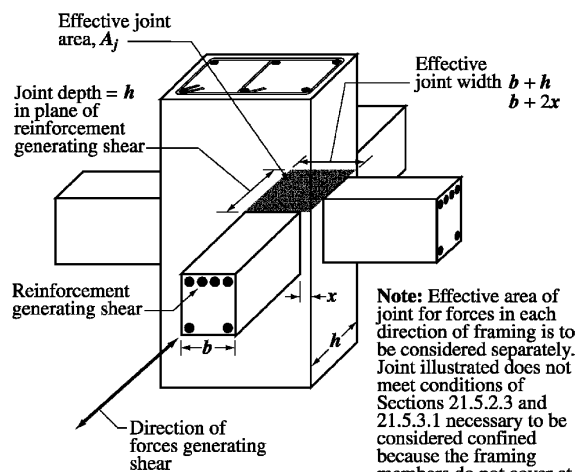
یک اتصال زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می‌رسد محصورشده تلقی می‌گردد که تیر حداقل سه‌چهارم سطح آن اتصال را پوشانده باشد.

A_j = حداقل مساحت مقطع داخلی اتصال در صفحه‌ای به موازات محور آرماتوری که در اتصال ایجاد برش می‌کند، میلی‌متر مربع

عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به‌پهنای بیشتر اتصال می‌یابد عرض مؤثر اتصال کوچکترین دو مقدار (الف) و (ب) اختیار شود:

الف) عرض تیر به‌اضافه 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 $1.0 \sqrt{f'_c} A_j$

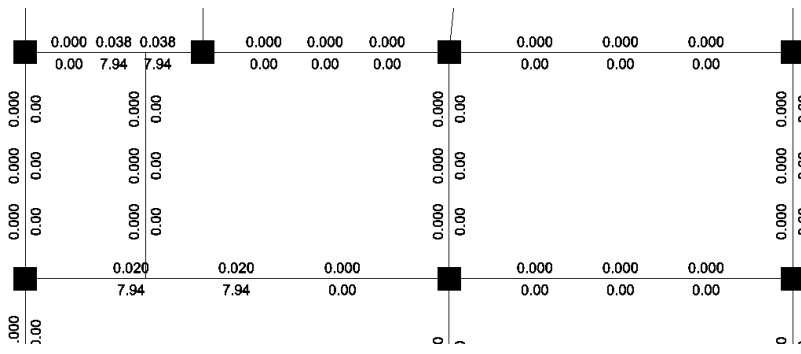
A member that frames into a face is considered to provide confinement to the joint if at least three-quarters of the face of the joint is covered by the framing member. A joint is considered to be confined if such confining members frame into all faces of the joint.

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.

۱۰-۱-۳-آرماتورپیشگی



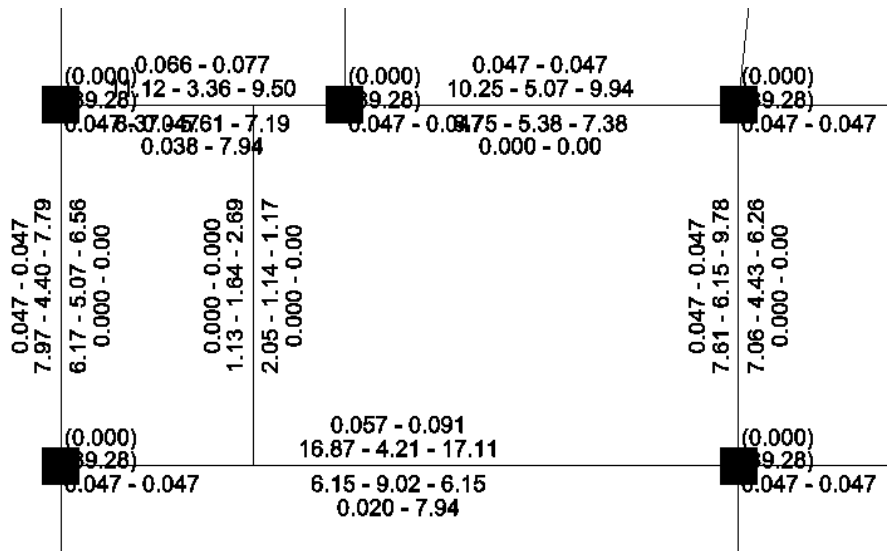
Display Design Results

- Design Output Torsion Reinforcing
- Design Input Design Sections

۱۰-۱-۴-نمایش خلاصه نتایج طراحی

Display Design Results

- Design Output General Reinforcement Details
- Design Input Design Sections



Display Design Results

- Design Output Longitudinal Reinforcing
- Design Input Design Sections

- Design Type
- Live Load Red Factors
- Unbraced Length L-Ratios
- Effective Length K-Factors
- Cm Factors
- DNS Factors
- DS Factors

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	336	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	

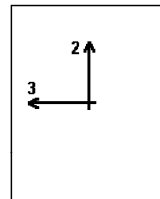
Type of Check/Design	Ordinary Moment Resisting Frames (Non-Seismic)	Intermediate Moment Resisting Frames (Seismic)	Special Moment Resisting Frames (Seismic)
Beam Min. Moment Override Check	No Requirement	$M_{uend}^+ \geq \frac{1}{3} M_{uend}^-$	$M_{uend}^+ \geq \frac{1}{2} M_{uend}^-$
		$M_{uspan}^+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

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 _f (mm)	d _s (mm)	d _{cl} (mm)	d _{cb} (mm)
400	500	400	0	62.5	62.5

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
24820.63	24.52	1	400	300

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.7	0.75	0.6	0.85

Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Required Rebar mm ²	+Moment Rebar mm ²	-Moment Rebar mm ²	Minimum Rebar mm ²
Top (+2 Axis)	2110	0	2110	603
Bottom (-2 Axis)	986	986	0	603

Design Moments, M_{u3}

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

۱۰-۲-۲- جزئیات طرح برشی

برای قاب خمشی با شکل پذیری متوسط:

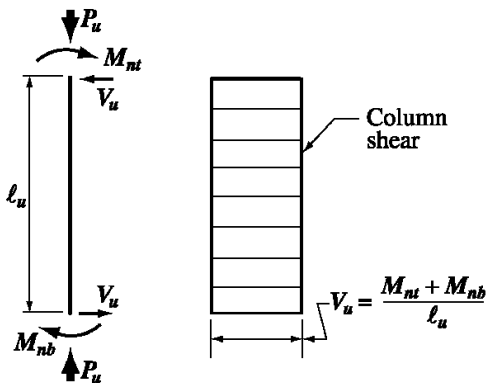
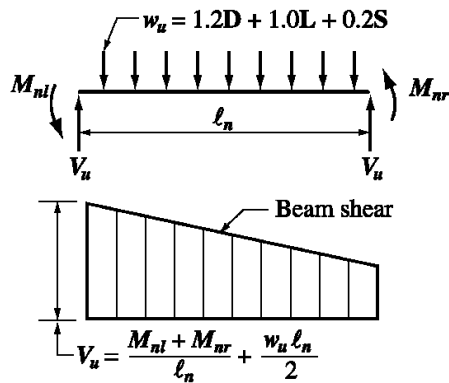
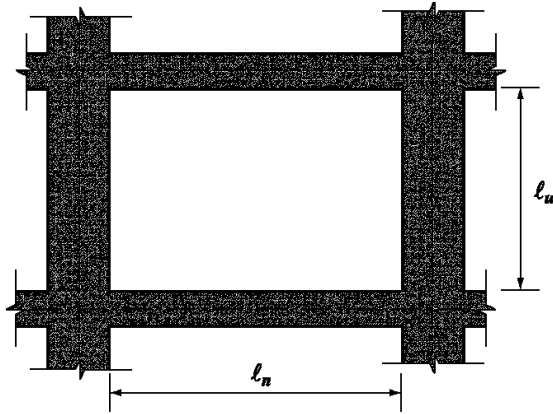


Fig. R21.12.3—Design shears for frames in regions of moderate seismic risk (see 21.12)

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 به‌دست‌آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر به‌سازه دو برابر مقدار تعیین‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان منظور شود.

21.12.3 — ϕV_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]

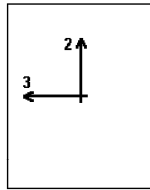
Story: STORY2 Section Name: B40x50
Beam: B100

COMBO 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

Buttons: Overwrites, Summary, Flex. Details, Shear, Envelope, OK, Cancel

ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-11 Beam Section Design



www.SoftGozar.com

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 _f (mm)	d _s (mm)	d _{cl} (mm)	d _{cb} (mm)
400	500	400	0	62.5	62.5

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
24820.63	24.52	1	400	300

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.7	0.75	0.6	0.85

Shear/Torsion Design for V_{u2} and T_u

Rbar A _{vs} mm ² /m	Rbar A _f /S mm ² /m	Rbar A _f mm ²	Design V _{u2} kN	Design T _u kN-m	Design M _{u3} kN-m	Design P _u kN
1679.1	0	0	273.2109	0.1166	-293.8666	0

تحت ترکیب بارهای طراحی

Design Forces

Factored V _{u2} kN	Factored M _{u3} kN-m	Factored V _{u'} kN	Factored M _{u'} kN-m	Capacity V _p kN	Gravity V _g kN
247.4386	-293.8666	475.554	-579.4176	256.7872	-16.4237

qL/2

Capacity Moment

	Long.Rebar A _s (Bottom) mm ²	Long.Rebar A _s (Top) mm ²	Capacity Moment M _{pos} kN-m	Capacity Moment M _{neg} 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 V _{u2} kN	Conc.Area A _c cm ²	Area A _g cm ²	Tensn.Reinf A _{st} mm ²	Strength f _{ys} MPa	Strength f _{cs} MPa	LtWt.Reduc Factor Unitless
273.2109	1750	2000	2110	300	24.52	1

Shear Rebar Design

Stress v MPa	Conc.Capacity v _c MPa	Uppr.Limit v _{max} MPa	Conc.Capacity Φv _c MPa	Uppr.Limit Φv _{max} MPa	RebarArea A _v /s mm ² /m	Shear ΦV _c kN	Shear ΦV _s kN	Shear ΦV _n kN
1.56	0.82	4.11	0.62	3.08	1679.1	107.9243	165.2866	273.2109

Torsion Capacity

Torsion T _u kN-m	Critical ΦT _{cr} kN-m	Conc.Area A _{cp} cm ²	Conc.Area A _{ch} cm ²	Conc.Area A _o cm ²	Perimeter P _{cp} mm	Perimeter P _h mm
0.1166	6.8523	2000	1278.9	1087.1	1800	1444.4

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

۱۰-۳- جزئیات طرح پیچشی و اصلاح ضریب ترک خوردگی پیچشی

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:

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

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

Buttons: Overwrites, Summary, Flex. Details, Shear, Envelope, OK, Cancel

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 _t (mm)	d _s (mm)	d _a (mm)	d _{ca} (mm)
400	500	400	0	62.5	62.5

Material Properties

E _c (MPa)	f _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
24820.63	24.52	1	400	300

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{cTied}	Φ _{cSpiral}	Φ _{vns}	Φ _{vs}	Φ _{vjoint}
0.9	0.65	0.7	0.75	0.6	0.85

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area mm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area mm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area mm ²	End-J Rebar %
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_{u3}

	End-I Design M _u kN-m	End-I Station Loc mm	Middle Design M _u kN-m	Middle Station Loc mm	End-J Design M _u kN-m	End-J Station Loc 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_{u2}

End-I Rebar A _v /s mm ² /m	Middle Rebar A _v /s mm ² /m	End-J Rebar A _v /s mm ² /m
1679.1	1545.63	1679.1

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

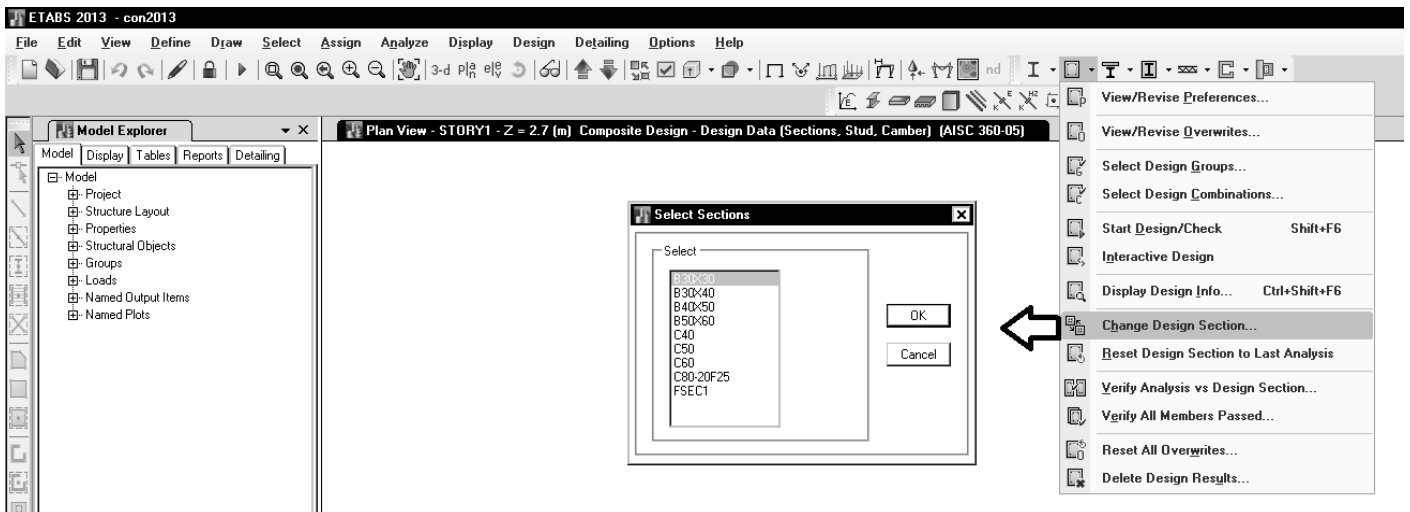
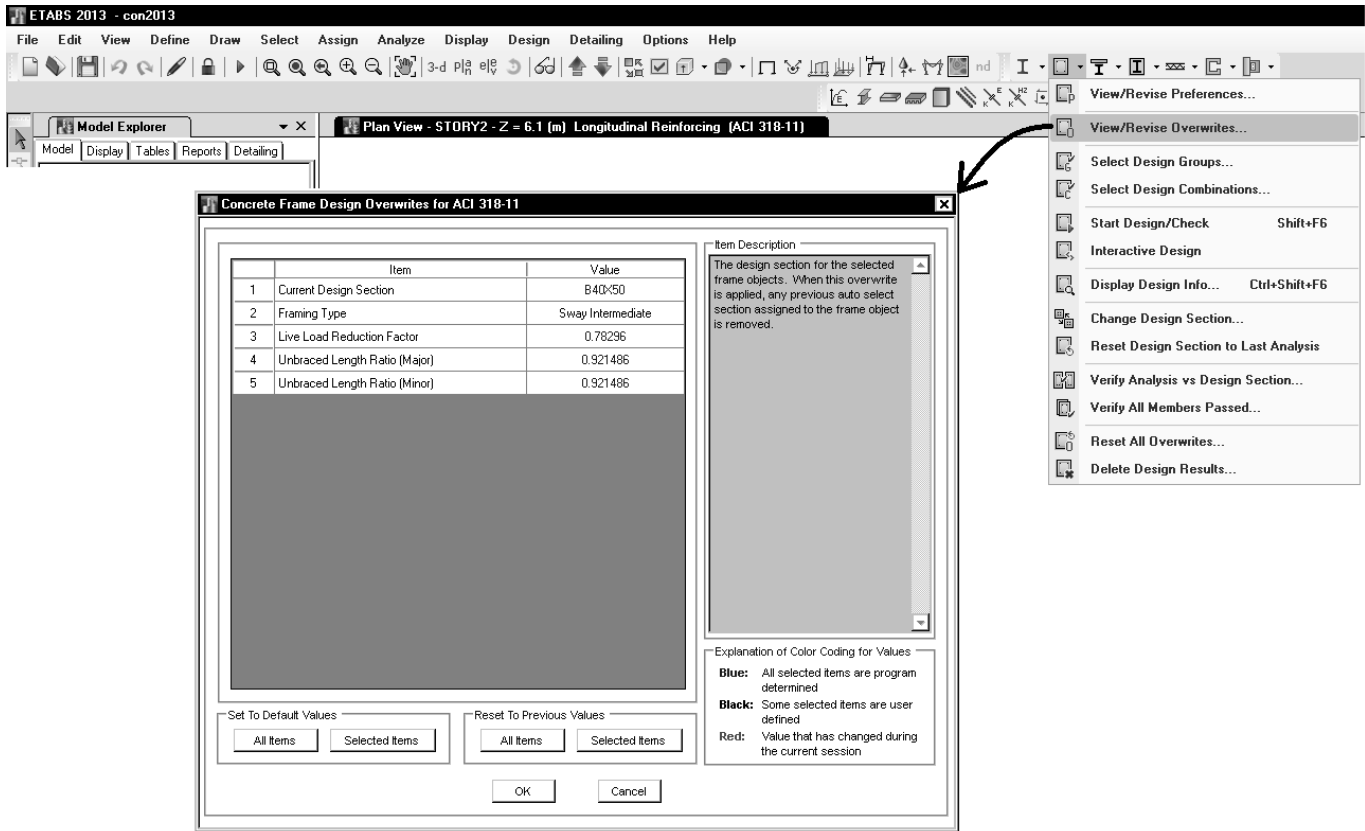
End-I Design V _u kN	End-I Station Loc mm	Middle Design V _u kN	Middle Station Loc mm	End-J Design V _u kN	End-J Station Loc mm
273.2109	300	260.0719	1800	273.2109	2800
DCON46		DCON46		DCON46	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A _t /s mm ² /m	Longitudinal Rebar A _t mm ²
0	0

Design Torsion Force

Design T _u kN-m	Station Loc mm	Design T _u kN-m	Station Loc mm
1.7686	2800	1.7686	2800
COMB72		COMB72	



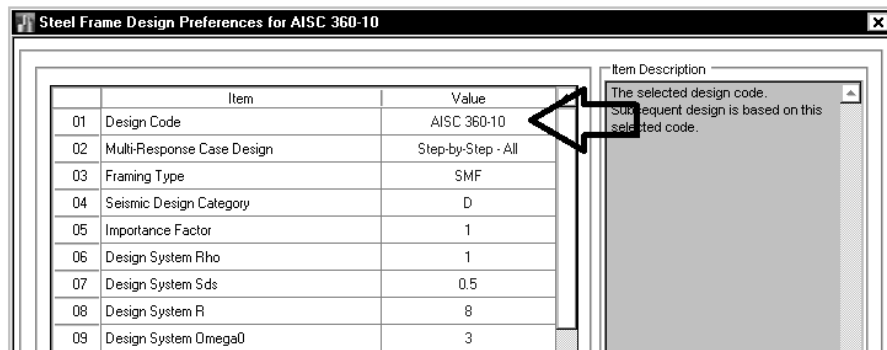
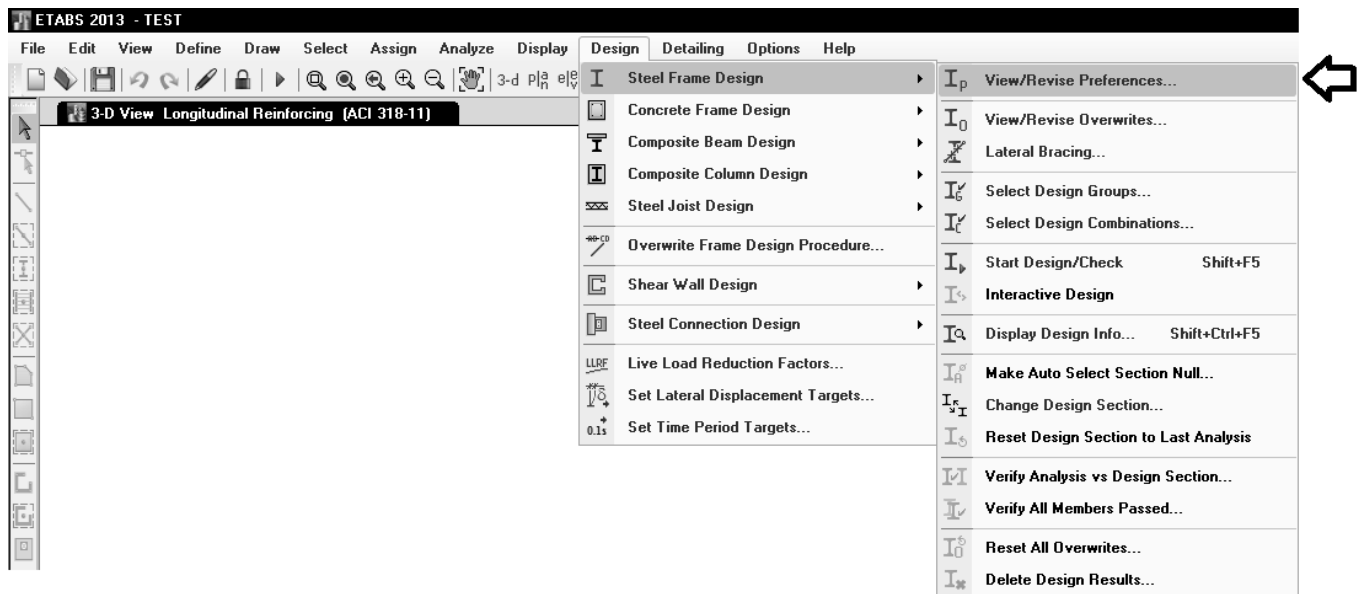
۱۱- طراحی سازه های فولادی

۱۱-۱- انتخاب آیین نامه

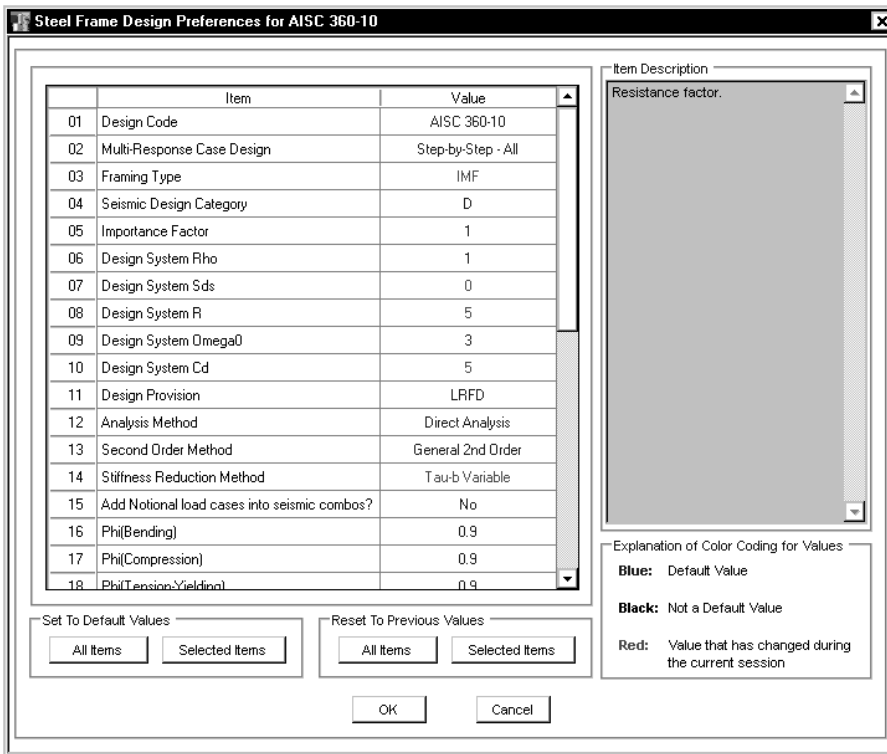
ضوابط مربوط به طراحی به روش حالت حدی (LRFD) در مبحث دهم ایران تشابه زیادی با روش حالت حدی AISC-LRFD-2010 دارد (قسمت عمده آن ترجمه همین آیین نامه می باشد).

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

۱۱-۲- طراحی بر اساس AISC360-10

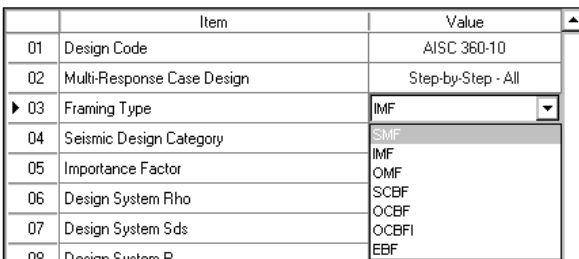


۱-۲-۱۱ - تنظیم پارامترهای لرزه ای در سازه های فولادی در روش LRFD

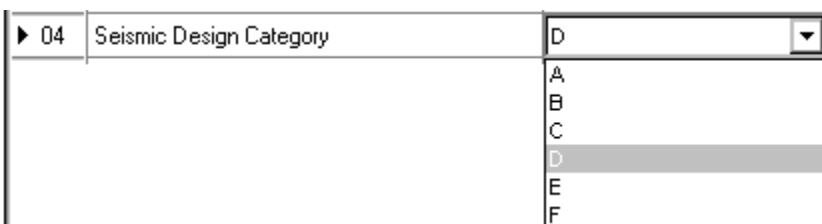


:Frame Type

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



:Seismic category



Importance factor

جدول ۱-۶-۱ گروه بندی خطرپذیری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها برای بار سبیل، باد، برف، زلزله و یخ

گروه خطرپذیری	نوع کاربری ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها
۱	ساختمان‌ها و سایر سازه‌هایی که به عنوان تاسیسات ضروری طراحی می‌گردند و وقفه در بهره‌برداری از آن‌ها به طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز و تاسیسات آبرسانی، نیروگاه‌ها و تاسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تاسیسات انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و به طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در امداد و نجات موثر باشد. ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تاسیسات صنعتی که خرابی آن‌ها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر برای محیط زیست در کوتاه‌مدت یا دراز مدت خواهد گردید. هرگونه ساختمان یا تاسیساتی 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 می‌باشند. سایر ساختمان‌ها و سیستم‌های سازه‌ای که برای حفظ عملکرد ساختمان‌های گروه خطرپذیری ۱ مورد نیاز 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. 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. ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها و تاسیسات 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 تاسیساتی 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. ساختمان‌ها و سایر سازه‌های موقتی که مدت بهره‌برداری از آن‌ها کمتر از دو سال است.

۱-۶-۵ گروه بندی ساختمان‌ها و سایر سیستم‌های سازه‌ای

۱-۵-۱-۶ گروه بندی 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 سبیل، 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 گروه بندی 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 بار 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

Design system ρ Design system S_{DS}

The program automatically considers seismic load effects, including overstrength 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 F_{hm} and the vertical component of the force is represented by F_v , where

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

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

where, Ω_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

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

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

۱-۳-۲-۴ 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 Ω_0 به ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه‌ای موسوم است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت‌های بالاتر از حد تعیین شده مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش‌ها، جزئیات بندی اعضا، اثرات اجزای غیرسازه‌ای و ... بستگی دارد. مطابق این مبحث ضریب Ω_0 برای انواع سیستم‌های سازه‌ای فولادی باید به شرح جدول ۱-۳-۲-۴ در نظر گرفته شود.

جدول ۱-۳-۲-۴ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

Ω_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

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	Taub Variable
15 Add Notional load cases into seismic combos?	No
16 Phi(Bending)	0.9
17 Phi(Compression)	0.9
18 Phi(Tension/Yielded)	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: All Items, Selected Items
 Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم (پیش نویس):

جدول (۳-۵) مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_{u1} ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_{u1}	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱-دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	الف - سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲-دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳-دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱]	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴-دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵-دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و مهار تسمه‌ای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶-دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷-دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱-دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۵۰	۴	۲/۵	۵	۲-دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳-دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲	۳	۴-دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵-مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵/۵	۲	۷	۶-مهاربندی کمانش تاب	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۷-مهاربندی همگرایی ویژه فولادی [۲]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱-قاب خمشی بتن مسلح ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۵۰	۴/۵	۳	۵	۲-قاب خمشی بتن مسلح متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳-قاب خمشی بتن مسلح معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴-قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵-قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶-قاب خمشی فولادی معمولی [۱] و [۵]	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱-قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲-قاب خمشی بتنی متوسط+دیوار برشی بتن مسلح ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳-قاب خمشی بتنی متوسط+دیوار برشی بتن مسلح متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴-قاب خمشی فولادی متوسط+دیوار برشی بتن مسلح متوسط	
۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۵-قاب خمشی فولادی ویژه+مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۶-قاب خمشی فولادی ویژه+مهاربندی واگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۷-قاب خمشی فولادی متوسط+مهاربندی همگرایی ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۸-قاب خمشی فولادی متوسط+مهاربندی همگرایی ویژه فولادی	
۱۰	۲	۱/۵	۲	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	ث- سیستم کنسولی

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: All Items, Selected Items
 Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

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.

۱-۲-۱۰ 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 ۱-۲-۱۰-۱ به نحو موثری در آن لحاظ شده باشد، مجاز است. روش‌های تحلیل و طراحی ارائه شده در زیر با محدودیت‌ها و الزامات ذکر شده به عنوان روش‌های قابل قبول تحلیل و طراحی محسوب می‌گردند.

(۱) روش تحلیل مستقیم

(۲) روش طول موثر

(۳) روش تحلیل مرتبه اول

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

برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز اعضا 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 ۱-۲-۱۰-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.

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

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

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

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

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

الف- محدودیت‌ها

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

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

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 0.9
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 2nd Order, Tau-b Variable
 Option2: Direct analysis, General 2nd Order, Tau-b Fixed
 Option3: Direct analysis, Amplified 1st Order, Tau-b Variable
 Option4: Direct analysis, Amplified 1st 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 Fixed
15	Phi(Bending)	0.9
16	Phi(Compression)	0.9
17	Phi(Tension-Yielding)	0.9
18	Phi(Tension-Fracture)	0.75

۱۱-۲-۲- 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 معمولاً 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 $0.875 = \frac{1.4}{1.6}$ تعریف کرد.

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

ساختمان های فولادی

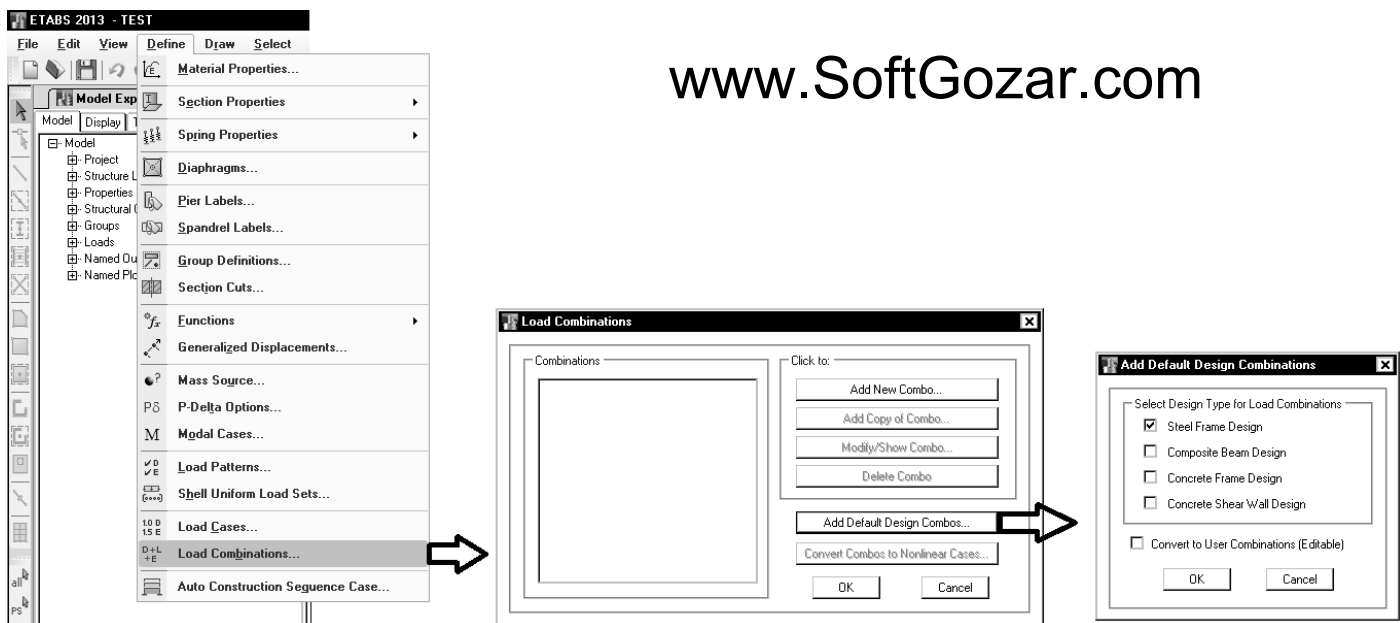
در طراحی ساختمان های فولادی، به روش ضرایب بار و مقاومت، موضوع مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، و یا دیگر مصالح به جز بتن آرمه، از ترکیب بارهای این بند استفاده می شود. سازه ها و اعضای آنها باید به گونه ای طراحی شوند که مقاومت طراحی آنها، بزرگتر و یا برابر با اثرات ناشی از ترکیب بارهای ضریب دار زیر باشند:

- 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. $1.4(D + F)$
2. $1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (L \text{ or } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
5. $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
6. $0.9D + 1.6W + 1.6H$
7. $0.9D + 1.0E + 1.6H$

www.SoftGozar.com



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 که قبلاً توضیح داده شده است.

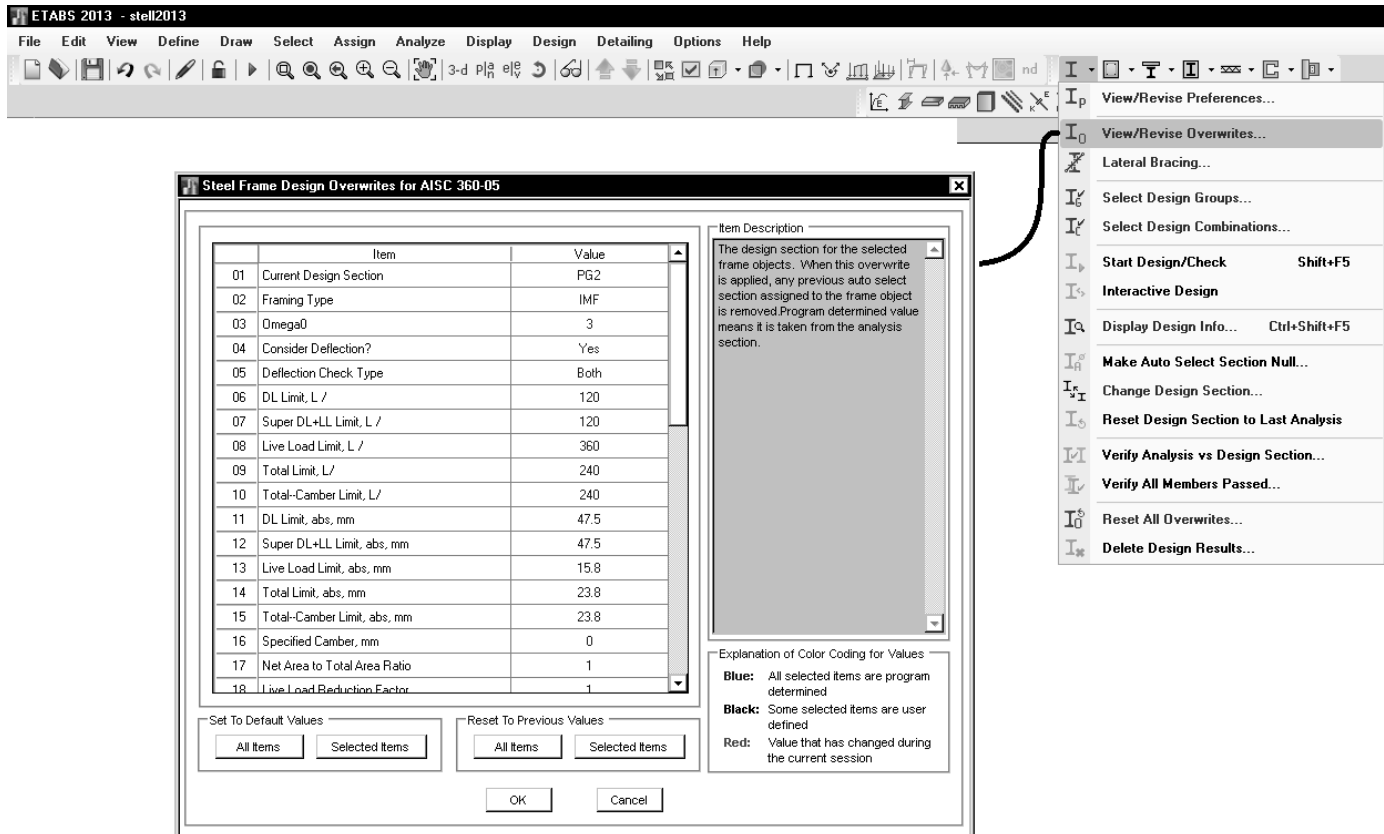
S1	Dead	1.4
S1	NDX	1.4
S2	Dead	1.4
S2	NDX	-1.4
S3	Dead	1.4
S3	NDY	1.4
S4	Dead	1.4
S4	NDY	-1.4
S5	Dead	1.2
S5	Live	1.6
S5	LRED	1.6
S5	LRED0.5	1.6
S5	LPARTITION	1.6
S5	SNOW	0.5
S5	NDX	1.2
S5	NLX	1.6
S5	NLREDX	1.6
S5	NLRED0.5X	1.6
S5	NPARTX	1.6
S6	Dead	1.2
S6	Live	1.6
S6	LRED	1.6
S6	LRED0.5	1.6
S6	LPARTITION	1.6
S6	SNOW	0.5
S6	NDX	-1.2
S6	NLX	-1.6
S6	NLREDX	-1.6
S6	NLRED0.5X	-1.6
S6	NPARTX	-1.6
S7	Dead	1.2
S7	Live	1.6
S7	LRED	1.6
S7	LRED0.5	1.6
S7	LPARTITION	1.6
S7	SNOW	0.5
S7	NDY	1.2
S7	NLY	1.6
S7	NLREDY	1.6
S7	NLRED0.5Y	1.6
S7	NPARTY	1.6
S8	Dead	1.2
S8	Live	1.6
S8	LRED	1.6
S8	LRED0.5	1.6
S8	LPARTITION	1.6
S8	SNOW	0.5
S8	NDY	-1.2
S8	NLY	-1.6
S8	NLREDY	-1.6
S8	NLRED0.5Y	-1.6
S8	NPARTY	-1.6
S9	Dead	1.2
S9	Live	1.6
S9	LRED	1.6
S9	LRED0.5	1.6
S9	LPARTITION	1.6
S9	LROOF	0.5
S9	NDX	1.2
S9	NLX	1.6
S9	NLREDX	1.6
S9	NLRED0.5X	1.6
S9	NPARTX	1.6
S9	NLROOFX	0.5
S10	Dead	1.2
S10	Live	1.6
S10	LRED	1.6
S10	LRED0.5	1.6
S10	LPARTITION	1.6
S10	LROOF	0.5
S10	NDX	-1.2
S10	NLX	-1.6
S10	NLREDX	-1.6
S10	NLRED0.5X	-1.6
S10	NPARTX	-1.6
S10	NLROOFX	-0.5
S11	Dead	1.2
S11	Live	1.6
S11	LRED	1.6
S11	LRED0.5	1.6
S11	LPARTITION	1.6
S11	LROOF	0.5
S11	NDY	1.2
S11	NLY	1.6
S11	NLREDY	1.6
S11	NLRED0.5Y	1.6
S11	NPARTY	1.6
S11	NLROOFY	0.5
S12	Dead	1.2
S12	Live	1.6
S12	LRED	1.6
S12	LRED0.5	1.6
S12	LPARTITION	1.6
S12	LROOF	0.5
S12	NDY	-1.2
S12	NLY	-1.6
S12	NLREDY	-1.6
S12	NLRED0.5Y	-1.6
S12	NPARTY	-1.6
S12	NLROOFY	-0.5
S13	Dead	1.2
S13	Live	1
S13	LRED	1
S13	LRED0.5	1
S13	LPARTITION	1
S13	SNOW	1.6
S13	NDX	1.2
S13	NLX	1
S13	NLREDX	1
S13	NLRED0.5X	1
S13	NPARTX	1
S14	Dead	1.2
S14	Live	1
S14	LRED	1
S14	LRED0.5	1
S14	LPARTITION	1
S14	SNOW	1.6
S14	NDX	-1.2
S14	NLX	-1
S14	NLREDX	-1
S14	NLRED0.5X	-1
S14	NPARTX	-1
S15	Dead	1.2
S15	Live	1
S15	LRED	1
S15	LRED0.5	1
S15	LPARTITION	1
S15	SNOW	1.6
S15	NDY	1.2
S15	NLY	1
S15	NLREDY	1
S15	NLRED0.5Y	1
S15	NPARTY	1
S16	Dead	1.2
S16	Live	1
S16	LRED	1
S16	LRED0.5	1
S16	LPARTITION	1
S16	SNOW	1.6
S16	NDY	-1.2
S16	NLY	-1
S16	NLREDY	-1
S16	NLRED0.5Y	-1
S16	NPARTY	-1
S17	Dead	1.2
S17	Live	1
S17	LRED	1
S17	LRED0.5	1
S17	LPARTITION	1
S17	LROOF	1.6
S17	NDX	1.2
S17	NLX	1
S17	NLREDX	1
S17	NLRED0.5X	1
S17	NPARTX	1
S17	NLROOFX	1.6
S18	Dead	1.2
S18	Live	1
S18	LRED	1
S18	LRED0.5	1
S18	LPARTITION	1
S18	LROOF	1.6
S18	NDX	-1.2
S18	NLX	-1
S18	NLREDX	-1
S18	NLRED0.5X	-1
S18	NPARTX	-1
S18	NLROOFX	-1.6
S19	Dead	1.2
S19	Live	1
S19	LRED	1
S19	LRED0.5	1
S19	LPARTITION	1
S19	LROOF	1.6
S19	NDY	1.2
S19	NLY	1
S19	NLREDY	1
S19	NLRED0.5Y	1
S19	NPARTY	1
S19	NLROOFY	1.6

S20	Dead	1.2
S20	Live	1
S20	LRED	1
S20	LRED0.5	1
S20	LPARTITION	1
S20	LROOF	1.6
S20	NDY	-1.2
S20	NLY	-1
S20	NLREDY	-1
S20	NLRED0.5Y	-1
S20	NPARTY	-1
S20	NLROOFY	-1.6
S21	Dead	1.41
S21	Live	1
S21	LRED	1
S21	LRED0.5	0.5
S21	LPARTITION	1
S21	SNOW	0.2
S21	EV	1
S21	EXALL	1
S22	Dead	1.41
S22	Live	1
S22	LRED	1
S22	LRED0.5	1
S22	LPARTITION	1
S22	SNOW	0.2
S22	EV	1
S22	EXALL	-1
S23	Dead	1.41
S23	Live	1
S23	LRED	1
S23	LRED0.5	0.5
S23	LPARTITION	1
S23	SNOW	0.2
S23	EV	1
S23	EYALL	1
S24	Dead	1.41
S24	Live	1
S24	LRED	1
S24	LRED0.5	0.5
S24	LPARTITION	1
S24	SNOW	0.2
S24	EV	1
S24	EYALL	-1

S25	Dead	1.41
S25	Live	1
S25	LRED	1
S25	LRED0.5	0.5
S25	LPARTITION	1
S25	SNOW	0.2
S25	EV	1
S25	EXALL+0.3EY	1
S26	Dead	1.41
S26	Live	1
S26	LRED	1
S26	LRED0.5	0.5
S26	LPARTITION	1
S26	SNOW	0.2
S26	EV	1
S26	EXALL+0.3EY	-1
S27	Dead	1.41
S27	Live	1
S27	LRED	1
S27	LRED0.5	0.5
S27	LPARTITION	1
S27	SNOW	0.2
S27	EV	1
S27	EXALL-0.3EY	1
S28	Dead	1.41
S28	Live	1
S28	LRED	1
S28	LRED0.5	0.5
S28	LPARTITION	1
S28	SNOW	0.2
S28	EV	1
S28	EXALL-0.3EY	-1
S29	Dead	1.41
S29	Live	1
S29	LRED	1
S29	LRED0.5	0.5
S29	LPARTITION	1
S29	SNOW	0.2
S29	EV	1
S29	EYALL+0.3EX	1
S30	Dead	1.41
S30	Live	1
S30	LRED	1
S30	LRED0.5	0.5
S30	LPARTITION	1
S30	SNOW	0.2
S30	EV	1
S30	EYALL+0.3EX	-1

S31	Dead	1.41
S31	Live	1
S31	LRED	1
S31	LRED0.5	0.5
S31	LPARTITION	1
S31	SNOW	0.2
S31	EV	1
S31	EYALL-0.3EX	1
S32	Dead	1.41
S32	Live	1
S32	LRED	1
S32	LRED0.5	0.5
S32	LPARTITION	1
S32	SNOW	0.2
S32	EV	1
S32	EYALL-0.3EX	-1
S33	Dead	0.69
S33	EXALL	1
S33	EV	-1
S34	Dead	0.69
S34	EXALL	-1
S34	EV	-1
S35	Dead	0.69
S35	EYALL	1
S35	EV	-1
S36	Dead	0.69
S36	EYALL	-1
S36	EV	-1
S37	Dead	0.69
S37	EXALL+0.3EY	1
S37	EV	-1
S38	Dead	0.69
S38	EXALL+0.3EY	-1
S38	EV	-1
S39	Dead	0.69
S39	EXALL-0.3EY	1
S39	EV	-1
S40	Dead	0.69
S40	EXALL-0.3EY	-1
S40	EV	-1
S41	Dead	0.69
S41	EYALL+0.3EX	1
S41	EV	-1
S42	Dead	0.69
S42	EYALL+0.3EX	-1
S42	EV	-1
S43	Dead	0.69
S43	EYALL-0.3EX	1
S43	EV	-1
S44	Dead	0.69
S44	EYALL-0.3EX	-1
S44	EV	-1

۱۱-۳- 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 شاهتیرهایی که کفها و سقفهای ساختمانی را تحمل می‌کنند باید با توجهی خاص به تغییرمکان آنها در اثر بارهای محاسباتی، طرح و محاسبه شوند.

تیرها و شاهتیرهایی که سقفهای نازک‌کاری شده را تحمل می‌کنند، 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 $\frac{1}{36}$ طول دهانه بیشتر نشود.

ب) ارتعاش

تیرها و شاهتیرهایی که سطوح بزرگ خالی از تیغه‌بندی (یا خالی از عناصر دیگری که خاصیت میراکنندگی ارتعاش را دارند) را تحمل می‌کنند، باید با توجهی خاص به لرزش و ارتعاش حاصل از بارهای جنبشی (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 تکیه‌گاهی 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.

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	FRW

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, λ_{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 کمانش جانبی، پیچشی و جانبی-پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. مهار جانبی تیرها باید به گونه‌ای تعبیه شوند که در محل اتصال آن‌ها به تیر از تغییرمکان جانبی هر دو بال تیر یا از پیچش کل مقطع به نحو موثری جلوگیری به عمل آید.

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

پ) مهارهای جانبی تیرهای باربر جانبی لرزه‌ای باید مطابق رابطه ۱۰-۳-۱۶ برای نیرویی حداقل برابر با P_{bu} طراحی شوند.

$$P_{bu} = 0.06R_y F_y Z_b / h_o \quad (10-3-16)$$

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 $0.117 \frac{E}{F_y} I_y$ و در سیستم‌های با شکل‌پذیری زیاد برابر $0.086 \frac{E}{F_y} I_y$ 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	FRW

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 تیرورقهایی 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؟

Effective Length Factor (K Major)
 Effective Length Factor (K Minor)
 Effective Length Factor (K Major Braced)
 Effective Length Factor (K Minor Braced)

از آنجا که روش مستقیم را برای 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	≥ 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.
----------------------------	----------	---------------	---

www.SoftGozar.com

۱-۲-۳-۱۰ ضریب R_y تولیدات فولاد

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

$$R_y = \frac{F_y e}{F_y} \quad (1-2-3-10)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم تعیین شده فولاد

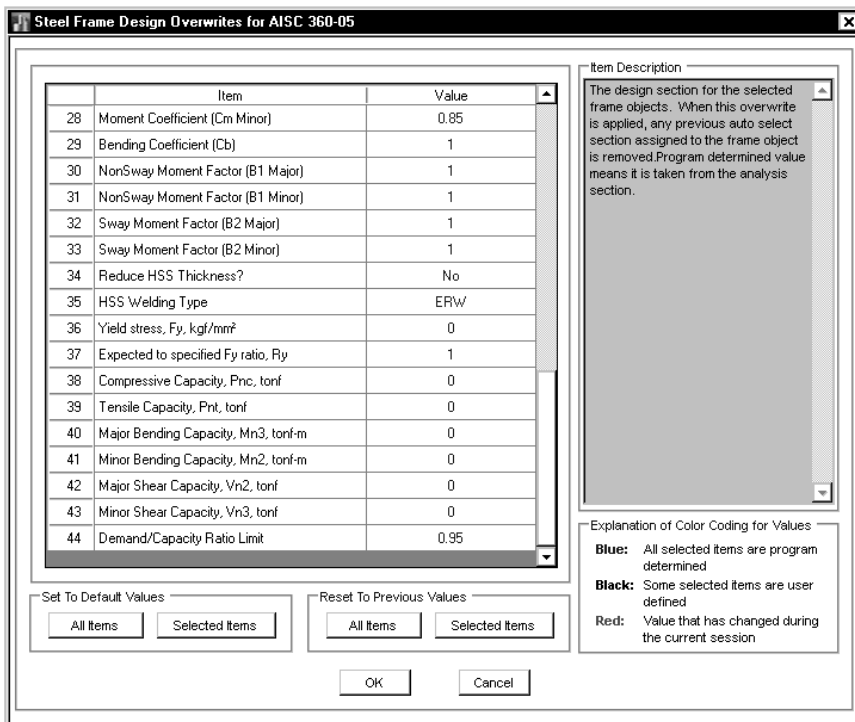
$F_y e$ = تنش تسلیم مورد انتظار فولاد

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 ۱-۲-۳-۱۰ در نظر گرفته شود.

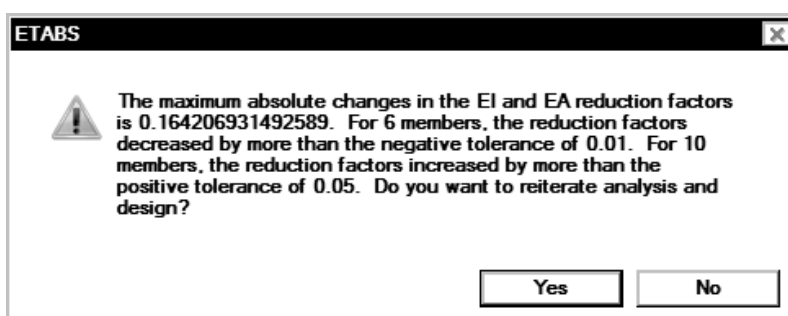
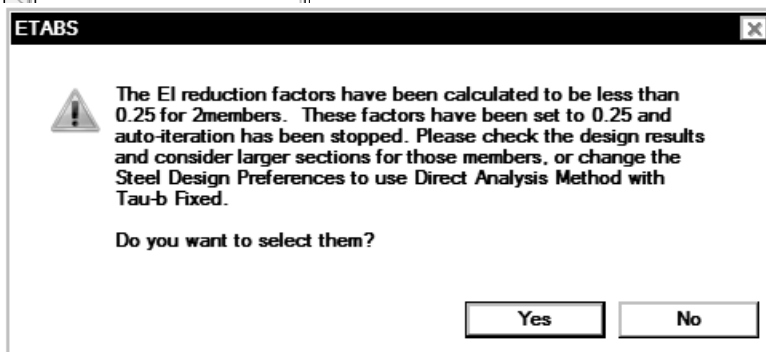
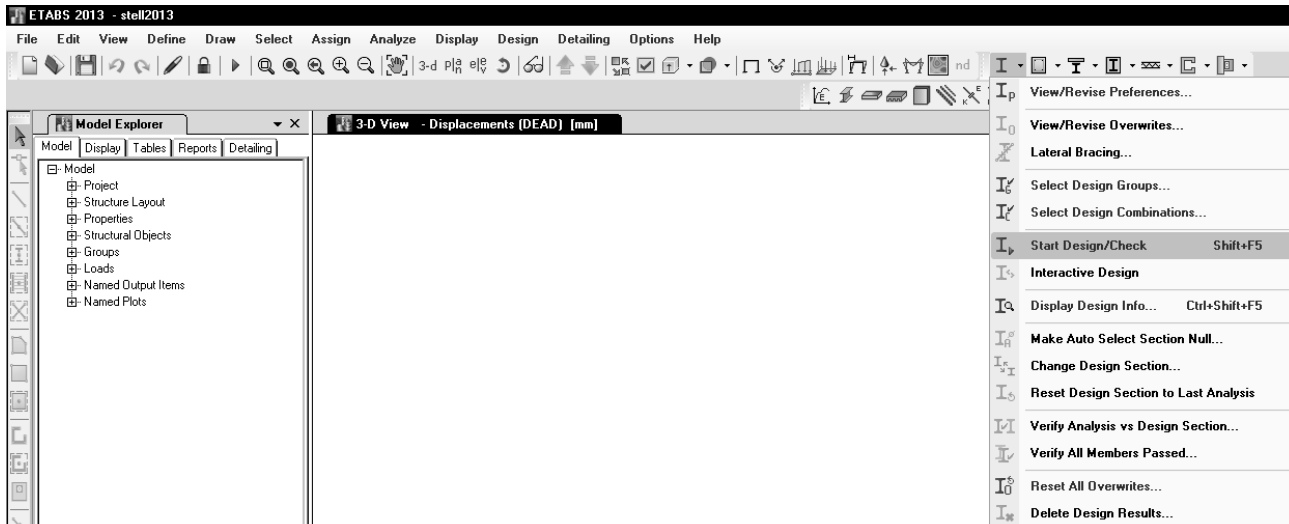
جدول ۱-۲-۳-۱۰ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

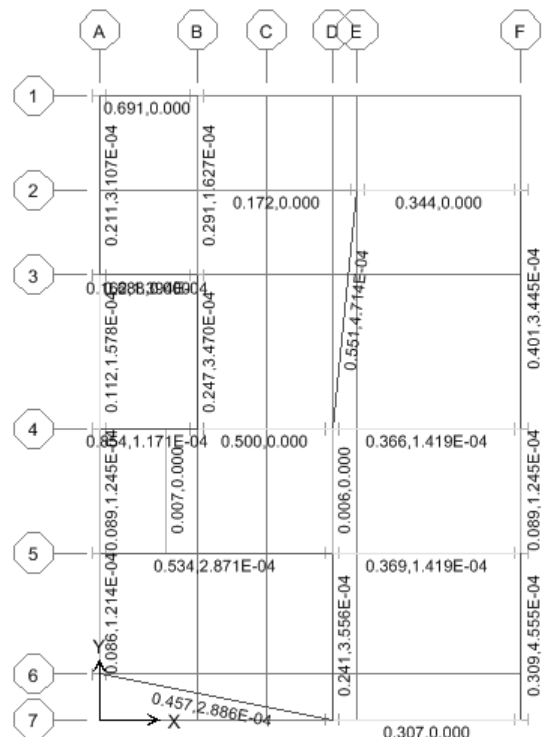
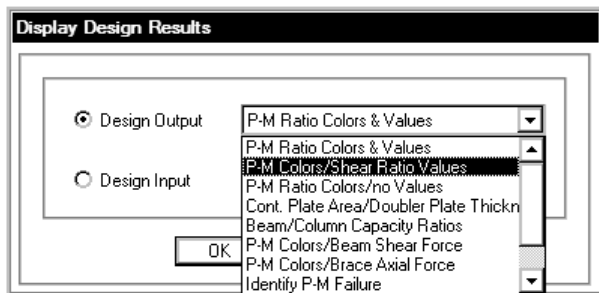
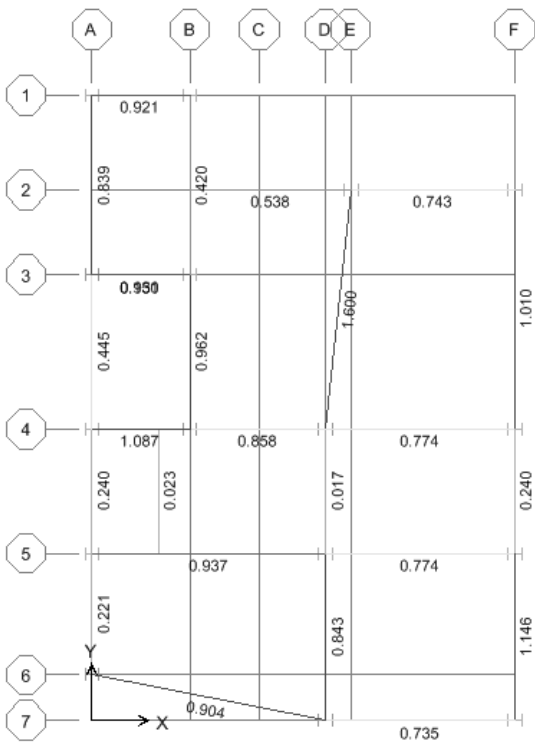
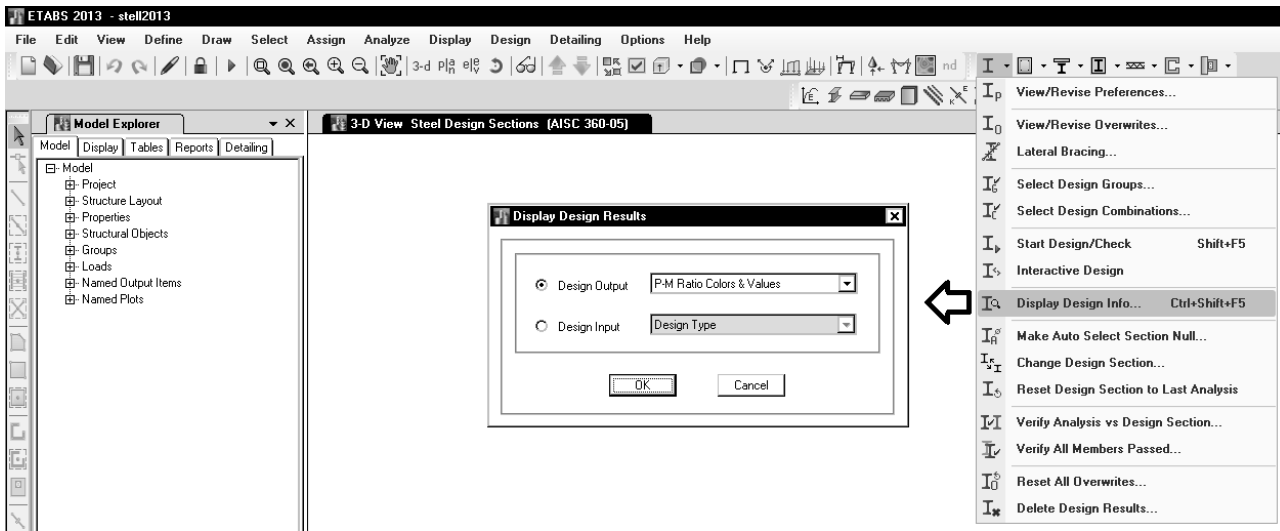
R_y	نوع محصول
۱/۲۵	مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نورد شده
۱/۲۰	سایر مقاطع نورد شده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری
۱/۱۵	مقاطع ساخته شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها

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

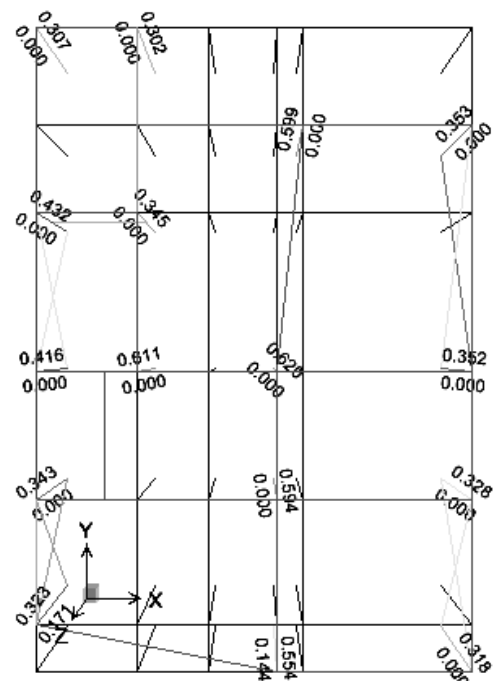
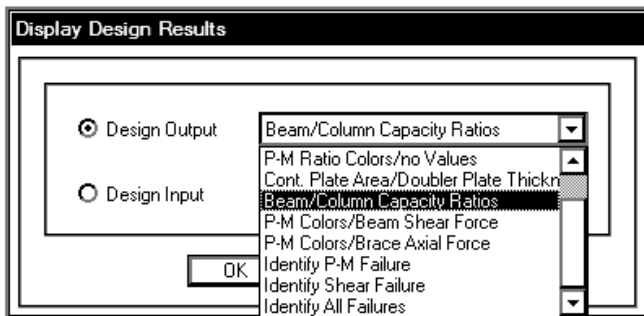


۱۱-۴ - طراحی سازه فولادی و مشاهده نتایج





۱-۴-۱۱ - 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 ستون به ستون باید به طور مجزا در امتداد هر یک از محورهای اصلی مقطع ستون رابطه زیر برآورده گردد.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (1-9-3-10)$$

که در آن:

$\sum M_{pc}^*$ = مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر مطابق با

رابطه زیر:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{ud}/A_g) \quad (2-9-3-10)$$

$\sum M_{pb}^*$ = 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 ضریب‌داری که با نیروی زلزله

ترکیب می‌شوند و اثرات لرزه‌ای ناشی از لنگر خمشی $M_{pi} = C_{pi} R_{yb} M_{pb}$ در محل تشکیل مفصل

پلاستیک نسبت به محور ستون تعیین شوند (شکل ۱-۸-۳-۱۰).

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

$$R_{maj} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \cos \theta_n}{M_{pcax}^* + M_{pcb}^*} \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

For the minor direction of any column, the beam-to-column-strength ratio is obtained as

$$R_{min} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \sin \theta_n}{M_{pcay}^* + M_{pcb}^*}, \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

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

θ_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

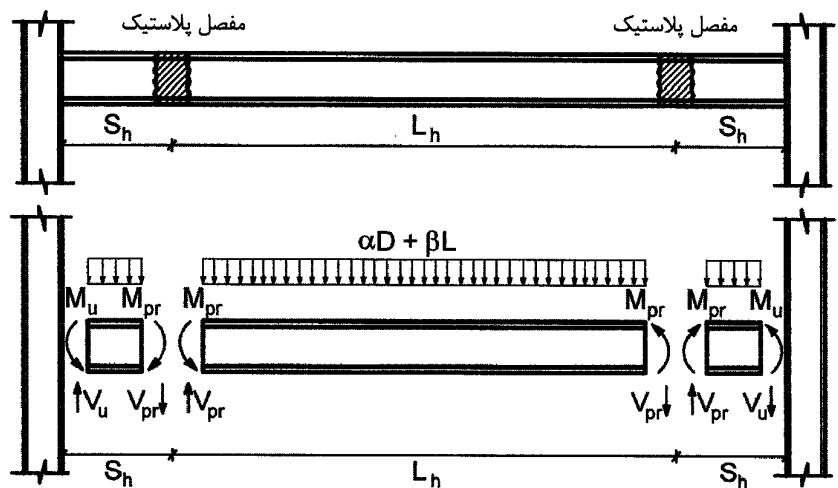
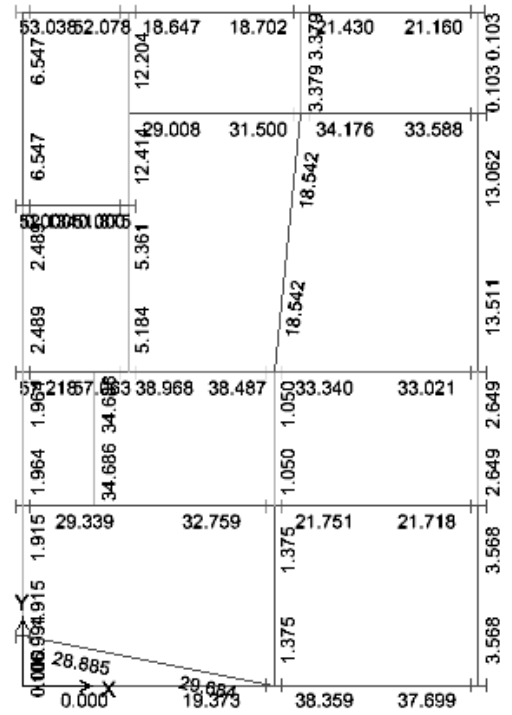
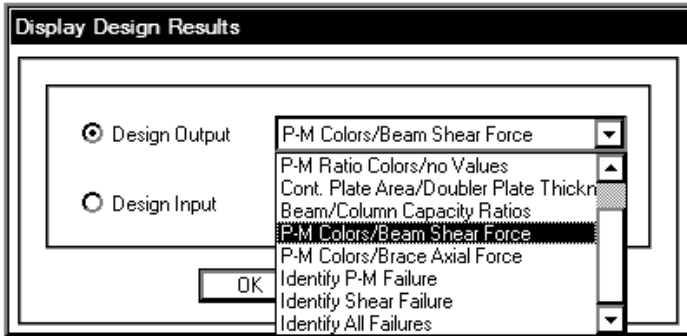
The plastic moment capacities of the columns are reduced for axial force effects and are taken as

$$M_{pc}^* = Z_c \left(F_{yc} - \left| \frac{P_{uc}}{A_g} \right| \right) \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

The plastic moment capacities of the beams are amplified for potential increase in capacity for strain hardening as

$$M_{pb}^* = 1.1 R_y F_y Z_b f_{mv} \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

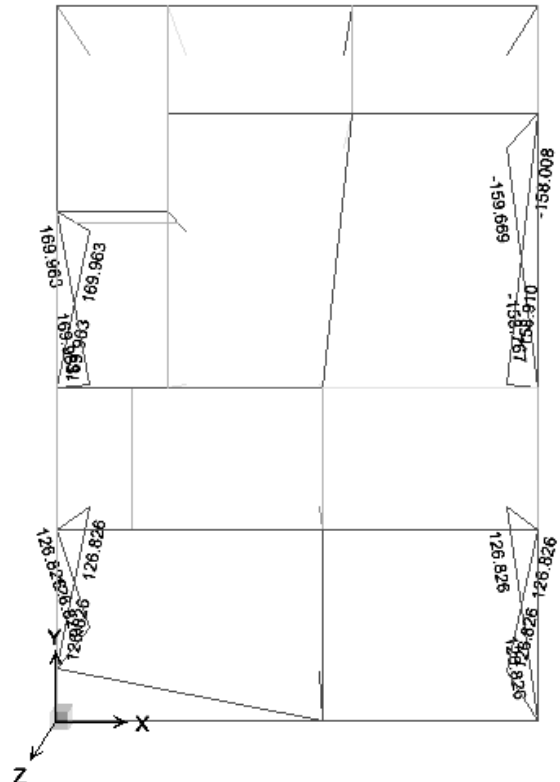
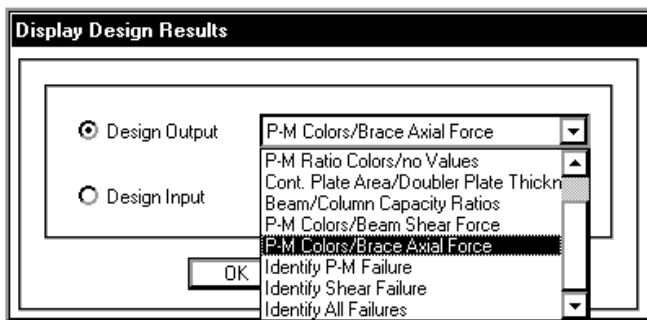
۱۱-۵- برش طراحی لرزه ای



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

۱۱-۶- 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.



۱۰-۳-۱۰ الزامات تکمیلی طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای معمولی

۱۰-۳-۱۰-۳ 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	STORY1		Analysis Section	PG2			
Beam	B88		Design Section	PG2			
COMBO	STATION	LOC	MOMENT	INTERACTION CHECK		MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO	=	AXL +	B-MAJ +	B-MIN	RATIO
COMB68	1.1625	0.151(C)	=	0.000 +	0.151 +	0.000	0.202
COMB68	1.6313	0.247(C)	=	0.000 +	0.247 +	0.000	0.169
COMB68	2.1000	0.325(C)	=	0.000 +	0.325 +	0.000	0.135
COMB68	2.5614	0.375(C)	=	0.000 +	0.375 +	0.000	0.130
COMB68	3.0227	0.392(C)	=	0.000 +	0.392 +	0.000	0.066
COMB68	3.4841	0.375(C)	=	0.000 +	0.375 +	0.000	4.9E-04
COMB68	3.9455	0.325(C)	=	0.000 +	0.325 +	0.000	0.065
COMB68	4.4068	0.241(C)	=	0.000 +	0.241 +	0.000	0.132
COMB68	4.8682	0.123(C)	=	0.000 +	0.123 +	0.000	0.199
COMB68	5.3295	0.030(C)	=	0.000 +	0.030 +	0.000	0.267
COMB68	5.7909	0.217(C)	=	0.000 +	0.217 +	0.000	0.335
COMB68	6.2523	0.441(C)	=	0.000 +	0.441 +	0.000	0.405
COMB68	6.7136	0.699(C)	=	0.000 +	0.699 +	0.000	0.475
COMB68	7.1750	0.994(C)	=	0.000 +	0.994 +	0.000	0.545
COMB68	7.1750	0.994(C)	=	0.000 +	0.994 +	0.000	0.617

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								
		α_{P_y}/P_y	α_{P_e}/P_e	T_b	EA factor	El factor		
		0	0	1	0.8	0.8		
Seismic Parameters								
Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S ₀₈	R	
No	No	Yes	D	1	1	0	5	
Design Code Parameters								
Φ_b	Φ_c	Φ_{TV}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V2}	Φ_{VT}		
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1		
Section Properties								
A (mm ²)	J (mm ⁴)	I ₃₃ (mm ⁴)	I ₂₂ (mm ⁴)	A ₃₃ (mm ²)	A ₂₂ (mm ²)			
7800	472680	162450000	20005400	6000	1980			
Design Properties								
S ₃₃ (mm ³)	S ₂₂ (mm ³)	Z ₃₃ (mm ³)	Z ₂₂ (mm ³)	r ₃₃ (mm)	r ₂₂ (mm)	C _w (mm ⁴)		
984545.5	200054	1080000	302700	144.3	50.6	4.961E+11		
Material Properties								
E (kgf/mm ²)	f _y (kgf/mm ²)	R _y	α					
20390	24	1.1	NA					

Stress Check forces and Moments						
Location (mm)	P _y (tonf)	M ₃₃ (tonf-m)	M ₂₂ (tonf-m)	V ₃₃ (tonf)	V ₂₂ (tonf)	T _x (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 ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.939	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.686	1	1	1	1	1
Parameters for Lateral Torsion Buckling						
	L _{br}	K _{br}	C _b			
	0.686	1	1.41			
Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.3a,H1-1b)						
D/C Ratio = $(P_y/P_e) + (M_{33}/M_{e33}) + (M_{22}/M_{e22})$						
0.994 = $0 + 0.994 + 0$						
Axial Force and Capacities						
P _y Force (tonf)	φP _n Capacity (tonf)	φP _n Capacity (tonf)		φP _n Capacity (tonf)		
0	102.0598	168.48				
Moments and Capacities						
M ₃₃ Moment (tonf-m)	φM _n Capacity (tonf-m)	φM _n No L ₁₉₀₁ (tonf-m)				
Major Bending	23.1955	23.328		23.328		
Minor Bending	0	6.5383				
Shear Design						
	V _u Force (tonf)	φV _n Capacity (tonf)				
Major Shear	15.8265	25.6608				
Minor Shear	0	77.76				
End Reaction Major Shear Forces						
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo			
12.6078	DSTLS74	15.8265	DSTLS74			

۸-۱۱- 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 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):

The screenshot shows the ETABS 2013 interface. The 'Model Explorer' on the left shows the 'Modal Results' folder expanded to 'Modal Participating Mass Ratios'. The main window displays a table of modal results for 'STORY1 - Z = 2.7 (m) - Displacements (DEAD) [mm]'. The table has columns for Case, Mode, Period (sec), UX, UY, UZ, Sum UX, Sum UY, Sum UZ, and RX. The first two modes are highlighted with circles and arrows pointing to the 'Modal Participating Mass Ratios' section in the Model Explorer.

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	0.99	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

دوره تناوب حاصل از تحلیل در راستای x برابر $(T_{ETABS})_x = 2.172sec$ و در راستای y برابر $(T_{ETABS})_y = 0.817sec$ می باشد.

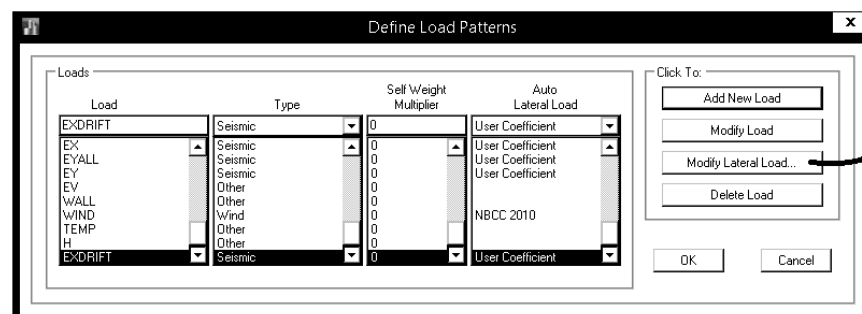
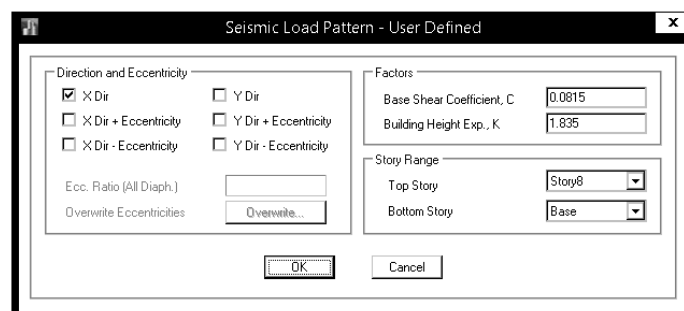
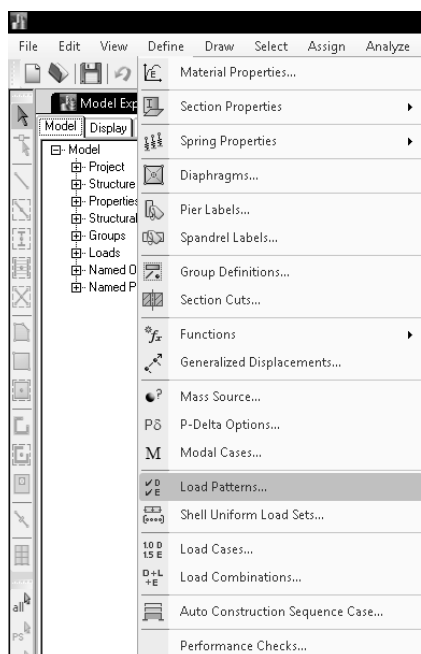
۱۱-۹- کنترل جابجایی نسبی طبقات

برای کنترل جابجایی نسبی به شرح زیر عمل می کنیم:

۱- ابتدا مطابق بند قبل دوره تناوب سازه از نرم افزار $(T_{ETABS})_x$ و نیز $(T_{ETABS})_y$ بدست می آید.

۲- در سازه اصلی با استفاده از فایل Excel زیر نیروهای EXdrift و EYdrift بر اساس دوره تناوب حاصل از بند قبلی تعریف می شوند.

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	بندی
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

- Tables
 - 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

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ m	RX rad	RY rad	
RIDGE	D1	EXD			0	0	0	0.0
STORY6	D1	EXD			0	0	0	0.0
STORY5	D1	EXD			0	0	0	0.0
STORY4	D1	EXD			0	0	0	0.0
STORY3	D1	EXD			0	0	0	0.0
STORY2	D1	EXD			0	0	0	0.0
STORY1	D1	EXD			0	0	0	0.0
GROUND	D1	EXD			0	0	0	5.1

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

- Tables
 - 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]

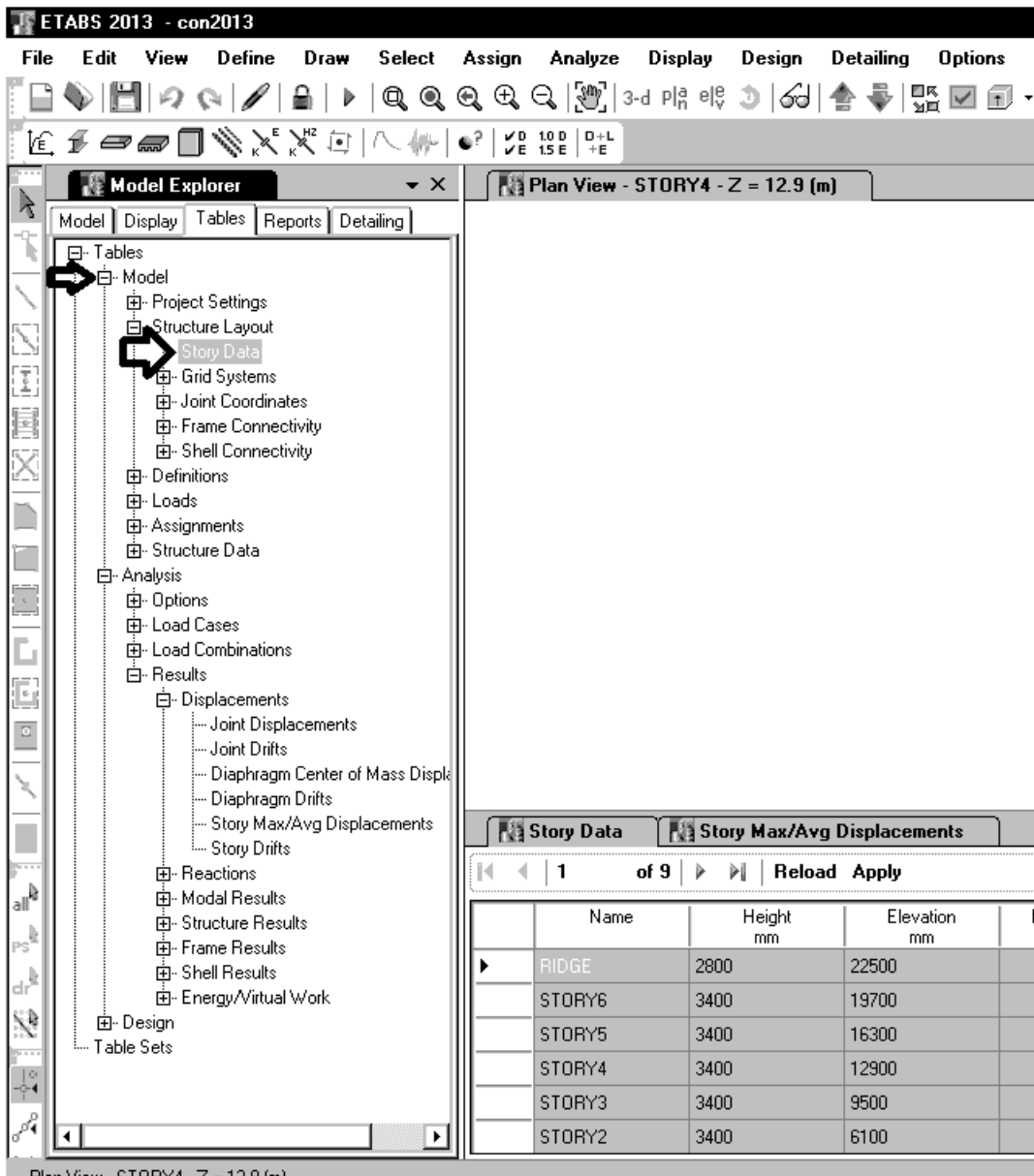
Diaphragm Center of Mass Displacements

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	0
STORY6	D1	EXDRIFT	59.6	0.7	0	0	0	0
STORY5	D1	EXDRIFT	53.2	0.9	0	0	0	0
STORY4	D1	EXDRIFT	43.6	0.7	0	0	0	0
STORY3	D1	EXDRIFT	31.3	0.5	0	0	0	0
STORY2	D1	EXDRIFT	20.8	0.3	0	0	0	0
STORY1	D1	EXDRIFT	10.5	0.2	0	0	0	0
GROUND	D1	EXDRIFT	8	0.1	0	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

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z		
			mm	mm	mm	rad	rad	rad		m	m	m		
4	RIDGE	D1	EXDRIFT	63.1	-2.2	0	0	0.000547	166	1.5243	11.69	22.5	2800	=(D4-D5)/N4
5	STORY6	D1	EXDRIFT	59.6	0.7	0	0	0.000639	181	6.11	9.366	19.7	3400	0.001882
6	STORY5	D1	EXDRIFT	53.2	0.9	0	0	0.000624	182	6.4914	9.2299	16.3	3400	0.002824
7	STORY4	D1	EXDRIFT	43.6	0.7	0	0	0.00054	183	6.4914	9.2299	12.9	3400	0.003618
8	STORY3	D1	EXDRIFT	31.3	0.5	0	0	0.000399	184	6.4624	9.2546	9.5	3400	0.003088
9	STORY2	D1	EXDRIFT	20.8	0.3	0	0	0.000266	185	6.4323	9.278	6.1	3400	0.003029
10	STORY1	D1	EXDRIFT	10.5	0.2	0	0	0.000138	186	6.4348	9.252	2.7	2800	0.002393
11	GROUND	D1	EXDRIFT	3.8	0.1	0	0	0.000051	187	6.5878	9.9739	-0.1	3200	0.001188
12														0

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 Cd بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم تعیین می شود که پیش نویس آن منتشر شده است:

جدول (۳-۵) مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰ ۵۰ - ۱۵ ۱۵ ۱۵ ۱۰	۵ ۴ ۳/۵ ۳ ۳/۵ ۴ ۳	۲/۵ ۲/۵ ۲/۵ ۲/۵ ۲ ۳ ۲	۵ ۴ ۳/۵ ۳ ۴ ۵/۵ ۳	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱] ۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح ۵- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و مهار تسمه‌ای فولادی ۶- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی ۷- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰ ۵۰ - ۱۵ ۵۰ ۵۰ ۵۰	۵ ۴ ۳ ۲/۵ ۴ ۵/۵ ۵	۲/۵ ۲/۵ ۲/۵ ۲/۵ ۲ ۲ ۲	۶ ۵ ۴ ۳ ۷ ۷ ۵/۵	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه [۲] ۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط ۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱] ۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح ۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳] ۶- مهاربندی کمانش تاب ۷- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۲۰۰ ۵۰ - ۲۰۰ ۵۰ -	۵/۵ ۴/۵ ۲/۵ ۵/۵ ۴ ۳	۳ ۳ ۳ ۳ ۳ ۳	۷/۵ ۵ ۳ ۷/۵ ۵ ۳/۵	۱- قاب خمشی بتن مسلح ویژه [۴] ۲- قاب خمشی بتن مسلح متوسط [۴] ۳- قاب خمشی بتن مسلح معمولی [۴] و [۱] ۴- قاب خمشی فولادی ویژه ۵- قاب خمشی فولادی متوسط ۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱] و [۵]	پ- سیستم قاب خمشی
۲۰۰ ۷۰ ۵۰ ۵۰ ۲۰۰ ۷۰ ۲۰۰ ۷۰	۵/۵ ۵ ۴/۵ ۴/۵ ۴ ۵ ۵/۵ ۵	۲/۵ ۲/۵ ۲/۵ ۲/۵ ۲/۵ ۲/۵ ۲/۵ ۲/۵	۷/۵ ۶/۵ ۶ ۶ ۷/۵ ۶ ۷ ۶	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه ۲- قاب خمشی بتنی متوسط + دیوار برشی بتن مسلح ویژه ۳- قاب خمشی بتنی متوسط + دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن مسلح متوسط ۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی واگرای ویژه فولادی ۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی واگرای ویژه فولادی ۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی ۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۱۰	۲	۱/۵	۲	۱- سازه های فولادی یا بتنی ویژه	ث- سیستم کنسولی